



Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil
Laboratoire de Génie sismique
et de Dynamique des Structures



THESE DE DOCTORAT EN SCIENCE

Option: structure

Présentée par

BELKHEIRI Nassira

Magistère en Génie Civil

Intitulée

Développement d'une approche intégrée pour l'analyse de la sensibilité de
la réponse structurale à la variabilité spatiale de l'excitation sismique

Soutenue publiquement le 22/04/2024 devant le jury composé de:

N.BOURAHLA	Professeur, ENP	Président
B.TILIOUINE	Professeur, ENP	Directeur de thèse
A.BOURZAM	Professeur, ENP	Examineur
M.CHABAAT	Professeur, USTHB	Examineur
K. SANDJAK	Maître de conférences, U. Bumerdes	Examineur
M. OUANANI	Maître de conférences, U. Djelfa	Examineur
M. HAMMOUTENE	Professeur, ENP	Invité



Ecole Nationale Polytechnique

Département de Génie Civil
Laboratoire de Génie sismique
et de Dynamique des Structures



THESE DE DOCTORAT EN SCIENCE

Option: structure

Présentée par

BELKHEIRI Nassira

Magistère en Génie Civil

Intitulée

Développement d'une approche intégrée pour l'analyse de la sensibilité de
la réponse structurale à la variabilité spatiale de l'excitation sismique

Soutenue publiquement le 22/04/2024 devant le jury composé de:

N.BOURAHLA	Professeur, ENP	Président
B.TILIOUINE	Professeur, ENP	Directeur de thèse
A.BOURZAM	Professeur, ENP	Examineur
M.CHABAAT	Professeur, USTHB	Examineur
K. SANDJAK	Maître de conférences, U. Boumerdes	Examineur
M. OUANANI	Maître de conférences, U. Djelfa	Examineur
M. HAMMOUTENE	Professeur, ENP	Invité

ENP 2024

الملخص

يتم في هذه الدراسة تحليل الاستجابات العشوائية لجسور الطرق السريعة للتغير المكاني لحركة التربة VSMS. تم استخدام نموذج التباين المكاني للحركات الأرضية لدراسة الأهمية النسبية لتأثير عدم الاتساق وتأثير مرور الموجة وتأثيرات الموقع على الاستجابة الديناميكية العشوائية لجسر الطريق.

- تم دراسة تأثير عدم الاتساق باستخدام نموذجين مستخدمين على نطاق واسع بينما تم دمج تأثير مرور الموجة باستخدام سرعات موجة مختلفة.

- ومن ثم تطبيق نظرية الاهتزازات العشوائية لدراسة تأثير الهزات الزلزالية غير المنتظمة على هيكل الجسر.

- تم تقييم استجابة الجسر من حيث متوسط قيم الإزاحات القصوى.

- ثم إجراء تحليلات للاستجابة الثابتة والعبارة.

أظهرت النتائج أن الاستجابات الديناميكية العشوائية المرتبطة بتأثيرات الموقع أعلى بكثير من تلك المحسوبة من افتراضات الإثارة الزلزالية الموحدة وغير المتزامنة وغير المتماثلة. ولذلك، فإن النماذج التحليلية المستخدمة للتحليل الديناميكي العشوائي لجسور الطرق السريعة طويلة المدى يجب أن تأخذ في الاعتبار جميع مكونات VSMS، وخاصة تأثيرات الموقع.

الكلمات المفتاحية

التغير المكاني لحركة التربة، تأثير عدم الاتساق، جسور الطرق السريعة، نظرية الاهتزازات العشوائية، تأثير مرور الموجة، تأثير الموقع.

Abstract

This study investigates the stochastic responses of highway bridges to spatial variation of ground motion (SVGGM). The relative impact of the incoherency effect, the wave passage effect, and the site effects on the stochastic dynamic response of an asymmetrical R.C box girder highway bridge is analysed. The incoherency effect is studied in this work using two widely used models, while the wave-passage effect is included with a variety of wave velocities. The random vibration theory is then used to investigate the impact of non-uniform seismic excitations on the bridge structure. The mean values of the maximum displacements and bending moments are evaluated. Analyses of both stationary and transient response are performed. The results demonstrate that the stochastic dynamic responses associated with site effects are significantly larger than those estimated using the assumptions of uniform, delayed, and incoherent seismic stimulation. As a result, all SVGGM components, especially the site-response effects, should be considered in analytical models used for the stochastic dynamic analysis of long span highway bridges.

Keywords:

Spatial variability; Random vibrations; Highway bridge; Incoherency; Wave-passage effect; Site effect

Résumé

Les réponses stochastiques des ponts routiers à la variation spatiale des mouvements du sol VSMS sont analysées dans cette étude. Un modèle de variabilité spatiale des mouvements du sol est utilisé pour étudier l'importance relative de l'effet d'incohérence, de l'effet de passage d'ondes et des effets de site sur la réponse dynamique stochastique d'un pont routier à poutre-caisson asymétrique à inertie variable. Dans cette étude, l'effet d'incohérence est étudié à l'aide de deux modèles largement utilisés tandis que l'effet de passage des ondes est incorporé à l'aide de diverses vitesses d'onde. Ensuite, la théorie des vibrations aléatoires est appliquée pour étudier l'effet des excitations sismiques non uniformes sur la structure du pont. La réponse du pont est évaluée en termes de valeurs moyennes des déplacements maximaux et des moments fléchissant. Des analyses de la réponse stationnaire et transitoire sont effectuées. Les résultats montrent que les réponses dynamiques stochastiques liées aux effets de site sont bien supérieures à celles calculées à partir d'hypothèses d'excitation sismique uniformes, asynchrone et incohérentes. Par conséquent, les modèles analytiques utilisés pour l'analyse dynamique stochastique des ponts routiers à longue portée devraient prendre en compte toutes les composantes du VSMS, en particulier les effets de site.

Mots-clés :

Variabilité spatiale; Pont routier; Vibrations aléatoires; Incohérence; Passage d'ondes effet; Effet de site

REMERCIEMENTS

Je remercie dieu le tout puissant de m'avoir donné le courage, la patience et la volonté pour réaliser ce travail.

Je tiens tout d'abord à remercier le professeur **B. TILIOUINE** de l'Ecole Nationale Polytechnique (Alger) pour avoir accepté de m'encadrer et pour m'avoir fourni de judicieux conseils, de par ses expériences et ses connaissances.

Je tiens également à remercier le professeur **N. BOURAHLA** de l'Ecole Nationale Polytechnique (Alger) d'avoir accepté de présider le jury de cette thèse.

J'adresse mes plus sincères remerciements aux examinateurs, M. **A. BOURZAM**, Professeur à l'ENP, M. **M. CHABAAT**, Professeur à l'USTHB, M. **K. SANDJAK** Maître de conférences à l'université de Boumerdes et M. **M. OUANANI**, Maître de conférences à l'université de Djelfa, pour avoir bien voulu participer au jury.

Je remercie le professeur **M. HAMMOUTENE** pour l'honneur qu'il me fait en s'associant au jury en tant qu'invité d'honneur.

Enfin, je remercie chaleureusement **mes parents** pour l'attention, le soutien et la confiance qu'ils m'ont donnée au cours de ces longues années. Merci également à **mes frères** et **mes sœurs** pour ses encouragements.

TABLE DES MATIERES

Liste des figures	
Introduction générale	11
1 Problématique	12
2 Objectifs de la thèse	12
3 Organisation de la thèse	12
<i>Chapitre 1 : Variabilité spatiale des mouvements du sol: Eléments de base et états de l'art</i>	
1.1 Introduction.....	14
1.2 Variabilité spatiale des mouvements du sol.....	15
1.3 Causes de la variabilité spatiale des mouvements du sol.....	16
1.3.1 Mécanisme	16
1.3.2 Propagation des ondes sismiques.....	17
1.3.3 Effets de site.....	18
1.4 Modélisation de la VSMS.....	19
1.4.1 Généralités	19
1.4.2 Fonction de cohérence	20
1.4.3 Modèles de la fonction de cohérence.....	21
1.5 Aperçu sur les travaux antérieurs relatifs aux effets de la VSMS sur les ponts	23
1.6 Conclusion	28
<i>Chapitre 2 : Réponse stochastique des structures soumises à des excitations sismiques variables</i>	
2.1 Introduction.....	29
2.2 Théorie des vibrations aléatoires	30
2.2.1 Introduction.....	30
2.2.2 Processus stochastiques stationnaire.....	30
2.2.3 Analyse spectrale des processus stochastiques	31
2.3 Equation du mouvement des systèmes multi supports	34

2.4 Analyse spectrale dans le domaine fréquentiel à l'aide de l'analyse des vibrations aléatoires	37
2.4.1 Réponse stationnaire	37
2.4.2 Réponse transitoire.....	39
2.4.3 Moyenne de la réponse	40
2.5 Conclusion	41
Chapitre 3 : Elaboration d'un modèle de VSMS	
3.1 Introduction.....	42
3.2 Modélisation des mouvements variables du sol.....	42
3.3 Fonction de cohérence	48
3.3.1 Effet de passage d'onde	49
3.3.2 Effet de site	49
3.3.3 Effet d'incohérence	49
3.4 Réponse stochastique du pont.....	51
3.5 Validation du programme de calcul.....	52
3.6 Conclusion	53
Chapitre 4 : Analyse des effets de la VSMS sur les réponses d'un pont routier	
4.1 Introduction.....	54
4.2 Description du pont étudié : Pont d'Azazga	55
4.3 Analyse vibratoire.....	56
4.3.1 Formulation générale du problème	56
4.3.2 Investigation numérique sur les caractéristiques modales du pont d'AZAZGA	57
4.4 Conditions de site.....	58
4.5 Réponses stationnaires	60
4.5.1 Effet de passage d'onde	60
4.5.2 Effet de l'incohérence	60
4.5.3 Réponses normalisées	61
4.5.4 Moyenne des réponses maximales.....	62
4.6 Réponses transitoires	67
4.7 Conclusion	69
Conclusions générales.....	70

Annexe	72
Références bibliographiques	73

LISTE DES FIGURES

Chapitre 1: Variabilité spatiale des mouvements du sol: Eléments de base et états de l'art

Figure 1.1: Effondrement de ponts lors des tremblements de terre antérieurs	15
Figure 1.2: Différentes sources de la VSMS	16
Figure 1.3: Propagation des ondes sismiques	18
Figure 1.4: Effets de site à Mexico (Séisme de 1985)	19
Figure 1.5: Configuration du réseau SMART	20
Figure 1.6: Configuration du réseau différentiel El Centro	25

Chapitre 2: Réponse stochastique des structures soumises à des excitations sismiques variables

Figure 2.1: Un système soumis à des excitations multi-supports	34
---	----

Chapitre 3: Elaboration d'un modèle de VSMS

Figure 3.1: Densité spectrale de puissance de l'accélération du sol du modèle de Clough et Penzien	43
Figure 3.2: Transformation du mouvement du substratum à la surface	44
Figure 3.3: Variation de la fonction d'amplification avec τS , Q et r	48
Figure 3.4: Illustration schématique de l'effet d'incohérence pour : (a) $d=100m$, (b) $d=512m$	51
Figure 3.5: Poutre à deux travées sous l'effet d'excitation non uniforme	52
Figure 3.6: Variance normalisée des déplacements	53

Chapitre 4: Analyse des effets de la VSMS sur les réponses d'un pont routier

Figure 4.1: Description du pont routier d'Azazga : (a) élévation du pont, (b) coupes transversales des segments, (c) coupes transversales des piles	55
Figure 4.2: Modèle discret du pont routier	56
Figure 4.3: Identification des modes dominants de vibration du pont étudié: Verticales (V.) et Longitudinales (Lg.)	57
Figure 4.4: Identification des modes dominants de vibration du pont étudié: Latérales (L.) et Torsionelles (T.)	58

Figure 4.5: Fonctions d'amplification du sol correspondantes aux différents supports du pont	59
Figure 4.6: DSP correspondantes aux différents sites en surface	59
Figure 4.7: Moyenne des valeurs maximales de déplacement vertical le long du tablier du pont d'Azazga sous des effets d'excitation uniforme et de passage d'ondes	60
Figure 4.8: Moyenne des valeurs maximales des déplacements verticaux le long du tablier du pont d'Azazga sous excitation uniforme et effet d'incohérence.....	61
Figure 4.9: Moyenne normalisée des valeurs maximales des déplacements verticaux le long du tablier du pont d'Azazga : a) Excitation uniforme, b) Effet combiné (VSMS).....	62
Figure 4.10: Moyenne des valeurs maximales des déplacements le long du tablier du pont d'Azazga sous excitation uniforme et composantes de la VSMS	64
Figure 4.11: Moyenne des valeurs maximales du moment de flexion le long du tablier du pont d'Azazga sous excitation uniforme et composantes de la VSMS	65
Figure 4.12: Moyenne des valeurs maximales des déplacements des piles de pont sous excitation uniforme et excitation SVGM : (a) pile la plus courte, (b) pile la plus haute	66
Figure 4.13: Moyenne des valeurs maximales des moments fléchissants sur les piles de pont sous excitation uniforme et excitation SVGM : (a) pile la plus courte (b) pile la plus haute	67
Figure 4.14: Moyenne des valeurs maximales de la réponse transitoire le long du tablier du pont : (a) déplacement vertical, (b) moment fléchissant.....	68
Figure 4.15: Moyenne des valeurs maximales des déplacements transitoires le long des piles de pont : a) pile la plus courte, b) pile la plus haute.....	69

INTRODUCTION GENERALE

1. Problématique

Le séisme est sans aucun doute l'une des plus grandes catastrophes naturelles pouvant induire de graves dommages structurels et d'énormes pertes de biens et de vies. Les conséquences destructrices qui en résultent ont non seulement rendu l'analyse et la conception sismiques structurelles beaucoup plus importantes, mais ont également rendu nécessaire une représentation plus réaliste des mouvements du sol, telle que l'inclusion des variations spatiales du mouvement du sol dans la modélisation des séismes et l'analyse sismique des structures.

Les mouvements sismiques du sol enregistrés présentent des variations spatiales dans leurs amplitudes et leurs phases, et les variabilités spatiales ont un effet important sur les réponses des structures étendues, telles que les ponts à longue portée.

Les ponts routiers constituent une composante fondamentale des réseaux de transports terrestres et revêtent un caractère économique et stratégique important. Ils procurent des liens d'urgence durant les tremblements de terre et leur opérabilité pendant et après des événements sismiques majeurs est essentielle. En conséquence, il est d'une importance cruciale de pouvoir concevoir et simuler au mieux le comportement des structures de ponts sous l'effet de séisme d'intensité majeure.

Les procédures d'analyse parasismique des ponts sont souvent basées sur l'hypothèse simplificatrice que le mouvement sismique de sol au niveau des appuis est uniforme. En d'autre terme, la Variabilité Spatiale du Mouvement Sismique de sol (VSMS) est complètement ignorée, ce qui ne saurait être le cas pour les structures étendues dont les appuis sont soumis, en sus des forces d'inerties, à des forces quasi-statiques additionnelles importantes.

2. Objectifs de la thèse

L'objectif de la présente étude est de développer une approche de représentation SVMS complète et réaliste en tenant compte de l'effet d'incohérence, de l'effet de passage des ondes, de l'effet de réponse du site et ensuite de déterminer l'importance des composantes VSMS sur les réponses dynamiques stochastiques d'un pont routier à poutre-caisson asymétrique en Béton Armé à inertie variable sous des mouvements du sol sismiques variables. La théorie des vibrations aléatoires est utilisée pour étudier l'impact des différentes composantes du VSMS sur les réponses sismiques de la superstructure et de l'infrastructure du pont routier. Pour cela, le modèle analytique d'amplification du sol de Safak 1995 associé à deux modèles de fonction de cohérence spatiale (Luco et Wong 1986 ; Harichandran et Vanmarcke 1986) sont intégrés dans une formulation de vibration aléatoire. Pour l'hypothèse de mouvement uniforme du sol, l'effet d'incohérence, l'effet de passage d'onde et les effets du site, les réponses du pont en termes de valeurs moyennes des déplacements verticaux maximaux et des moments de flexion dans la superstructure et l'infrastructure du pont sont évalués.

3. Organisation de la thèse

Après cette introduction, le premier chapitre consiste à présenter les différentes causes du mouvement sismique différentiel, ainsi que les modèles de la cohérence utilisés pour modéliser la SVGM. Par la suite une synthèse des travaux antérieurs sur l'influence de la VSMS sur la réponse dynamique des structures sera présentée.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation des réponses des structures multi supports en utilisant l'analyse spectrale dans le domaine fréquentiel à l'aide de l'analyse des vibrations aléatoires

Une analyse stochastique des structures soumises à des mouvements du sol variables dans l'espace est effectuée dans le troisième chapitre. Le mouvement du sol est décrit par la densité spectrale de puissance (DSP) associé à un modèle analytique d'amplification du sol (Safak, 1995). La variabilité spatiale de l'excitation sismique est prise en compte en considérant l'effet d'incohérence, l'effet de passage d'onde et les effets de site.

Dans le quatrième chapitre, un pont routier (pont d'Azazga, au nord de l'Algérie, 512 m de longueur) est analysé sous l'effet du mouvement uniforme du sol, l'effet d'incohérence, l'effet de passage d'onde et les effets du site. Les réponses du pont sont présentées en termes de valeurs moyennes des déplacements verticaux maximaux et des moments fléchissant dans la superstructure et l'infrastructure du pont sont évalués. En outre, les résultats numériques de l'analyse stationnaire et transitoire sont comparés et certaines conclusions techniques significatives sont fournies.

Enfin, nous présenterons une conclusion de l'ensemble des travaux réalisés et nous émettrons des recommandations et suggestions.

*Chapitre 1: Variabilité spatiale des mouvements du sol:
Éléments de base et états de l'art*

1.1 Introduction

Au cours des dernières décennies, un grand nombre de tremblements de terre destructeurs a causé des dommages catastrophiques aux ponts ayant pour conséquences d'énormes pertes humaines et matérielles (Fig. 1.1) comme c'est le cas des séismes de San Francisco (1906), Imperial Valley (1979), Northridge (1994), Kobe (1995), Chi-Chi (1999), Sichuan (2008), Haïti (2010 et 2011). Ces tremblements de terre ont non seulement rendu l'analyse et la conception sismique structurelle beaucoup plus essentielles mais ont rendu nécessaire une représentation plus réaliste des mouvements du sol comme l'inclusion des variations spatiales du mouvement du sol dans la représentation des tremblements de terre et l'analyse sismique et la conception des structures (Zhang, 2013).



Northridge (1994)



Kobé (1995)



Chi-Chi (1999)



Sichuan (2008)

Fig. 1.1- Effondrement de ponts lors des tremblements de terre antérieurs (Zhang, 2013).

1.2 Variabilité Spatiale du Mouvement du Sol

L'appellation « variation spatiale du mouvement sismique du sol » désigne les différences dans l'amplitude et la phase des mouvements sismiques enregistrés sur des zones étendues (Zerva, 2009 ; Eleftheria Efthymiou, 2021). En raison des différentes couches de sols, le signal sismique est soumis aux effets de réfraction, de réflexion et de diffraction. En outre, les caractéristiques du signal sismique sont affectées par l'effet de source, car les sources sismiques étendues ou ponctuelles ne génèrent pas des mouvements identiques. En conséquence, les signaux sismiques sont très différents en amplitude et en fréquence, même à des distances très courtes. La variabilité spatiale du mouvement sismique a été identifiée par quatre effets distincts (Der Kiureghian, 1996):

1. *Effet de l'incohérence*: la perte de cohérence des ondes sismiques due à la diffraction des ondes.
2. *Effet du passage d'ondes*: décalage temporel dans l'arrivée du même signal sismique.
3. *Effet de site*: changement des caractéristiques du profil de sol et l'effet qu'il a sur les caractéristiques du signal.
4. *Effet de l'atténuation* : la diminution graduelle de l'amplitude du signal avec la distance.

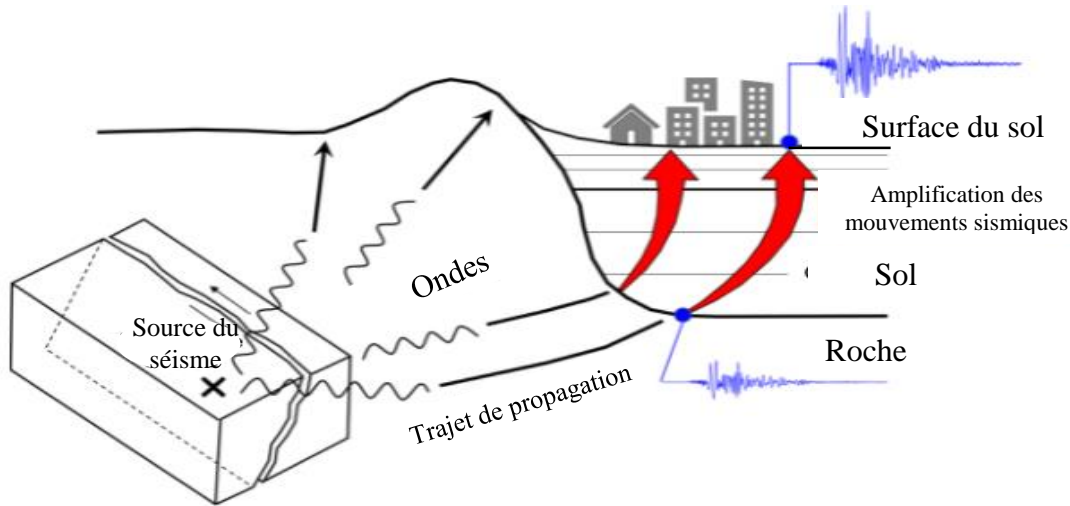


Fig. 1.2- Différentes sources de la VSMS.

1.3 Causes de la variation spatiale des mouvements du sol

1.3.1 Mécanisme de la rupture

Le déplacement relatif des deux lèvres de la faille est une première source évidente de mouvements différentiels (Bard, 1995). Si l'ouvrage traverse cette rupture géologique, il est probable que ses supports subissent des variations importantes pendant le séisme, qui persisteront après l'évènement sous forme de déplacements résiduels. Selon (Bard, 1995), le pont qui devrait relier Rio et Antirion près de Patras en Grèce et qui traverse le golfe de Corinthe : les déplacements relatifs prévus pour un évènement de magnitude $M= 6.5$ sont de l'ordre de 10cm.

Le tremblement de terre ne se produit pas à chaque point de la faille en même temps. En revanche, elle se répand à une vitesse proche de celle des ondes de cisaillement sur une distance spécifique. Ainsi, un effet de type Doppler se produit dans un champ proche, ce qui affecte la distribution en fréquence et en amplitude des mouvements de sol en fonction de l'angle créé par la ligne de rupture et du chemin suivi par l'onde de la source au site de l'ouvrage [25].

La variabilité spatiale des ondes sismiques en champ lointain peut également être influencée par l'étendue de la source. Des ondes, qui interfèrent différemment en différents

endroits à la surface, sont produites par les différentes ruptures le long de la faille, comme le soulignent [Sommerville et al. \(1991\)](#). Les signaux sismiques aux appuis d'une structure étendue ont de ce fait des allures distinctes. Le lecteur peut se référer à l'étude bibliographique de [Zerva \(1988\)](#) sur les mécanismes de source et leur impact sur la corrélation spatiale des mouvements de sol, ainsi qu'aux travaux de [Zerva et Shinozuka \(1991\)](#) et [Zerva et al. \(1990\)](#) qui présentent l'impact de la variabilité des paramètres contrôlant les mécanismes de rupture (amplitude de dislocation, temps de montée, vitesse de rupture et dimension de la faille) sur les mouvements différentiels de sol et leur contenu fréquentiel.

Diverses sources d'incohérence spatiale ont été analysées par [Toksoz et al. \(1991\)](#). Les ondes de compression P et de cisaillement S sont produites par une source en profondeur et se réfléchissent à plusieurs reprises sur les interfaces des couches de sol. La perte de cohérence spatiale est en partie causée par les interférences de ces ondes à la surface, en particulier pour les mouvements verticaux. En revanche, la cohérence est excellente lorsque la source se trouve à une faible profondeur (ce qui génère principalement des ondes de Rayleigh) ou généralement lorsque les ondes sont limitées à proximité de la surface. Dans ce cas, la forme des ondes reste la même et seul un déphasage se produit entre les différentes stations. Les phénomènes d'incohérence peuvent être causés par des variations de la hétérogénéité du sol (et donc de la vitesse de propagation) ou des variations de l'épaisseur du sol. [Toksoz et al. \(1991\)](#) ont démontré que la perte de cohérence dépend principalement de la distance rapportée à la longueur d'onde. Lorsque les stations sont à une distance de l'ordre de la longueur d'onde, la décorrélation spatiale devient significative.

[Sommerville et al. \(1991\)](#) ont souligné que les modèles de variabilité spatiale, qui sont construits à partir de fonctions régulières de fréquence et de distance, peuvent représenter correctement les situations dans lesquelles le sol ne présente pas de fortes hétérogénéités latérales, comme des plis rocheux abrupts ou des cassures nettes. Dans ces situations, la perte de cohérence est chaotique car elle ne dépend plus constamment de la distance entre les stations et de la fréquence. En règle générale, elle est plus importante que dans les bassins alluvionnaires peu accidentés.

1.3.2 Propagation des ondes sismiques

Les ondes sismiques se propagent à une vitesse finie et atteignent les fondations d'une structure à différents moments. Cependant, il est fréquemment difficile de déterminer la

quantité de ce phénomène connu sous le nom de « passage d'onde ». Il est courant de considérer la vitesse à laquelle les ondes de volume se propagent dans le matériau rocheux. Dans le cas d'une onde plane, le déphasage provient principalement de la propagation dans le rocher sous-jacent, comme le montre la figure 1.3. Les ondes se réfractent presque verticalement dans les couches supérieures. Bien entendu, si la fissuration se produit à proximité de la surface et que les couches supérieures sont profondes, la vitesse dominante des ondes de volume peut être celle des couches supérieures. On introduit la notion de vitesse apparente d'une onde plane, i.e. telle qu'elle est perçue par l'ouvrage, en fonction de l'angle d'incidence θ :

$$v_{app} = \frac{V_S}{\sin\theta} \quad (1.1)$$

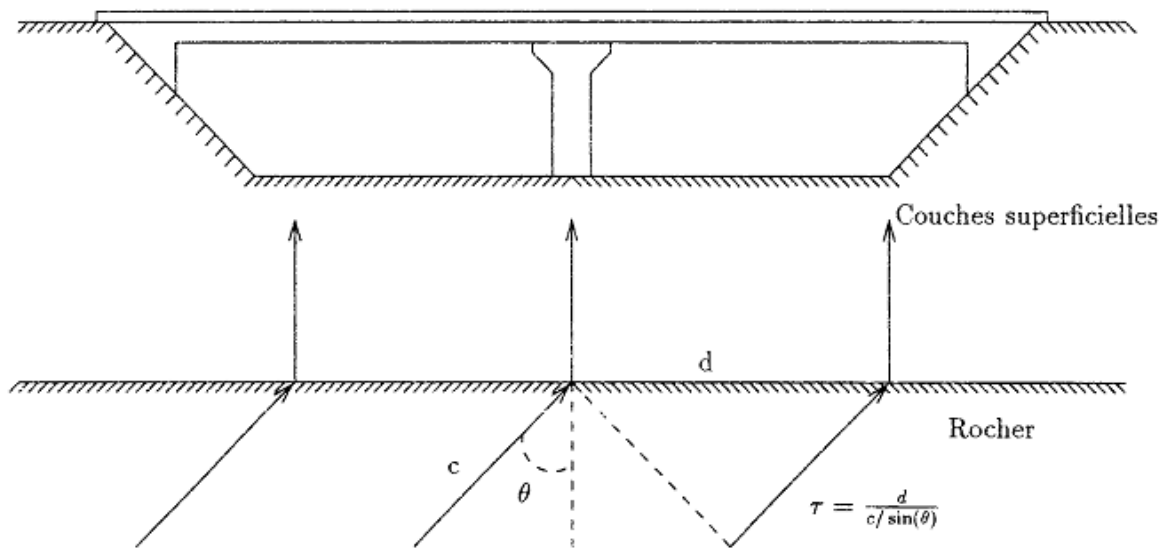


Fig. 1.3- Propagation des ondes sismiques

1.3.3 Effets de site

On appelle « effet de site », les modifications du mouvement sismique dues aux conditions géotechniques ou topographiques locales d'un site donné par rapport au mouvement observé sur

un site voisin correspondant à des conditions de référence (Betbeder-Matibet, 2003). Les effets de site sismiques ont été mis en évidence de façon flagrante lors du séisme de Mexico-Michoacan de 1985. Alors que l'épicentre du séisme était situé sur la côte Pacifique, à plusieurs centaines de km de la ville de Mexico, les secousses sismiques furent extrêmement violentes conduisant à des dégâts très importants (Abbiss, 1989).

La figure 1.4 montre les enregistrements réalisés à différentes distances de l'épicentre pendant le séisme. L'amplitude d'accélération mesurée à différentes distances de l'épicentre varie fortement.

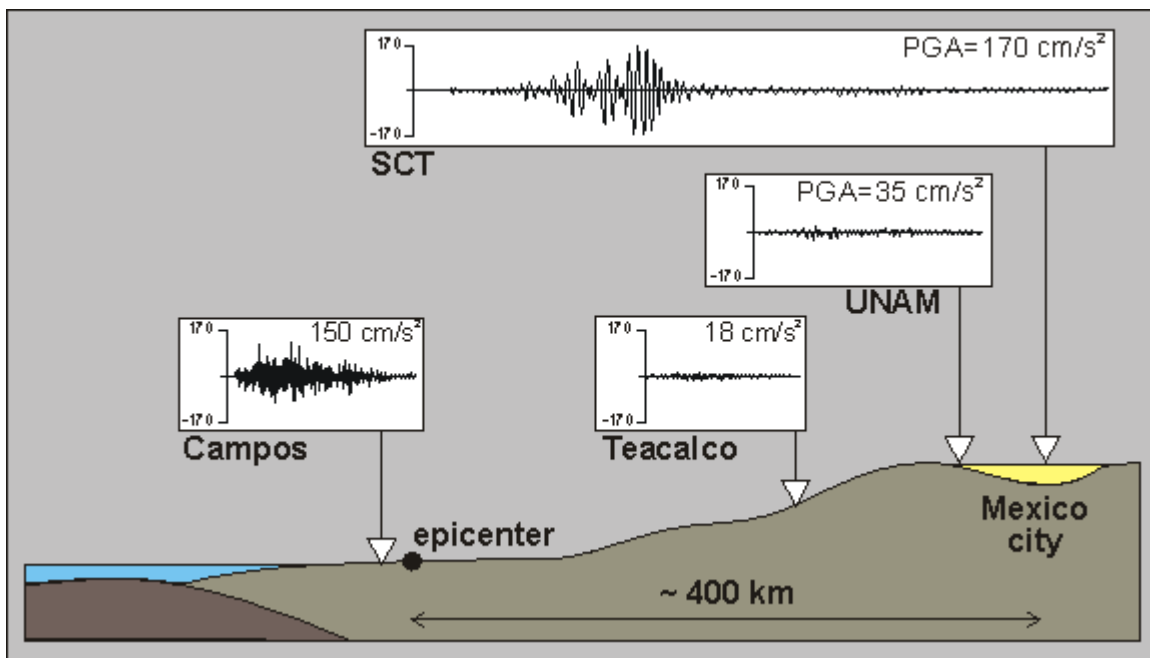


Fig. 1.4- Effets de site à Mexico (Séisme de 1985)

1.4 Modélisation de la VSMS

1.4.1 Généralités

Les multiples aspects liés à la variabilité du signal sismique ne sont pas, à ce jour, entièrement connus. Cependant les travaux accomplis durant les deux dernières décennies ont permis de décrire les caractéristiques du signal sismique soumis à ce phénomène. En fait, le consensus existe uniquement autour de l'outil à utiliser pour modéliser ce phénomène. Il s'agit de la fonction de cohérence.

1.4.2 Fonction de cohérence

La fonction de cohérence (γ_{jk}) définie par le rapport entre la fonction de densité spectrale croisée du mouvement sismique ($S_{jk}(\omega)$) entre deux points j et k et la racine carrée du produit des fonctions de densité spectrale (DSP) du mouvement sismique au niveau des points j et k , c'est-à-dire ($S_j(\omega)$) et ($S_k(\omega)$).

$$\gamma_{jk} = \frac{S_{jk}(\omega)}{\sqrt{S_j(\omega)S_k(\omega)}} \quad (1.2)$$

La fonction de cohérence permet de mesurer le caractère dispersif du signal entre deux points séparés d'une distance. Ainsi, si les signaux sismiques enregistrés aux stations j et k sont identiques alors la fonction de cohérence est égale à 1. Par contre, un champ sismique incohérent induit une valeur de cette fonction proche de zéro.

L'installation du réseau dense d'accélérographes SMART-1 a permis aux chercheurs d'étudier et d'analyser le phénomène de la cohérence spatiale des ondes (Fig. 1.5).

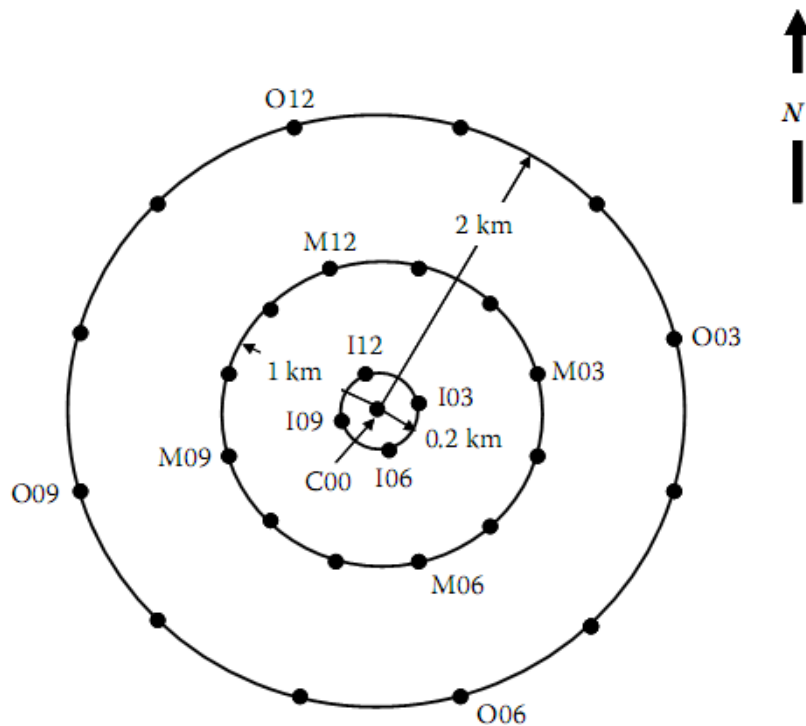


Fig. 1.5- Configuration du réseau SMART (Zerva, 2009).

1.4.3 Modèles de la fonction de cohérence

Plusieurs modèles empiriques et théoriques ont été développés par des chercheurs reconnus tels que: Der Kiureghian (1996), Harichandran et Vanmarcke (1986), Loh et Yeh (1988), Luco et Wong (1986) et Somerville et al. (1991).

- **Modèle de Der Kiureghian (1996)**

Der Kiureghian, (1996) a proposé un modèle composé du produit de trois termes dont chacun est relatif à un phénomène donné, à savoir: l'effet d'incohérence, l'effet de passage d'onde et l'effet de la variation des conditions locales de site.

$$\gamma_{AB}(\omega) = \gamma_{AB}^{(i)}(\omega)\gamma_{AB}^{(w)}(\omega)\gamma_{AB}^{(S)}(\omega) \quad (1.3)$$

$$\gamma_{AB}(\omega) = \gamma_{AB}^{(i)}(\omega) \exp[i(\theta_{AB}^{(w)}(\omega) + \theta_{AB}^{(S)}(\omega))] \quad (1.4)$$

Où $\gamma_{AB}^{(i)}$ est une mesure de l'incohérence entre les stations A et B, $\gamma_{AB}^{(w)}$ est une mesure de l'effet de passage d'onde engendré par la différence dans les temps d'arrivée des ondes aux différentes locations et $\gamma_{AB}^{(S)}$ représente l'effet de site.

- **Modèle de Harichandran et Vanmarcke (1986)**

La fonction de cohérence de ce modèle est la somme de deux fonctions exponentielle, et basée sur le facteur décrivant le degré de fluctuation spatiale $\theta(\omega)$. Cette fonction a montré une décroissance initialement rapide avec la distance et quasiment faible avec la fréquence. Elle a la forme suivante

$$\gamma^{in}(d, \omega) = A \exp\left[\frac{-2\alpha}{\alpha \times \theta(\omega)}(1 - A + \alpha \times A)\right] + (1 - A) \exp\left[\frac{-2d}{\theta(\omega)}(1 - A + \alpha \times A)\right] \quad (1.5)$$

$$\theta(\omega) = k \left[1 + \left(\frac{\omega}{2\pi f_0} \right)^b \right]^{-1} \quad (1.6)$$

où A , α , k , f_0 et b sont des paramètres du modèle.

- **Modèle de Luco et Wong (1986)**

En se basant sur l'analyse de propagation des ondes de cisaillement à travers un milieu aléatoire [Luco et Wang \(1986\)](#) ont proposé un modèle simplifié de la fonction de cohérence ayant la forme suivante

$$\gamma(d, \omega) = \exp \left[- \left(\frac{\alpha \omega d}{V_s} \right)^2 \right] \quad (1.7)$$

Dans l'équation (1.7), α est le facteur représentant la perte de cohérence et V_s la vitesse de l'onde de cisaillement du sol.

- **Modèle de Loh et Yeh (1988)**

[Loh et Yeh \(1988\)](#) ont proposé un modèle de forme similaire à celui de [Luco et Wong \(1986\)](#) exhibant une atténuation relativement faible que ce soit en distance ou en fréquence. Ce modèle est donné par l'équation suivante

$$\gamma(d, \omega) = \exp \left[-\beta \left(\frac{\omega d}{2\pi v_{app}} \right)^2 \right] \quad (1.8)$$

Avec v_{app} est la vitesse apparente de l'onde prédominante et β est un paramètre d'incohérence.

- **Modèle de Somerville et al. (1991)**

[Somerville et al. \(1991\)](#) ont proposé un modèle de cohérence montrant une décroissance plus importante avec la fréquence qu'avec la distance

$$\gamma(d, \omega) = \exp[-(a + b\omega^2)d] \quad (1.9)$$

Où a et b sont des constantes caractérisant l'allure de la fonction de cohérence.

- **Modèle de Abrahamson et al. (1991)**

[Abrahamson et al. \(1991\)](#) ont analysé plusieurs événements sismiques enregistrés sur le réseau d'accélérographes LSST (Large Scale Seismic Test) situé à Lotung (Taiwan) dans le but d'examiner les effets de la magnitude et de distance épacentrale sur la cohérence des ondes. Ce

modèle de la fonction de cohérence exhibe une décroissance plus rapide avec la fréquence qu'avec la distance et est exprimé comme ci-dessous

$$\gamma(d, \omega) = \tanh \left\{ (2.54 - 0.012d) \left[\exp[-0.115 - 0.00084d] f + \frac{f^{-0.878}}{3} \right] + 0.35 \right\} \quad (1.10)$$

Où f est la fréquence.

- **Modèle de Hoe et al. (1989)**

Ce modèle a pour expression

$$\gamma(\omega, d^L, d^T) = \exp[-(\beta_1 d^L + \beta_2 d^T)] \exp[-(\alpha_1 \sqrt{d^L} + \alpha_2 \sqrt{d^T}) \omega^2] \quad (1.11)$$

Dans l'équation (1.11), d^L et d^T sont les distances entre deux points projetés, respectivement, suivant la direction épacentrale et la direction qui lui est orthogonale. β_1 et β_2 sont des paramètres pouvant être estimés au voisinage de la fréquence nulle. α_1 et α_2 sont des paramètres qui varient plus fréquemment avec la fréquence. Dans leur analyse, [Hoe et al. \(1989\)](#) ont remarqué que la cohérence dépend essentiellement de d^L dans la gamme des faibles fréquences.

1.5 Aperçu sur les travaux antérieurs relatifs aux effets de la VSMS sur les ponts

La variation spatiale des mouvements sismiques du sol a un effet important sur la réponse des structures étendues, telles que les pipelines (réseaux vitaux), les tunnels, les barrages et les ponts. Parce que ces structures s'étendent sur de longues distances parallèlement au sol, leurs supports subissent des mouvements différents lors d'un tremblement de terre.

Depuis les années 1960, des études pionnières ont analysé l'influence de la variation spatiale des mouvements sur la réponse des structures. A l'époque, les mouvements différentiels aux niveaux des supports des structures étaient attribués à l'effet de passage d'ondes, c'est-à-dire que l'on considérait que les mouvements du sol se propageaient à vitesse constante sur la surface du sol sans aucune modification de leur forme. La variation spatiale des mouvements a ensuite été décrite par le délai déterministe nécessaire pour que les formes d'onde atteignent les supports les plus éloignés des structures.

Après l'installation des premiers réseaux sismographiques denses à la fin des années 1970 et au début des années 1980, la modélisation de la variation spatiale des mouvements sismiques du sol et de son effet sur la réponse de divers systèmes structuraux a suscité un intérêt de recherche considérable. L'un des premiers réseaux installés était le réseau différentiel El Centro qui a enregistré le tremblement de terre de la vallée impériale de 1979. Le réseau d'accéléromètres linéaires, illustré sur la figure 1.6, se composait de six stations DA1-DA6, avec des distances de séparation de la station de référence de 18, 55, 128, 213 et 305 m, respectivement. Chaque élément du réseau consistait en un ensemble à trois composants d'accéléromètres à force équilibrée. La station DA6 n'a pas été déclenchée par l'événement principal mais a enregistré ses répliques. Le réseau était situé à 24 km de l'épicentre du tremblement de terre, le point de rupture le plus proche étant à seulement 5 km de son emplacement (Fig.1.6).

Le réseau, cependant, qui a fourni une abondance de données pour les événements de petite et grande magnitude qui ont été largement étudiés par des ingénieurs et des sismologues est le *Strong Motion Array in Taiwan-Phase 1 (SMART-1)*, situé à Lotung, dans le coin nord-est de Taiwan (Zerva, 2009). Ce réseau bidimensionnel, qui a commencé à être opérationnel en 1980, se composait de 37 accéléromètres triaxiaux équilibrés en force disposés sur trois cercles concentriques, l'intérieur désigné par I, le milieu par M et l'extérieur par O (Fig.1.5), avec des rayons de 0.2, 1 et 2 km, respectivement.

Un réseau tridimensionnel à plus petite échelle est le *réseau Lotung Large Scale Seismic Test (LSST)* qui a été installé en 1985 dans le quart sud-ouest du réseau SMART-1 (Fig.1.5).

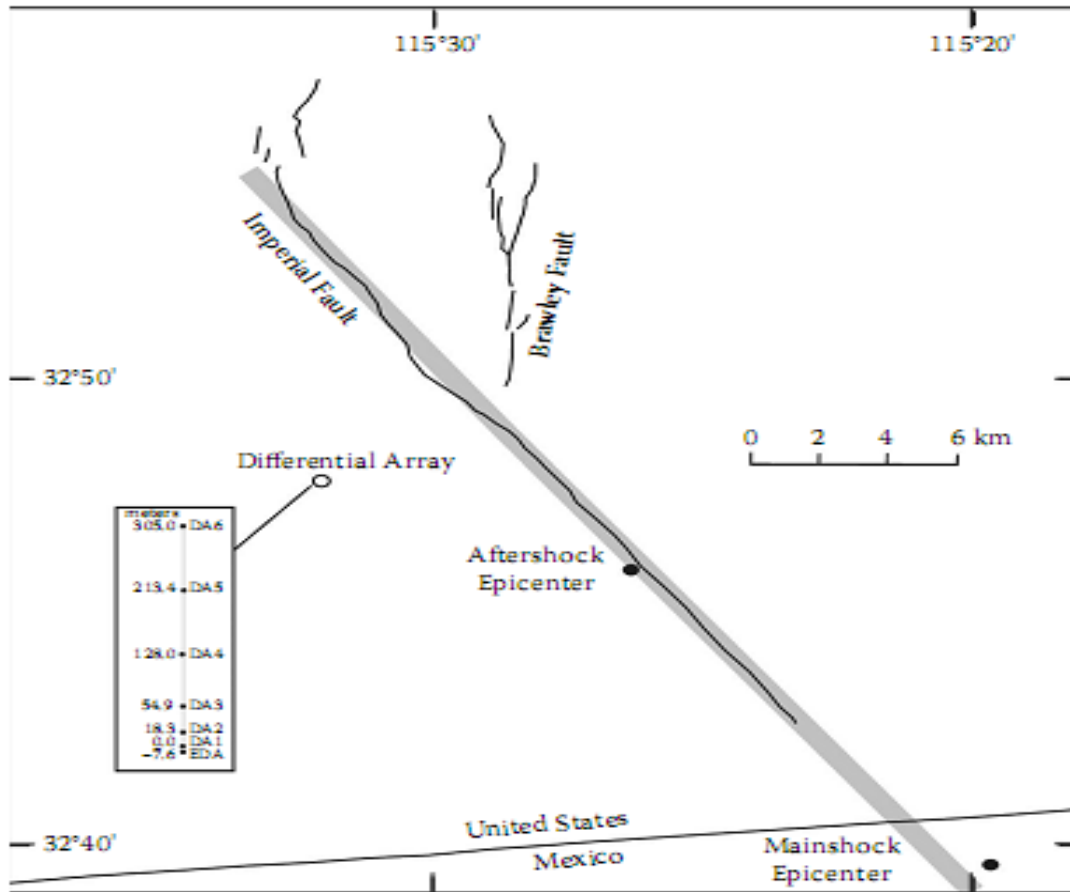


Fig. 1.6- Configuration de réseau différentiel El Centro (Zerva, 2009).

Des études de la variabilité spatiale basées sur des données de réseaux ont commencé à apparaître dans la littérature presque dès que les enregistrements de réseaux sont devenus disponibles. Ces données ont fourni des informations précieuses sur les causes physiques de la variation des mouvements sur des zones étendues et les moyens de sa modélisation.

Abdel-Ghaffar et Rubin (1982) ont étudié les effets des excitations sismiques à supports multiples sur les ponts suspendus et ont conclu que les mouvements du sol non corrélés surestiment les réponses par rapport à celles du cas du mouvement du sol uniforme.

Haroun et Abdel Hafiz (1987) ont étudié les effets de l'amplitude et de la différence de phase du mouvement sismique sur la réponse sismique des longs barrages en terre. Ils ont conclu que la réponse du barrage au passage d'ondes peut être grandement amplifiée.

Lee et Penzien (1983) ont présenté une méthode stochastique pour l'analyse sismique des structures soumises à des excitations variables. Le pic de la réponse statique a pu être évalué en introduisant les effets des inter-corrélations modales et les inter-corrélations entre les excitations.

Harichandran et Wang (1990) ont étudié la réponse d'une poutre simple soumise à des excitations sismiques variables en utilisant la théorie des vibrations aléatoires. Les résultats montrent l'importance de la variabilité spatiale de l'excitation sismique sur la réponse structurel même pour des travées modérées.

Berrah et Kausel (1992, 1993) ont développé un modèle de spectre de réponse modifié accompagné d'une règle de combinaison modale constituant ainsi une approche modalo-spectrale adaptée aux situations d'input sismique variable.

Der Kiureghian et Neuehofer (1992) ont développé une formulation générale des réponses stochastiques des structures à plusieurs degrés de liberté et à supports multiples. Ce modèle considère l'effet dynamique, l'effet pseudo-statique ainsi que leur covariance. Il tient compte de trois phénomènes responsables de la variabilité spatiale du mouvement sismique: effet d'incohérence, de propagation d'ondes et des conditions des sols. Ce modèle est basé sur la théorie des vibrations aléatoires.

Zanardo et al (2002) ont modélisé la variabilité spatiale en termes de perte de cohérence et d'effets de propagation des ondes, tandis que les propriétés du sol étaient uniformes. Les analyses effectuées dans les différents cas examinés ont montré que les propriétés de variation spatiale du mouvement sismique du sol peuvent modifier radicalement la réponse structurelle en termes de forces de réaction aux pieds des piles.

Dumanoglu et Soyuluk (2003) ont étudié la réponse stochastique d'un pont à haubans soumis à des mouvements du sol variables dans l'espace. La variabilité spatiale des mouvements du sol est considérée avec les effets d'incohérence, de passage d'ondes et des effets de site. Ils ont souligné que chaque composante du modèle de mouvement du sol à variation spatiale a des effets importants sur le comportement dynamique de la structure. Par conséquent, pour être plus réaliste dans le calcul des réponses du pont, la variabilité des mouvements du sol doit être intégrée dans l'analyse des structures à longue portée.

Sextos et al (2003) ont étudié, pour un total de 20 structures de ponts différents en termes de type de structure (période fondamentale, symétrie, régularité, conditions de culée, connexions pile-pont), de dimensions (portée et longueur totale) et de caractéristiques de mouvement du sol

(contenu et direction de la fréquence des tremblements de terre d'excitation), la réponse dynamique correspondant à neuf niveaux de complexité d'analyse croissante en calculant et comparant au cas standard d'une structure élastique à base fixe, uniformément excitée, pour laquelle les effets de site ont été totalement ignorés. Il a été conclu que la réponse dynamique des ponts RC est en effet fortement affectée par le couplage des phénomènes ci-dessus qui peuvent affecter négativement les déplacements et/ou les effets d'action dans certaines circonstances. Des preuves sont également présentées que certains types de ponts sont relativement plus sensibles aux phénomènes ci-dessus, par conséquent, une approche d'analyse plus raffinée devrait être envisagée dans leur cas.

[Adanur et al. \(2016a\)](#) ont étudié le VSMS sur le comportement dynamique d'un pont suspendu en utilisant diverses méthodes de vibration aléatoire. Ils ont constaté que les réponses structurelles, pour chaque méthode, dépendent fortement de l'intensité et du contenu fréquentiel des mouvements du sol.

[Adanur et al. \(2016b, 2017\)](#) ont démontré que les valeurs des réponses obtenues pour l'effet de site seul sont supérieures aux valeurs de réponses obtenues pour les effets d'incohérence et de passage d'onde, séparément. Il a pu être conclu que les ponts suspendus sont sensibles à la variabilité spatiale du mouvement du sol.

[Ouanani et al. \(2016, 2017\)](#) ont étudié la réponse dynamique non linéaire d'un pont à haubans en tenant compte des conditions de site variables dans l'espace et de l'effet d'incohérence. Ils ont conclu que le la VSMS a un plus grand impact sur la réponse sismique des structures de pont à haubans que le mouvement synchrone.

[Haciefendioglu \(2017\)](#) a effectué une analyse dynamique stochastique tridimensionnelle d'un pont routier sous l'effet de la SVMS. Les résultats des analyses ont révélé que la variation spatiale du mouvement du sol affecte de manière significative les réponses stochastiques des ponts routiers à courte portée.

La VSMS peut être importante sur des distances de support relativement courtes. En effet, récemment, [Ghannoum. et al. \(2018\)](#) ont montré l'importance des effets de la VSMS sur une structure à ossature, qui a été modélisée comme une ossature de quatre colonnes reliées par des poutres où la distance entre les colonnes a été considérée de 10 m.

[Efthymino et Camara \(2017, 2021\)](#), ont examiné l'effet de la SVMS sur la réponse sismique des ponts à haubans au moyen du retard temporel du séisme à différents appuis et de la

perte de cohérence des ondes sismiques. L'accent a été mis ici sur l'effet de la VSMS sur les ponts à haubans avec diverses configurations en termes de longueur et de paramètres de conception, tels que la forme du pylône et la configuration du système pylône-câble, combinés à l'influence de l'angle d'incidence des ondes sismiques. Il a été constaté que l'influence de l'excitation multi-support sur la réponse sismique des ponts est fortement affectée par la forme des pylônes, par la configuration du système pylône-câble et par l'angle d'incidence des séismes. On a observé également que le VSMS excite des modes de vibration des ponts qui ne contribuent pas à leur réponse sismique lorsqu'un mouvement de support identique est considéré.

1.6 Conclusion

La variabilité spatiale du mouvement sismique est caractérisée par les effets d'incohérence et de propagation d'ondes ainsi que les effets de site. L'étude de la variabilité spatiale de l'excitation sismique est élaborée en utilisant la théorie des vibrations aléatoires. Plusieurs modèles stochastiques sont proposés par plusieurs chercheurs concernant les fonctions de cohérence.

Une revue bibliographique relative à l'état de l'art en matière d'analyse des effets de la VSMS sur le comportement sismique des structures a été également présentée dans ce chapitre. Un examen détaillé de quelques travaux antérieurs montre notamment que l'effet de la VSMS 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.

Chapitre 2: Réponse stochastique des structures soumises à des excitations sismiques variables

2.1 Introduction

Les méthodes d'analyse de la réponse sismique des structures peuvent être classées principalement en trois types en fonction des informations d'entrée de mouvement du sol disponibles : (i) la méthode temporelle directe, (ii) la méthode du spectre de réponse et (iii) la méthode spectrale dans le domaine fréquentiel.

La méthode temporelle directe est effectuée pour obtenir la réponse des structures pour un historique temporel d'excitation spécifié à l'aide de différentes techniques, telles que l'intégration de Duhamel, la méthode β de Newmark et l'analyse de l'espace d'état.

La méthode du spectre de réponse modale utilise une fonction de transformation pour découpler les équations de mouvement en une forme avec une solution pas à pas moins coûteuse appelée coordonnées modales (Ali et al., 2020). L'analyse spectrale dans le domaine fréquentiel utilise les principes de l'analyse vibratoire aléatoire. Il fournit la fonction de densité spectrale de puissance (PSDF) de toute quantité de réponse d'intérêt pour une PSDF donnée de mouvement du sol comme entrée. L'écart type et la valeur moyenne de la réponse maximale sont obtenus à partir des moments du PSDF de la réponse. Dans ce chapitre, l'analyse spectrale dans le domaine fréquentiel à l'aide de l'analyse des vibrations aléatoires est présentée.

2.2 Théorie des vibrations aléatoires :

2.2.1 Introduction :

Les vibrations aléatoires constituent une discipline qui combine la théorie des processus aléatoires et la dynamique des structures. La combinaison de ces deux disciplines est rendue nécessaire par l'existence de certains types de problèmes pour lesquels le problème de dynamique ne peut pas être posé sous sa forme déterministe traditionnelle, faute de connaissances parfaites sur le système ou sur les forces qui lui sont appliquées. L'incertitude se répercute évidemment sur la réponse du système qui n'est plus connue qu'au travers de ses propriétés statistiques. La nature aléatoire des signaux sismiques fait des processus stochastiques une présentation naturelle. Pour l'utilisation pratique, nous supposons que l'accélération du sol est un processus aléatoires gaussien de moyenne nulle, stationnaire.

2.2.2 Processus stochastique stationnaire :

Un processus aléatoire $X(t)$ est dit stationnaire si les distributions de probabilités obtenues pour l'ensemble ne dépendent que des temps relatifs et non absolus. Cela veut dire que la densité de probabilité du 1^{er} ordre est indépendante du temps et que celles d'ordres supérieurs ne dépendent que de la différence entre les instants considérés (Lutes, 2004; Preumont, 1990 ; Urkowitz, 1993)

$$P(X(t)) \quad \forall t \quad \text{Indépendante du temps}$$

$$P(X(t), X(t + \tau)) \quad \forall (t, \tau) \quad \text{Indépendante de } t \text{ mais fonction de } \tau$$

La description ci-dessus est aussi compliquée que celle d'un processus stochastique ordinaire à un ordre supérieur, mais beaucoup plus simple au 1^{er} ou 2^{eme} ordre.

Fonction d'auto-correlation:

$$E[X(t)X(t + \tau)] = R_X(\tau) \tag{2.1}$$

Fonction d'auto-covariance:

$$E[(X(t) - m)(X(t + \tau) - m)] = \Gamma_X(\tau) \tag{2.2}$$

Propriété de $R_X(\tau)$ et $\Gamma_X(\tau)$:

$$R_X \text{ Est une fonction paire: } R_X(-\tau) = R_X(\tau)$$

$$\Gamma_X(0) = \sigma^2 \quad (2.3)$$

$$\Gamma_X \text{ est une fonction paire: } \Gamma_X(-\tau) = \Gamma_X(\tau)$$

$$\Gamma_X(\tau) = R_X(\tau) - m^2 \quad (2.4)$$

Les processus aléatoire utilisés en pratique ont toujours un début et une fin, et ne peuvent donc pas être vraiment stationnaire. Mais pour des considérations pratiques, il est très souvent convenable de supposer que le processus est stationnaires pour l'essentiel de la durée, ou qu'il peut être divisé en plusieurs périodes sur lesquelles il est approximativement stationnaire.

2.2.3 Analyse spectrale des Processus Stochastiques:

Il est important pour un ingénieur de faire une analyse spectrale d'un processus aléatoire. La fonction d'une réalisation $x(t)$ peut être représentée par:

- Les séries de Fourier, si la fonction est périodique.

$$x(t) = a_0 + \sum_{k=1}^{\infty} \left(a_k \cos \frac{2\pi kt}{T} + b_k \sin \frac{2\pi kt}{T} \right) \quad (2.5)$$

Où a_0 , a_k et b_k sont les coefficients de Fourier.

- Transformée de Fourier, si la fonction n'est pas périodique.

Soit $x(t)$ une fonction réelle et définie pour $t \in]-\infty, +\infty [$. $X(t)$ est supposée absolument intégrable, c'est-à-dire que $\int_{-\infty}^{+\infty} x(t) dt$ a une valeur finie. Il est alors possible de définir $X(\omega)$ qui sera sa transformée de Fourier donnée par:

$$X(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} x(t) e^{-i\omega t} dt \quad (2.6)$$

De même, on définit la transformée inverse par:

$$x(t) = \int_{-\infty}^{+\infty} X(\omega)e^{i\omega t} dt \quad (2.7)$$

Il n'est pas possible de considérer la transformée de Fourier de X(t)(échantillon d'un processus stochastique stationnaire) car la stationnarité fait que X(t) n'est pas absolument intégrable, en effet: $\int_{-\infty}^{+\infty} |X(t)dt|$ n'est pas une valeur finie. En conséquence, la transformation de Fourier est appliquée non pas au processus aléatoire X(t) mais à la fonction d'autocorrelation $R_X(\tau)$, pour obtenir ainsi la fonction de densité spectrale de puissance(D.S.P)

$$S_X(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} R_X(\tau)e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (2.8)$$

$$R_X(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_X(\omega)e^{i\omega\tau} d\omega \quad (2.9)$$

Ces relations sont les relations de "Wiener-Khintchine" (Newland, 1984).

Pour $\tau=0$, l'équation (2.9) s'écrit donc:

$$R_X(0) = \int_{-\infty}^{+\infty} S_X(\omega)d\omega = E[X^2] \quad (2.10)$$

La fonction de densité spectrale de puissance est une mesure de la distribution dans le domaine des fréquences de la moyenne de la valeur carrée $E[X^2]$.

$S_X(\omega)$ donne une indication de la décomposition spectrale du signal :

$$S_X(\omega) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{E[|\bar{X}(\omega, t)|^2]}{4\pi T} \quad (2.11)$$

Soient X(t) et Y(t) deux processus stochastiques stationnaires réels, la fonction d'inter-correlation est définie par:

$$E[X(t)Y(t + \tau)] = R_{XY}(\tau) \quad (2.12)$$

$$E[Y(t)X(t + \tau)] = R_{YX}(\tau) = R_{XY}(-\tau) \quad (2.13)$$

La fonction d'inter-densité spectrale est définie par:

$$S_{XY}(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{+\infty} R_{XY}(\tau) e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (2.14)$$

$$S_{YX}(\omega) = S_{XY}(-\omega) = S_{XY}^*(\omega) \quad (2.15)$$

Les deux premières fonctions d'autocorrelation de processus dérivés sont caractérisées par (Newland, 1984):

$$R_{\dot{X}}(\tau) = -\frac{d^2}{d\tau^2} R_X(\tau) \quad (2.16)$$

$$R_{\ddot{X}}(\tau) = \frac{d^4}{d\tau^4} R_X(\tau) \quad (2.17)$$

Fonctions de densité spectrale de puissance de processus dérivés:

$$S_{\dot{X}}(\omega) = \omega^2 S_X(\omega) \quad (2.18)$$

$$S_{\ddot{X}}(\omega) = \omega^4 S_X(\omega) \quad (2.19)$$

2.3 Equation du mouvement des systèmes multi supports

L'équation du mouvement d'un système à plusieurs degrés de liberté soumis à des excitations sismiques multi supports peut être écrite comme suit (Chopra, 2007; Datta, 2010) :

$$\begin{bmatrix} M_{ss} & M_{sg} \\ M_{gs} & M_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}^t \\ \dot{x}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} C_{ss} & C_{sg} \\ C_{gs} & C_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \dot{x}^t \\ \dot{x}_g \end{Bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sg} \\ K_{gs} & K_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x^t \\ x_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_g \end{Bmatrix} \quad (2.20)$$

M_{ss} est la matrice de masse correspondant aux degrés de liberté de la superstructure / non support

M_{gg} est la matrice de masse correspondant aux degrés de liberté d'appui

M_{sg} and M_{gs} sont les matrices de couplage massique

Les termes de matrices d'amortissement et de rigidité sont définis de manière similaire

x^t est le vecteur des déplacements totaux correspondant aux degrés de liberté de la superstructure

x_g est le vecteur des déplacements du sol aux appuis

$\dot{x}^t, \dot{x}_g, \ddot{x}^t, \ddot{x}_g$ sont les vecteurs vitesse et accélérations définis de manière similaire

P_g est le vecteur des forces générées aux degrés de liberté d'appui

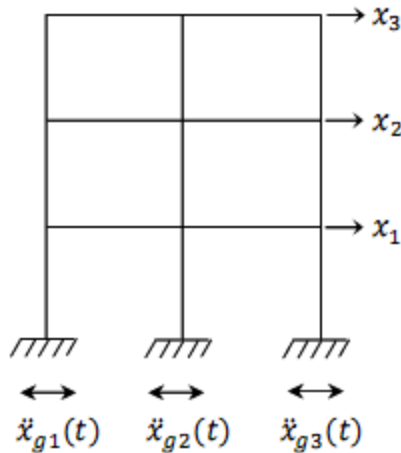


Fig.2.1 Un système soumis à des excitations multi-supports

Les déplacements totaux de la superstructure peuvent être décomposés en déplacements relatifs, celui de la structure par rapport aux appuis, et les déplacements quasi-statiques(ou les

déplacements produits à degrés de liberté de la superstructure dus aux mouvements quasi-statiques des appuis) (Chopra, 2007; Clough and Penzien, 1993; Datta, 2010).

$$x^t(t) = x(t) + x_s(t) \quad (2.21)$$

Dans l'équation (2.20), aucune force externe n'est appliquée le long des degrés de liberté de la superstructure et les matrices M, C et K peuvent être déterminées à partir des propriétés de la structure. En outre, pour écrire les équations gouvernantes sous une forme similaire à la formulation pour l'excitation à un seul support selon l'équation (2.21) et donc séparer les déplacements en deux parties :

$$\begin{Bmatrix} x^t \\ x_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} x_s \\ x_g \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} x \\ 0 \end{Bmatrix} \quad (2.22)$$

Dans l'équation ci-dessus, le vecteur x_s est le vecteur des déplacements structurels, dus à l'application statique des déplacements de support prescrits, x_g à chaque instant. Pour trouver les déplacements quasi-statiques, x_s , produits en raison des déplacements de support, x_g , l'équation d'équilibre quasi-statique peut être écrite comme (Chopra, 2007; Datta, 2010).

$$\begin{bmatrix} K_{ss} & K_{sg} \\ K_{gs} & K_{gg} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} x_s \\ x_g \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 0 \\ P_g^s \end{Bmatrix} \quad (2.23)$$

Où, P_g^s sont les forces d'appui nécessaires pour imposer statiquement des déplacements, x_g , qui varient avec le temps. De plus, $P_g^s = 0$, si la structure est statiquement déterminée ou si le support subit un mouvement de corps rigide

À partir de l'équation (2.23)

$$K_{ss}x_s + K_{sg}x_g = 0 \quad (2.24)$$

La simplification de l'équation ci-dessus donne :

Chapitre 2: Réponse stochastique des structures soumises à des excitations sismiques variables

$$x_s = \Gamma x_g \quad (2.25)$$

$$\Gamma = -K_{ss}^{-1}K_{sg} \quad (2.26)$$

Γ est une matrice de coefficients d'influence de taille $(n \times r)$ représente les déplacements résultant des déplacements unitaires d'appui. (n est le nombre de degrés de la superstructure et r est le nombre de composantes du mouvement du sol)

L'équation (2.25) montre les déplacements quasi-statiques, x_s , en fonction des déplacements de support spécifiés, x_g . De plus, en remplaçant l'équation (2.25) dans (2.24)

$$(K_{ss}\Gamma + K_{sg})x_g = 0 \quad (2.27)$$

Maintenant, pour calculer la réponse des degrés de mouvement sans support, l'équation suivante peut être écrite à partir de l'équation (2.20) :

$$M_{ss}\ddot{x}^t + M_{sg}\ddot{x}_g + C_{ss}\dot{x}^t + C_{sg}\dot{x}_g + K_{ss}x^t + K_{sg}x_g = 0 \quad (2.28)$$

$$M_{ss}\ddot{x}^t + C_{ss}\dot{x}^t + K_{ss}x^t = -M_{sg}\ddot{x}_g - C_{sg}\dot{x}_g - K_{sg}x_g \quad (2.29)$$

Dans la plupart des cas, il y a peu de termes non nuls dans la matrice de couplage de masse et la matrice d'amortissement, et lorsqu'ils sont présents, ils sont généralement relativement petits et, par conséquent, ces deux termes contribuent généralement peu et peuvent donc être ignorés.

Donc:

$$M_{ss}\ddot{x}^t + C_{ss}\dot{x}^t + K_{ss}x^t = -K_{sg}x_g \quad (2.30)$$

Maintenant, en remplaçant l'équation (2.21) et ses composants de vitesse et d'accélération similaires dans l'équation (2.30)

$$M_{ss}\ddot{x} + C_{ss}\dot{x} + K_{ss}x = -(M_{sg} + \Gamma M_{ss})\ddot{x}_g - (C_{sg} + \Gamma C_{ss})\dot{x}_g - (K_{sg} + \Gamma K_{ss})x_g \quad (2.31)$$

Comme dérivé précédemment dans l'équation (2.27), $(K_{SS}\Gamma + K_{Sg})x_g = 0$ et le terme M_{Sg} dénotant le couplage d'inertie qui peut être négligé pour la plupart des structures.

Une autre hypothèse pour négliger M_{Sg} est que pour les structures avec une masse idéalisée comme regroupée au degré de liberté, la matrice de masse est diagonale, ce qui implique que M_{Sg} est une matrice nulle et M_{SS} est diagonale. De plus, la contribution du terme d'amortissement $(C_{Sg} + \Gamma C_{SS})\dot{x}_g$ est très faible et peut être négligée.

Ainsi:

$$M_{SS} \ddot{x} + C_{SS} \dot{x} + K_{SS} x = - M_{SS} \Gamma \ddot{x}_g \quad (2.32)$$

L'équation (2.32) ci-dessus est les équations de mouvement pour le système MDOF soumis à une excitation multi-support. La matrice d'influence Γ est obtenue à partir d'une analyse statique de la structure pour les mouvements relatifs.

2.4 Analyse spectrale dans le domaine fréquentiel à l'aide de l'analyse des vibrations aléatoires:

2.4.1 Réponse stationnaire

L'équation (2.32) peut être résolue et découplée par la méthode de la superposition modale, en posant, $x = \Phi Y$ puis en la multipliant par Φ^T et enfin en considérant les propriétés d'orthogonalité.

$$(\Phi^T M_{SS} \Phi) \ddot{Y} + (\Phi^T C_{SS} \Phi) \dot{Y} + (\Phi^T K_{SS} \Phi) Y = (\Phi^T M_{SS} \Gamma) \ddot{x}_g \quad (2.33)$$

Cette équation peut être formulée en termes de la $j^{\text{ème}}$ composante modale :

$$\ddot{y}_j + 2\xi_j \omega_j \dot{y}_j + \omega_j^2 y_j = -\delta_j \ddot{u}_j \quad (2.34)$$

Ou y_j est le déplacement modal ou coordonnée généralisée

ξ_j est le taux d'amortissement modal

Chapitre 2: Réponse stochastique des structures soumises à des excitations sismiques variables

ω_j est la fréquence (pulsation) modale

\ddot{u}_j est le mouvement modal des supports (excitation modale équivalente) et a pour expression :

$$\ddot{u}_j = A_j \ddot{x}_g = \sum_{i=1}^r A_{ji} \ddot{u}_i \quad (2.35)$$

Avec

$$A_j = -\frac{\phi_j^T M_{ss} K_{ss}^{-1} K_{sg}}{\phi_j^T M_{ss} \Gamma} = [A_{ji}] \quad (2.36)$$

$$\delta_j = \frac{(\phi_j^T M_{ss} \Gamma)}{(\phi_j^T M_{ss} \phi_j)} \quad (2.37)$$

A_j est vecteur ligne de r composantes

A_{ji} est le taux de participation de l'excitation du support i dans le mode j

r est le nombre total de degrés de liberté dans les supports

δ_j est le facteur de participation du mode j

En raison du caractère stochastique du chargement sismique, l'équation de mouvement (2.33), ne peut pas être résolue directement par la méthode du spectre de réponse.

En revanche, il est possible de caractériser la réponse modale y_j , dans un sens stochastique, par sa fonction de densité spectrale.

$$S_{y_j}(\omega) = \delta_j^2 |H_j(\omega)|^2 S_{\ddot{u}_j}(\omega) \quad (2.38)$$

$$H_j(\omega) = (\omega_j^2 - \omega^2 + 2i\xi_j\omega_j\omega)^{-1} \quad (2.39)$$

$S_{Y_j}(\omega)$ est la densité spectrale de puissance de y_j

$H_j(\omega)$ est la fonction de transfert pour le mode j

$S_{\ddot{u}_j}(\omega)$ est la densité spectrale de puissance de \ddot{u}_j (excitation modale équivalente des supports)

La variance de la réponse totale peuvent être calculées (Clough and Penzien, 2003; Harichandran et al., 1996) comme

$$\sigma_{x^t}^2 = \sigma_x^2 + \sigma_{x_s}^2 + 2cov(x, x^s) \quad (2.40)$$

Où σ_{x_s} et σ_x sont les variances de la réponse pseudo-statique et de la réponse dynamique, respectivement, et le terme $Cov(x, x_s)$ est la covariance entre la composante pseudo-statique σ_{x_s} et la composante dynamique σ_x . Ces quantités s'écrivent respectivement sous la forme:

$$\sigma_x^2 = \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n \psi_j \psi_k \int_{-\infty}^{\infty} \left(\sum_{l=1}^r \sum_{m=1}^r \delta_{lj} \delta_{mk} H_j^*(\omega) H_k(\omega) S_{lm}(\omega) \right) d\omega \quad (2.41)$$

$$\sigma_{x_s}^2 = \sum_{l=1}^r \sum_{m=1}^r B_l B_m \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{\omega^4} S_{lm}(\omega) d\omega \quad (2.42)$$

Et

$$cov(x, x_s) = \sum_{j=1}^n \sum_{l=1}^r \psi_j B_l \int_{-\infty}^{\infty} \frac{1}{\omega^2} \sum_{m=1}^r \delta_{mj} H_j(\omega) S_{lm}(\omega) d\omega \quad (2.43)$$

Dans les équations ci-dessus, r est le nombre de degrés de liberté du support où le mouvement du sol est appliqué et n le nombre de modes utilisés dans l'analyse. B_l est la réponse z due à un déplacement unitaire du support DOF l . S_{lm} est la fonction d'inter-densité spectrale des accélérations entre les supports l et m et δ est le facteur de participation modale. ψ_j est la réponse z du $j^{\text{ème}}$ mode et $H(\omega)$ la fonction de réponse en fréquence modale.

2.4.2 Réponse transitoire

L'effet des réponses transitoires peut être étudié à l'aide de la fonction de modulation de Heaviside (Adanur et al., 2017 ; Harichandran et al., 1996).

$$H_k(\omega, t) = H_k(\omega) \left[1 - e^{-\xi_k \omega_k t} e^{-i\omega t} \times \left(\cos \omega_{kd} t + \frac{(\xi_k \omega_k + i\omega)}{\omega_{kd}} \sin \omega_{kd} t \right) \right] \quad (2.44)$$

Dans l'éq. (2.46), ω_{kd} ($\omega_{kd} = \omega_k \sqrt{1 - \xi_k^2}$) est la fréquence amortie. Les réponses transitoires sont calculées en remplaçant la fonction de réponse en fréquence normale par la fonction $H_k(\omega, t)$ dans les expressions de la réponse stationnaire.

2.4.3 Moyenne de la réponse

Selon la théorie des vibrations aléatoires, la valeur moyenne de de réponse maximale peut s'écrire

$$E[\max X(t)] = p\sigma \quad (2.45)$$

où p est le facteur de pic et σ est l'écart type de la réponse totale (par exemple [Vanmarcke, 1975](#) ; [Der Kiureghian, 1980](#)).

$$p = \begin{cases} 1.253 + 0.001\nu_e T & 0 < \nu_e T \leq 2.1 \\ (2 \ln \nu_e T)^{1/2} + \frac{0.5772}{(2 \ln \nu_e T)^{1/2}} & 2.1 \leq \nu_e T \leq 1000 \end{cases} \quad (2.46)$$

$$\frac{\nu_e}{\nu} = \begin{cases} 2\delta & 0 < \alpha \leq 0.1 \\ (1.63\alpha^{0.45} - 0.38) & 0.1 \leq \alpha \leq 0.69 \\ 1 & 0.69 \leq \alpha \leq 1 \end{cases} \quad (2.47)$$

Où ν_e est le taux de passage du processus par la valeur zéro et T la durée du mouvement du sol (T est pris égal à 20 s dans la présente étude). ν est la fréquence d'occurrence et α le facteur de forme exprimé, respectivement, par

$$\nu = \frac{1}{\pi} \left(\frac{\lambda_2}{\lambda_0} \right)^{1/2} \quad (2.48)$$

$$\alpha = \left(1 - \frac{\lambda_1^2}{\lambda_0 \lambda_2}\right)^{1/2} \quad (2.49)$$

Les moments spectraux λ_m , apparaissant dans les équations précédentes, sont exprimés en termes de densité spectrale de puissance du mouvement du sol comme suit

$$\lambda_m = 2 \int_0^{\infty} \omega^m S(\omega) d\omega \quad (2.50)$$

2.5 Conclusion:

Dans ce chapitre, des définitions et des propriétés générales des processus aléatoires sont présentées ainsi que l'analyse spectrale dans le domaine fréquentiel des structures soumises à des excitations multi-supports en utilisant ces notions.

Chapitre 3: Elaboration d'un modèle de VSMS

3.1 Introduction

Dans cette partie, une analyse stochastique d'un pont routier soumis à des mouvements variables du sol dans l'espace est effectuée. Le mouvement du sol est décrit par la densité spectrale de puissance (DSP) associé à un modèle analytique d'amplification du sol de (Safak, 1995). La variabilité spatiale de l'excitation sismique est prise en compte en considérant l'effet d'incohérence (deux modèles de fonction de cohérence spatiale (Luco et Wong, 1986) et (Harichandran et Vanmarcke, 1986) sont utilisés), l'effet de passage d'onde et les effets de site. Une formulation de vibration aléatoire est ensuite utilisée pour évaluer la réponse dynamique stochastique du pont routier d'Azazga.

3.2 Modélisation des mouvements variables du sol

L'excitation sismique au niveau du rocher est considérée comme un bruit blanc avec le filtre de Kanai-Tajimi modifié par (Clough et Penzien, 2003)

$$S_{\ddot{x}_g}(\omega) = \frac{1 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2\right]^2 + 4\xi_g^2 \left(\frac{\omega}{\omega_g}\right)^2} \times \frac{\left(\frac{\omega}{\omega_b}\right)^4}{\left[1 - \left(\frac{\omega}{\omega_b}\right)^2\right]^2 + 4\xi_b^2 \left(\frac{\omega}{\omega_b}\right)^2} S_0 \quad (3.1)$$

Où ω_g et ξ_g sont, respectivement, la pulsation et le taux d'amortissement du premier filtre tandis que ω_b et ξ_b sont ceux du deuxième filtre.

Chapitre 3: Elaboration d'un modèle de VSMS

Der [Kiureghian et Neuenhofer,1992](#) ont proposé les valeurs de ω_g pour des sites ferme, moyen et meuble, respectivement, égales à 15.7rad/s, 10rad/s et 5rad/s. Les paramètres du deuxième filtre sont : $\omega_b = \omega_g / 10$ et $\xi_b = 0.6$. S_0 est un facteur d'intensité qui dépend de l'accélération maximale du sol (PGA) et de la durée de l'excitation sismique T.

$$S_0 = \frac{(PGA)^2}{g_1 \ln(T) + g_2} \tag{3.2}$$

Les paramètres de la densité spectrale de puissance selon le modèle de Clough et Penzien sont résumés dans le tableau

Tableau 3.1: Paramètres des filtres de Kanai-Tajimi modifié par Clough et Penzien

Type de site	$\omega_g(\text{rad/s})$	ξ_g	$\omega_b(\text{rad/s})$	ξ_b	g_1	g_2
Ferme	15.7	0.6	1.57	0.6	184.11	557.2
Moyen	10	0.4	1	0.6	125.53	286.2
Meuble	5	0.2	0.5	0.6	90.16	95.8

La figure 3.1 représente les densités spectrales de puissance du modèle de Clough et Penzien pour les paramètres de sites ferme, moyen et meuble.

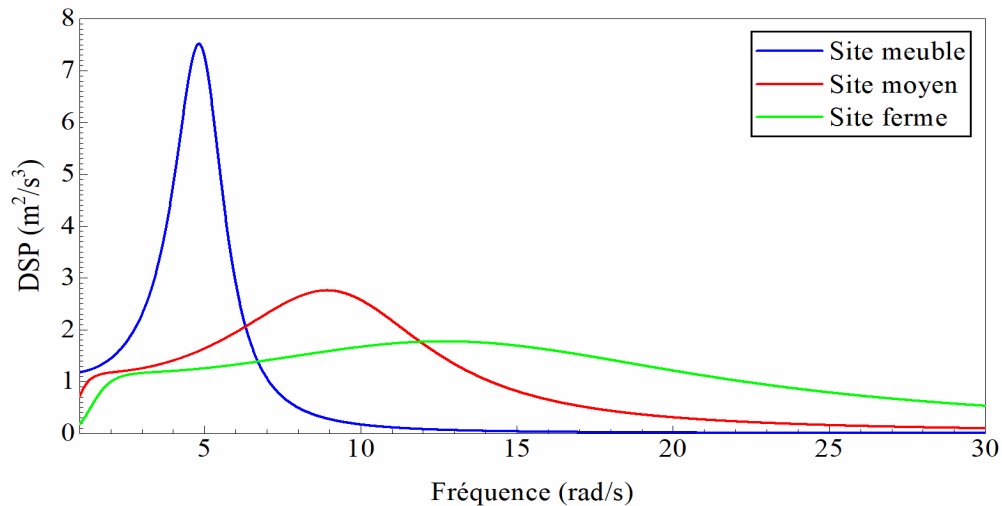


Fig. 3.1-Densité spectrale de puissance de l'accélération du sol du modèle de Clough et Penzien

Dans la présente étude, les paramètres du premier filtre sont pris comme $\omega_g = 15.7$ rad/s et $\zeta_g = 0,6$, qui correspondent à des conditions de sol fermes et les paramètres du second filtre sont $\omega_b = 1,57$ et $\zeta_b = 0,6$ are.

L'excitation sismique en surface est obtenue en tenant compte de l'effet de site comme suit(Fig.3.2).

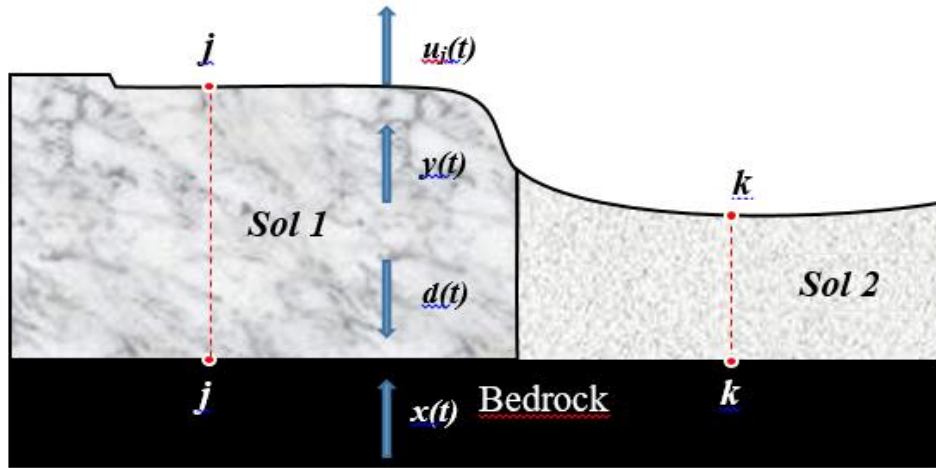


Fig. 3.2-Transformation du mouvement du substratum à la surface

$$S_j^{surface}(\omega) = |H_{S_j}(\omega)|^2 S(\omega) \quad (3.3)$$

Où $H_{S_j}(\omega)$ est la fonction d'amplification du sol à l'emplacement j.

On considère une couche de sol surmontant un substratum rocheux (Fig.3.2).A travers cette couche, les ondes incidentes SH provenant du rocher sont filtrées, transformant le mouvement au niveau du rocher $x(t)$ en vibrations extérieures $u_j(t)$.

Par l'application des règles de la transmission et de la réflexion de la propagation verticale des ondes, on peut écrire les équations suivantes liant le mouvement au rocher et les vibrations extérieures (Safak, 1995)

Chapitre 3: Elaboration d'un modèle de VSMS

$$y(t) = -r_j d(t - \tau_{S_j}) + (1 + r_j)x(t - \tau_{S_j}) \quad (3.4a)$$

$$d(t) = y(t - \tau_{S_j}) \quad (3.4b)$$

$$u_j(t) = 2y(t) \quad (3.4c)$$

Tels que $d(t)$ représente la composante réfractée du mouvement et $y(t)$ représente la composante réfléchie du mouvement avec τ_{sj} est le temps de propagation, qui est fonction de la profondeur h_j de la couche de sol et de la vitesse de l'onde de cisaillement V_{Sj} comme suit :

$$\tau_{S_j} = \frac{h_j}{V_{S_j}} \quad (3.5)$$

Le coefficient de réflexion r_j est donné par (Aki et Richard, 1980) comme:

$$r_j = \frac{\rho_R V_R - \rho_{S_j} V_{S_j}}{\rho_R V_R + \rho_{S_j} V_{S_j}} \quad (3.6)$$

Où ρ_R, ρ_{S_j} et V_R, V_{S_j} sont les masses volumiques et les vitesses des ondes de cisaillement pour le substratum rocheux et la surface du sol au point j, respectivement.

$u_j(t)$ Peut se réécrire après la substitution de $d(t)$ (Eq. 3.4b) dans $y(t)$ (Eq.3.4a) et puis $y(t)$ (Eq.3.4a) dans $u_j(t)$ (Eq.3.4c) comme suit (Safak, 1995 ; Zembaty et Rutenberg, 2002):

$$u_j(t) = -r_j u_j(t - 2\tau_{S_j}) + 2(1 + r_j)x(t - \tau_{S_j}) \quad (3.7)$$

L'introduction de la fonction excitation complexe unitaire $\exp(i\omega t)$ dans l'équation (3.7) mène à:

$$u_j(t) = -r_j u_j(t - 2\tau_{S_j}) + 2(1 + r_j) \exp(i\omega(t - \tau_{S_j})) \quad (3.8)$$

Dont la solution est de la forme:

$$u_j(t) = H_S(\omega) \exp(i\omega t) \quad (3.9)$$

Si on reporte l'Eq. (3.9) dans l'Eq. (3.8), on trouve que la fonction de transfert du sol sans atténuation prend la forme:

$$H_S(\omega) = \frac{2(1 + r_j) \exp(-i\omega\tau_{S_j})}{1 + r_j \exp(-2i\omega\tau_{S_j})} \quad (3.10)$$

Safak, 1995 a proposé une méthode approximative pour intégrer l'atténuation des ondes dans la fonction de transfert du sol au moyen du facteur de qualité Q . Ceci est fait en recalculant le temps de propagation τ_S et le coefficient de réflexion r . En utilisant la vitesse complexe dans le sol $V_S + i\omega$ avec $1/Q = 2\omega / V_S$:

$$\omega = \frac{V_S}{2Q} \quad (3.11)$$

Un nouveau coefficient de réflexion complexe est défini:

$$r'_j = \frac{\rho_R V_R - \rho_{S_j} (V_{S_j} + i\omega)}{\rho_R V_R + \rho_{S_j} (V_{S_j} + i\omega)} \quad (3.12)$$

$$\tau'_{S_j} = \frac{h_j}{V_{S_j} + i\omega} \quad (3.13)$$

On peut approcher les Eqs. (3.12) et (3.13) comme suit:

$$r'_j = \frac{4Q_j r_j - i(1 - r_j)}{4Q_j r_j + i(1 - r_j)} \cong r_j - \frac{i}{4Q_j} \quad (3.14)$$

$$\tau'_{S_j} = \frac{2Q_j}{2Q_j + i} \tau_S \cong \left(1 - \frac{i}{2Q_j}\right) \tau_S \quad (3.15)$$

Les approximations (3.14) et (3.15) prises pour $|r| \leq 1$ et $Q \gg 1$ ont été numériquement vérifiées (Safak, 1995)

La substitution de τ'_{S_j} et r' au lieu de τ_S et r dans l'Eq. (3.10) donne, après quelques manipulations algébriques, la fonction de transfert suivante pour la couche de sol comprenant des effets d'atténuation:

$$H_{S_j}(\omega) = \frac{2 \left(1 + r_j - \frac{i}{4Q_j}\right) \exp \left[-i\omega\tau_{S_j} \left(1 - \frac{i}{2Q_j}\right) \right]}{1 + \left(r_j - \frac{i}{4Q_j}\right) \exp \left[-2i\omega\tau_{S_j} \left(1 - \frac{i}{2Q_j}\right) \right]} \quad (3.16)$$

Ce qui est exprimé encore en termes de r et τ_S à valeurs réelles.

Le module de la fonction de transfert (3.16), $|H_S(\omega)|$, est tracé dans la Figure 3.3 pour $r=0.5$ $\tau_S=0.2s$ et $Q=30$.

La première période normale résonnante d'une couche de sol est égale approximativement à :

$$T_1 = \frac{4h}{V_S} \quad (3.17)$$

Dans laquelle h est la profondeur de la couche de sol et V_S est sa vitesse de propagation d'onde de cisaillement. Quand cette valeur coïncide avec la période fondamentale de la structure une situation potentiellement dangereuse surgit, qui est la résonance. Les pics de résonance se produisent aux fréquences (Zembaty et Rutenberg, 2002) :

$$\omega_k = \pi \frac{kV_s}{2h}, \quad k = 1,3,5,\dots \quad (3.18)$$

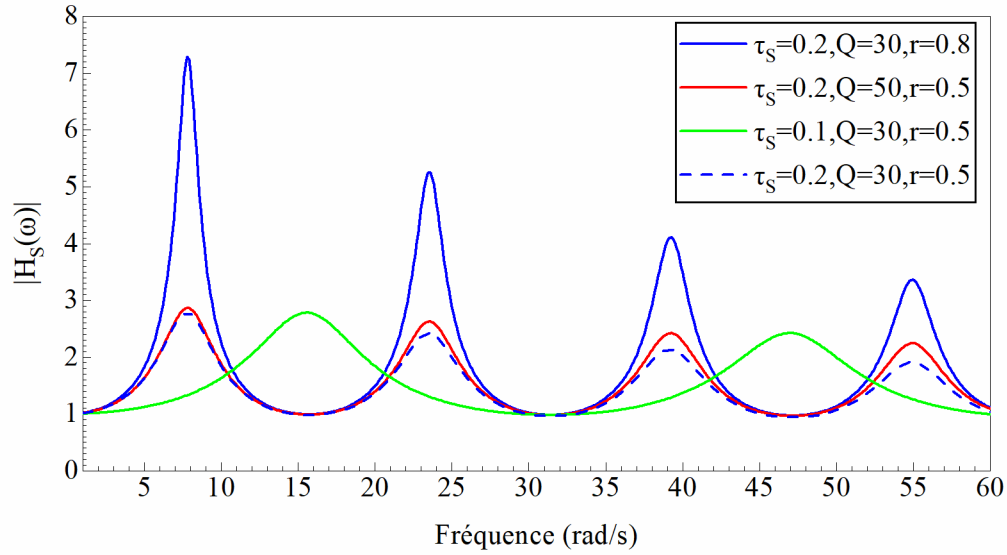


Fig. 3.3- Variation de la fonction d'amplification avec τ_s , Q et r

La figure 3.3 montre la variation de la fonction de transfert avec τ , Q et r (coefficient de réflexion). Le paramètre τ détermine l'endroit des pics, tandis que les paramètres r et Q affectent les amplitudes des pics et leur affaiblissement avec l'augmentation de la fréquence.

3.3 Fonction de cohérence

Le modèle de la fonction de cohérence globale intégrant les différentes composantes de la variabilité spatiale du mouvement sismique VSMS (incohérence, effet de passage d'onde et effets de site) prend la forme suivante :

$$\gamma(d, \omega) = \gamma^{in}(d, \omega) \times \gamma^w(d, \omega) \times \gamma^s(d, \omega) \quad (3.19)$$

$$\gamma(d, \omega) = \gamma^{in}(d, \omega) \times \exp[i(\theta^s(d, \omega) + \theta^w(d, \omega))] \quad (3.20)$$

Où $\gamma^{in}(d, \omega)$, $\gamma^w(d, \omega)$ and $\gamma^s(d, \omega)$ expriment, respectivement, l'effet d'incohérence, l'effet de passage d'onde et les effets locaux de site.

3.3.1 Effet de passage d'onde

L'effet de passage d'ondes dû à la différence de temps d'arrivée des ondes aux appuis est défini par :

$$\theta_{jk}^w(d_{jk}, \omega) = \exp\left(-i \frac{\omega \times d_{jk}}{v_{app}}\right) \quad (3.21)$$

Dans l'Eq. (3.21), d désigne la distance entre deux stations j et k et v_{app} représente la vitesse apparente des ondes.

3.3.2 Effet de site

L'effet de site est modélisé par les fonctions de transfert du sol, $H_j(\omega)$ et $H_k(\omega)$ aux deux points j et k avec le déphasage donné par :

$$\theta_{jk}^s(\omega) = \tan^{-1} \frac{\text{Im} \left| H_{S_j}(\omega) H_{S_k}^*(\omega) \right|}{\text{Re} \left| H_{S_j}(\omega) H_{S_k}^*(\omega) \right|} \quad (3.22)$$

Où Im et Re sont respectivement les parties imaginaire et réelle de $H_{S_j}(\omega) H_{S_k}^*(\omega)$.

3.3.3 Effet d'incohérence

Pour l'effet d'incohérence, deux modèles sont généralement utilisés. Ce sont ceux proposés par (Luco et Wong,1986) et (Harichandran et Vanmarcke,1986) comme indiqué dans le tableau 1. Dans ce tableau, ω est la fréquence et d est la distance entre deux points d'appui.

Tableau 3.2 Modèles de cohérence pour l'effet d'incohérence

Nom du modèle	Equations
Luco and Wong (1986)	$^{(1)} \gamma^i(d, \omega) = \exp\left[-\left(\frac{\alpha \times \omega \times d}{V_s}\right)^2\right]$
Harichandran and Vanmarcke (1986)	$^{(2)}$

$$\gamma^i(d, \omega) = A \exp\left[\frac{-2\alpha}{\alpha \times \theta(\omega)} (1 - A + \alpha \times A)\right] +$$

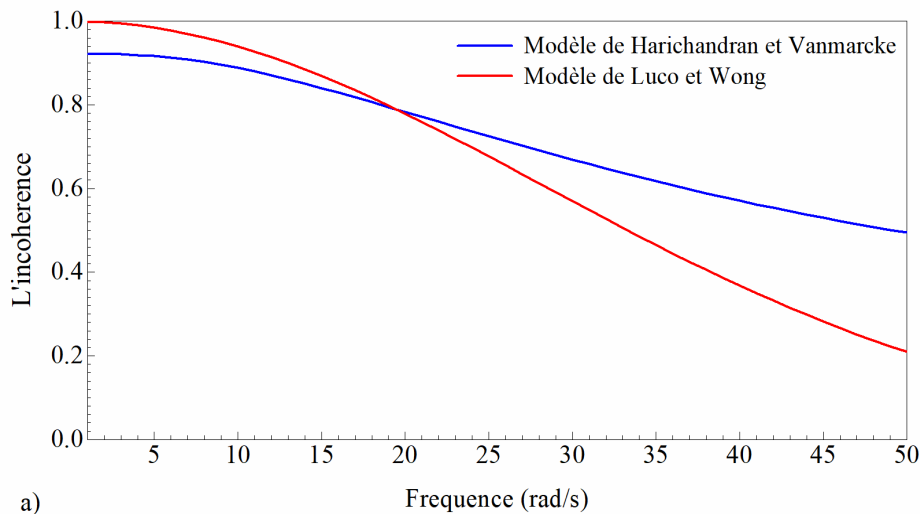
$$(1 - A) \times \exp\left[\frac{-2d}{\theta(\omega)} (1 - A + \alpha \times A)\right]$$

$$\theta(\omega) = k \left[1 + \left(\frac{\omega}{2\pi f_0}\right)^b\right]^{-1}$$

⁽¹⁾ α est le facteur représentant la perte de cohérence, V_s la vitesse de l'onde de cisaillement du sol. La valeur $\alpha/V_s = 2.5 \times 10^{-4}$ proposée par Luco et Wong est utilisée pour cette étude.

⁽²⁾ A , α , k , f_0 and b sont des paramètres du modèle. Dans cette étude, les valeurs obtenues par Harichandran et Vanmarcke ($A=0.636$, $\alpha = 0.0186$, $k = 31200$, $f_0 = 1.51 \text{ Hz}$ and $b=2.95$) sont utilisées.

La figure 3.4 montre l'effet d'incohérence pour deux distances entre supports, $d = 100 \text{ m}$ et $d = 512 \text{ m}$. Le modèle de Luco et Wong est entièrement corrélé aux basses fréquences ; ce qui signifie qu'il sous-estimera l'effet de la variation spatiale des mouvements du sol pour les ponts routiers. Cependant, il n'y a qu'une corrélation partielle dans le modèle de Harichandran et Vanmarcke, ce qui signifie que ce modèle peut surestimer l'impact de la VSMS sur la réponse des ponts car il montre une plus grande perte de cohérence aux basses fréquences pour une grande distance de séparation. En général, l'effet d'incohérence diminue à mesure que la fréquence et la distance de séparation augmentent.



a)

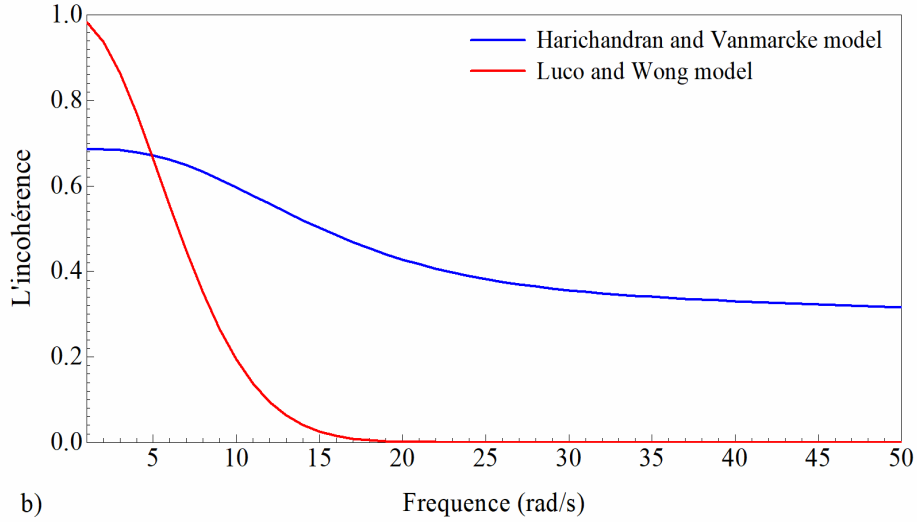


Fig. 3.4- Illustration schématique de l'effet d'incohérence pour : (a) d=100m, (b) d=512m

3.4 Réponse stochastique du pont

La vibration du pont due aux excitations non uniforme aux supports est analysée. Les réponses considérées le long du tablier sont : les déplacements verticaux et les moments fléchissant

La moyenne carrée des réponses totales, donnée par l'équation, est répétée ici et donnée par :

$$\sigma_z^2 = \sigma_{z_d}^2 + \sigma_{z_s}^2 + 2\text{cov}(z_s, z_d) \quad (3.23)$$

Où σ_{z_s} et σ_{z_d} sont les variances de la réponse pseudo-statique et de la réponse dynamique, respectivement, et le terme $\text{Cov}(z_s, z_d)$ est la covariance entre la composante pseudo-statique (σ_{z_s}) et la composante dynamique (σ_{z_d}). Ces quantités s'écrivent, respectivement, sous la forme

$$\sigma_{z_d}^2 = \sum_{j=1}^n \sum_{k=1}^n \psi_j \psi_k \int_{-\infty}^{\infty} \left(\sum_{l=1}^r \sum_{m=1}^r \Gamma_{lj} \Gamma_{mk} H_j^*(\omega) H_k(\omega) S_{lm}(\omega) \right) d\omega \quad (3.24)$$

$$\sigma_{z_s}^2 = \sum_{l=1}^r \sum_{m=1}^r B_l B_m \int_0^{\infty} \frac{1}{\omega^4} S_{lm}(\omega) d\omega \quad (3.25)$$

Et

$$\text{cov}(z_s, z_d) = \sum_{j=1}^n \sum_{l=1}^r \psi_j B_l \int_0^{\infty} \frac{1}{\omega^2} \sum_{m=1}^r \Gamma_{mj} H_j(\omega) S_{lm}(\omega) d\omega \quad (3.26)$$

Tous les autres termes de cette équation ont été définis dans le chapitre 2.

3.5 Validation du programme de calcul

Avant de réaliser une étude de cas et afin de s'assurer de la justesse des résultats du programme de calcul élaboré dans l'environnement Matlab, traduisant les différentes étapes présentées dans la section précédente, un exemple déjà traité par (Harichandran et Wang, 1990) est examiné ici. L'exemple consiste en l'évaluation des composantes de la réponse d'une poutre continue à deux travées. Les effets d'incohérence et de passage d'ondes sont supposés provoquer des excitations sismiques dans les trois supports de la poutre (Fig. 3.5).

Les résultats sont obtenus en termes de la variance des déplacements normalisés sur la travée gauche de la poutre. La normalisation est effectuée en divisant par la réponse totale maximale. Il ressort de cette figure que les résultats obtenus par le programme Matlab élaboré dans cette étude produisent des résultats identiques à ceux de (Harichandran et Wang, 1990) (Fig. 3.6).

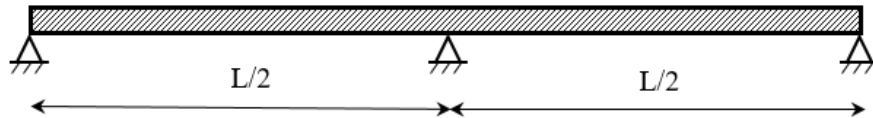


Fig. 3.5- Poutre à deux travée sous l'effet d'excitation non uniforme ($L = 30m$, $V = 1000 m/s$, $\omega_1 = 18.84 rad /s$).

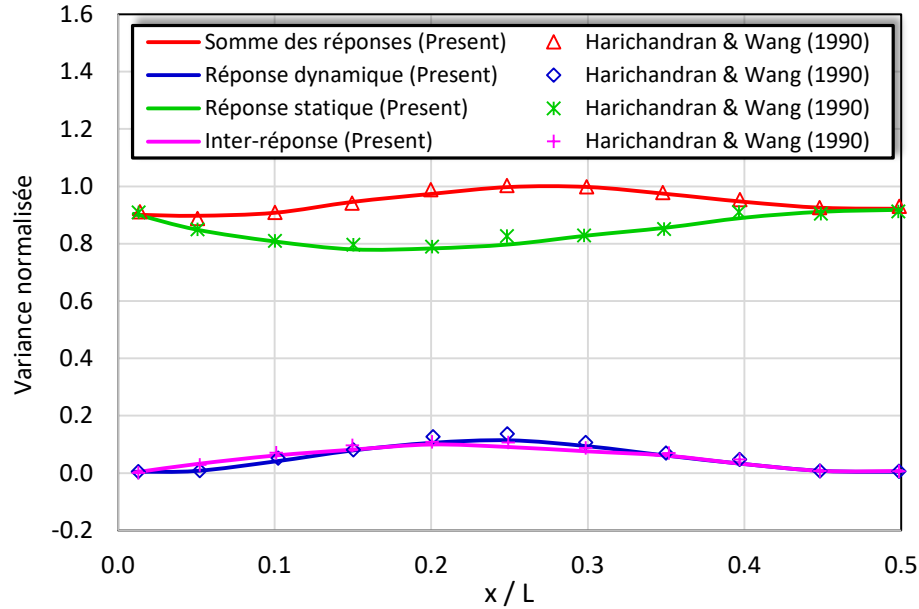


Fig. 3.6- Variance normalisée des déplacements

3.6 Conclusion

Dans le cadre de ce chapitre, un modèle global de variabilité spatiale des mouvements du sol est élaboré pour modéliser les différents facteurs de la VSMS. Dans ce contexte, l'effet d'incohérence est étudié à l'aide de deux modèles largement utilisés tandis que l'effet de passage des ondes est modélisé comme la différence de temps d'arrivée des ondes aux appuis. Pour l'effet de site. Un modèle analytique d'amplification de sol basé sur l'analyse de temps discrets des réflexions de propagation verticale des ondes de cisaillement est proposé. Ensuite la théorie des vibrations aléatoires est appliquée pour étudier l'effet des excitations sismiques non uniformes sur la structure du pont.

Chapitre 4: Analyse des effets de la VSMS sur les réponses d' un pont routier

4.1 Introduction

Dans cette partie, nous nous intéresserons à l'analyse des réponses moyennes d'un pont routier soumis à des excitations d'appuis variables. Les réponses sont comparées aux cas d'excitations uniformes.

Le pont est étudié de manière stochastique en tenant compte des effets séparés et combinés des composants de la VSMS. Les réponses des ponts stationnaires et transitoires sont évaluées et comparées.

Les cas considérés dans l'étude paramétrique sont :

- **Cas 1:** Une excitation à la base uniforme (corrélation parfait)
- **Cas 2:** Une excitation à la base variable en considérant uniquement les effets de passage d'onde.
- **Cas 3:** Une excitation à la base variable en considérant uniquement les effets d'incohérence.
- **Cas 4:** Une excitation à la base variable en considérant uniquement l'effet de site.
- **Cas 5:** Une excitation à la base variable en considérant l'effet combiné.

4.2 Description du pont étudié : Pont d'Azazga

Le pont routier d'Azazga (Fig. 4.1a) est pris comme cas d'étude. Il est situé au nord de l'Algérie dans une zone sismique Iia selon le [RPA99/VER2003](#) caractérisée par une accélération maximale du sol (A_{max}) égale à 0,25g. Le pont étudié de longueur 512 m avec quatre travées principales en béton précontraint de 100 m et deux travées latérales de 56 m comme indiqué sur la Fig. 4.1a. Le tablier du pont est constitué d'une poutre-caisson unicellulaire de 9,50 m de largeur et de hauteur variable de 5,95 m au niveau des piles et de 2,70 m au niveau des culées (Fig. 4.1b). Les piles du pont ont des hauteurs variables et des sections transversales rectangulaires creuses identiques (Fig. 4.1c).

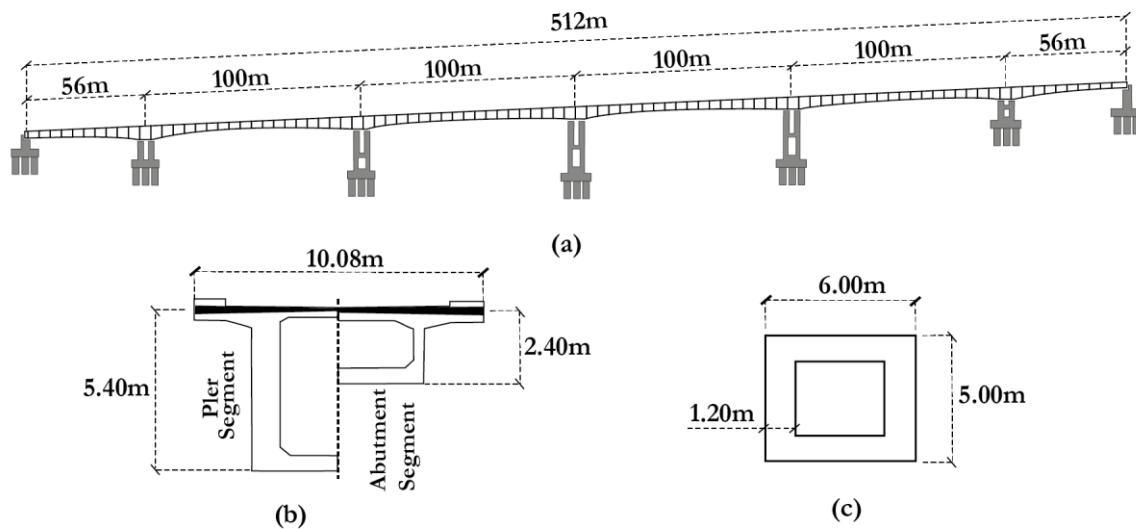


Fig. 4.1- Description du pont routier d'Azazga : (a) profile du pont, (b) coupes transversales des segments, (c) coupes transversales des piles.

Le FEM 3D du pont étudié est représenté par 292 degrés de liberté (DDL). De plus, les trois premières fréquences de vibration (c'est-à-dire le 1^{er} mode dans le sens vertical, le 2^{ème} mode dans le sens latéral et le 3^{ème} mode dans le sens longitudinal) ont été obtenues égales à 1,74 Hz, 1,83 Hz et 1,918 Hz, respectivement. Le modèle discret du pont étudié est approché par le modèle FEM 3-D tel que présenté à la Figure 4.2.

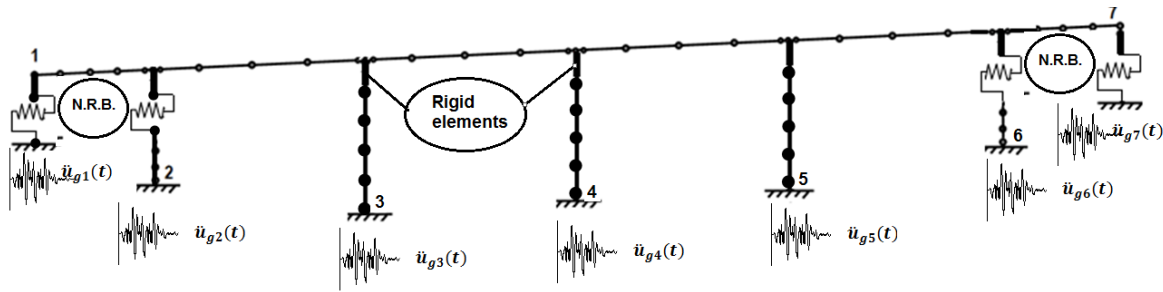


Fig. 4.2- Modèle discret du pont routier

4.3 Analyse vibratoire

4.3.1 Formulation générale du problème

La détermination des modes propres de vibration d'une structure par la méthode des éléments finis nécessite le remplacement des forces inertielles distribuées par des forces d'inerties équivalentes, appliquées aux nœuds et déterminées en utilisant par exemple le théorème des travaux virtuels (Clough et al., 1993).

De nombreuses méthodes numériques existent pour la détermination des caractéristiques dynamiques et sont décrites en détail dans des références telles que Chopra (2012) et Bathe et al. (1976).

Le nombre de vecteurs ou de modes utiles à retenir lors d'une analyse dynamique est fixé selon la valeur du pourcentage de participation modale; la somme des masses modales étant fixée en général à 90% ou 95% de la masse totale prise en compte dans la direction choisie.

A titre d'illustration et pour des raisons d'espace, les caractéristiques dynamiques de vibration pour les dix premiers modes du pont sont présentées dans le Tableau 4.1 ci – après.

Tableau 4.1 Périodes et cumul des coefficients de participation modaux

Ordre modal	Périodes, (s)	Cumul des coefficients de participation modale (en %)			
		X - X	Y - Y	Z - Z	RX
1	0,574	0,02	0,01	0,01	0,02
2	0,546	0,09	0,09	0,61	0,12
3	0,523	1,17	0,10	0,68	0,19
4	0,499	1,51	0,34	38,00	0,50
5	0,443	1,92	44,00	38,00	54,00
6	0,408	2,58	53,00	38,00	54,00
7	0,375	2,64	64,00	38,00	55,00
8	0,354	38,00	64,00	38,00	56,00

9	0,346	44,00	64,00	38,00	56,00
10	0,299	44,00	64,00	47,00	56,00

4.3.2 Investigation numérique sur les caractéristiques modales du pont d'AZAZGA

Les caractéristiques dynamiques de vibration verticales (V), Longitudinales (Lg), Latérales (L) et Torsionnelles (T) des modes dominants de vibration du modèle numérique de pont d'AZAZGA ont été évalués. Seuls les résultats numériques relatifs aux périodes de vibrations des modes fondamentaux pour chaque type de vibrations V, Lg, L et T ainsi que les déformées modales correspondantes sont présentés, respectivement, dans les figures 1 et 2.

D'après l'allure des déformées modales du tablier et des piles, on peut mettre en évidence un couplage notable des modes de vibration verticales et longitudinales (Fig. 4.3) d'une part, et un fort couplage entre les vibrations torsionnelles et latérales (Fig. 4.4) d'autre part.

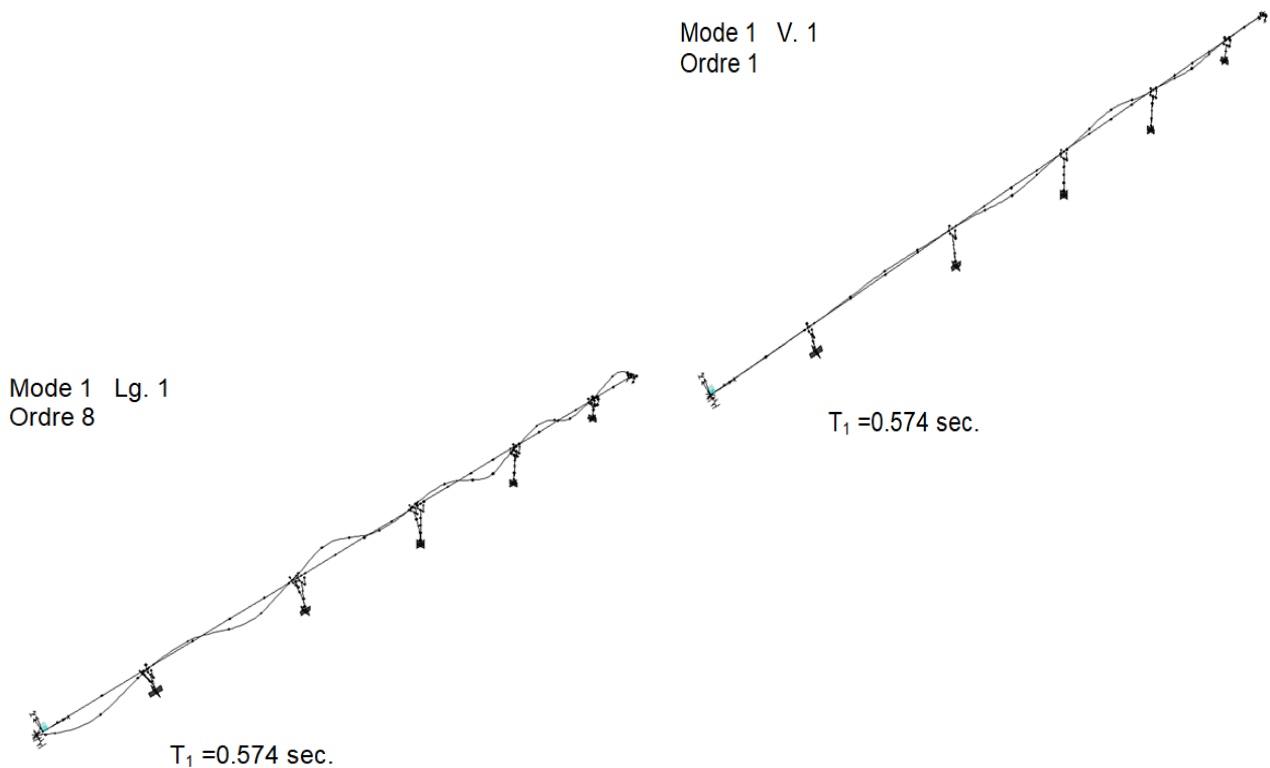
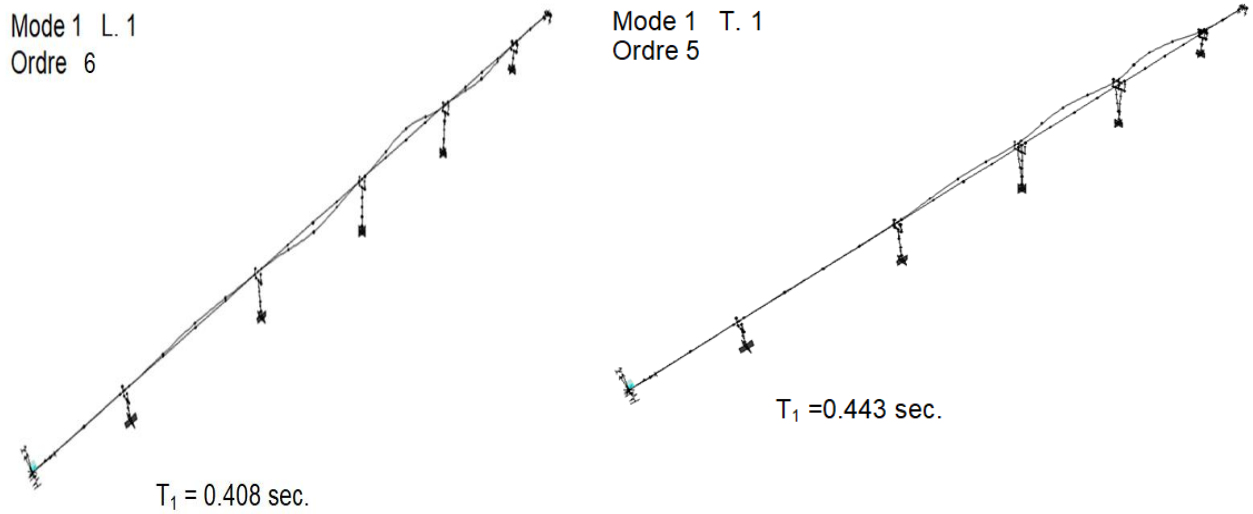


Fig 4.3- Identification des modes dominants de vibration : Verticale (V.) et Longitudinale (Lg.)



**Fig. 4.4- Identification des modes dominants de vibration :
Latérales (L) et Torsionelles (T)**

4.4 Conditions de sites

Dans cet exemple, les deux culées, la première et la dernière piles sont supposées être fondées sur le type de sol S_1 (site ferme) tandis que les piles intermédiaires (2, 3 et 4) sont supposées être fondées sur sol de type S_2 (site moyen). Les paramètres pour les types de sols correspondants aux différents supports sont présentés dans le tableau 4.3 (Belkheiri et Tiliouine 2023).

Tableau 4.3 Caractéristiques des différents sites

Support / site	Vitesse des ondes de cisaillement V_s (m/s)	Masse volumique ρ (kg/m ³)	Facteur de qualité Q	Hauteur de la couche du sol h (m)
1 : ferme	800	2100	80	15
2: ferme	800	2100	80	28
3: moyen	400	2041	50	35
4: moyen	400	2041	50	40
5: moyen	400	2041	50	32
6: ferme	800	2100	80	25
7: ferme	800	2100	80	15
Rocher	1200	2200	200	-

Chapitre 4: Analyse des effets de la VSMS sur les réponses d'un pont routier

Les fonctions d'amplification du sol correspondantes aux différents supports du pont sont montrées sur la figure 4.5

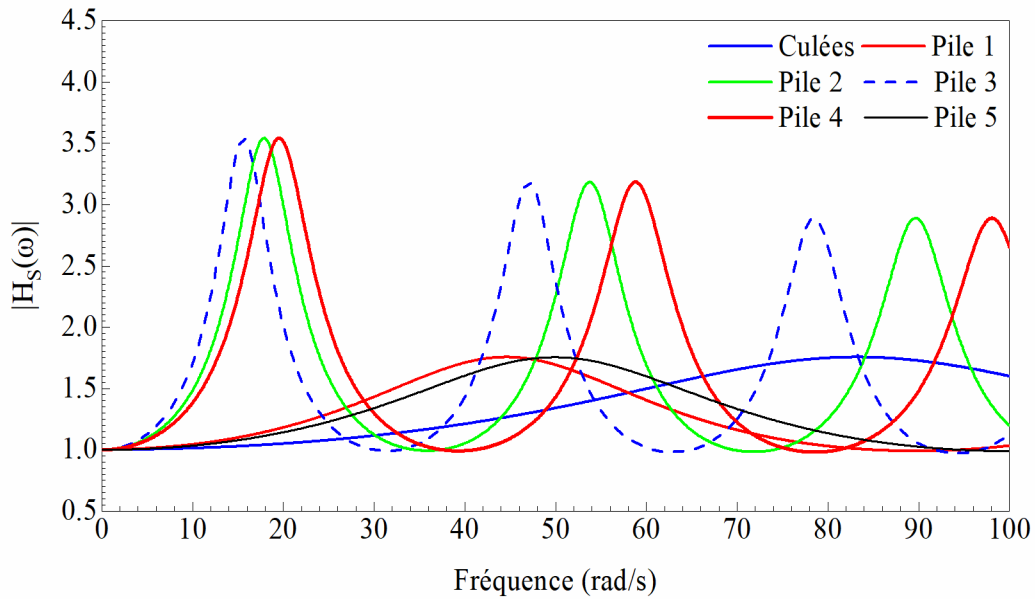


Fig. 4.5- Fonctions d'amplification du sol correspondantes aux différents supports du pont

Les DSP correspondantes aux différents sites en surface sont montrées sur la figure 4.6

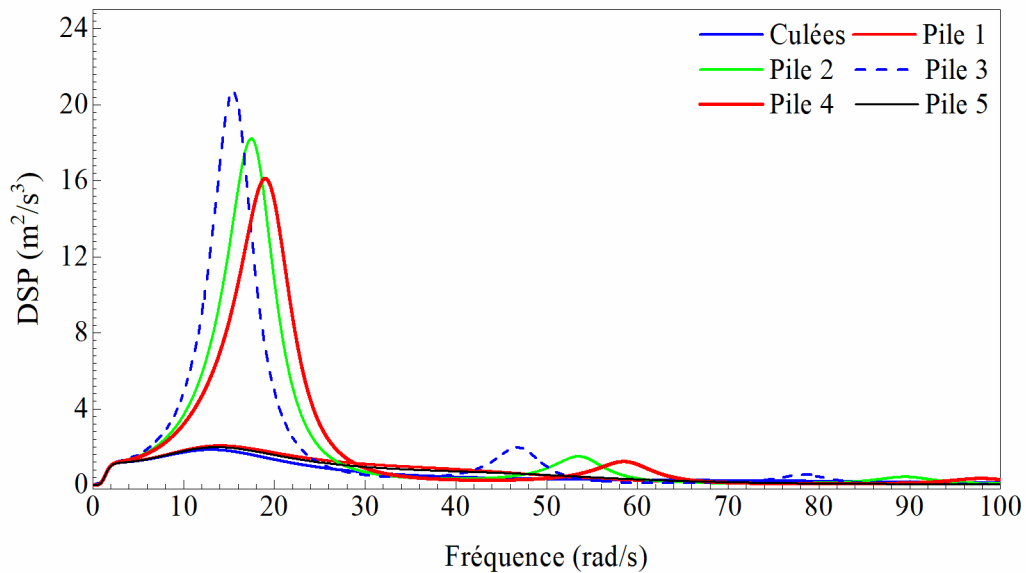


Fig. 4.6- DSP correspondantes aux différents sites en surface

4.5 Réponses Stationnaires

4.5.1 Effet de passage d'onde

La figure 4.7 montre l'effet de passage d'onde sur la moyenne de la valeur maximale du déplacement vertical pour différentes vitesses apparentes des ondes (300 m/s, 600 m/s, 1200 m/s). On voit sur la Figure 4.7 que le déplacement du pont est généralement surestimé sous l'hypothèse de mouvement uniforme du sol. L'effet de passage des ondes diminue avec l'augmentation des vitesses.

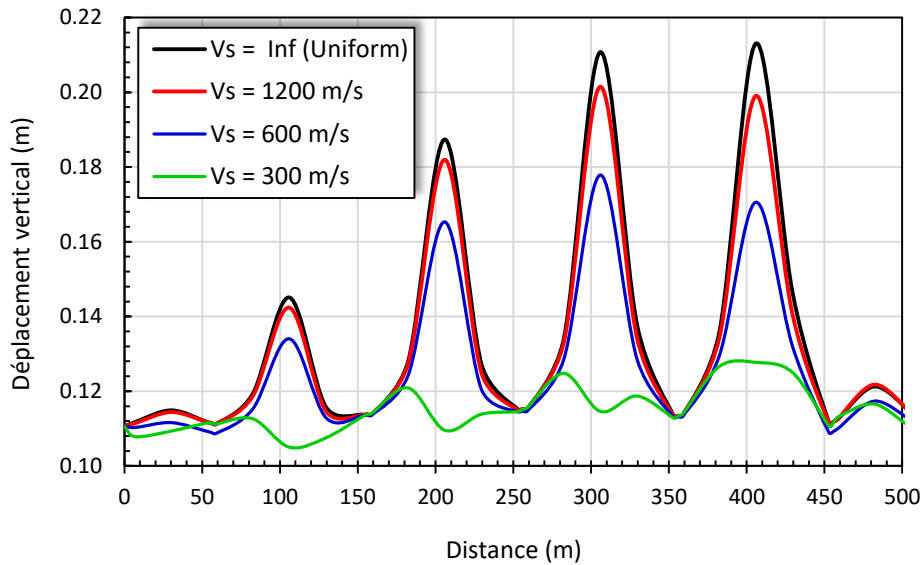


Fig. 4.7- Moyenne des valeurs maximales de déplacement vertical le long du tablier du pont d'Azazga sous des effets d'excitation uniforme et de passage d'ondes

4.5.2 Effet de l'incohérence

La figure 4.8 montre la moyenne des déplacements verticaux maximaux calculés pour les deux modèles d'incohérence (Harichandran et Vanmarke (1986) et Luco et Wong (1986)) et le mouvement uniforme du sol. On peut observer à partir de cette figure que l'hypothèse de mouvement uniforme du sol et les deux modèles d'incohérences (Harichandran et Vanmarke et Luco et Wong) produisent presque les mêmes réponses. Ce résultat est attendu car les fréquences du pont étudié se situent dans le domaine des basses fréquences et la distance de séparation $d=100\text{m}$ où les deux modèles d'incohérence présentent une pleine corrélation.

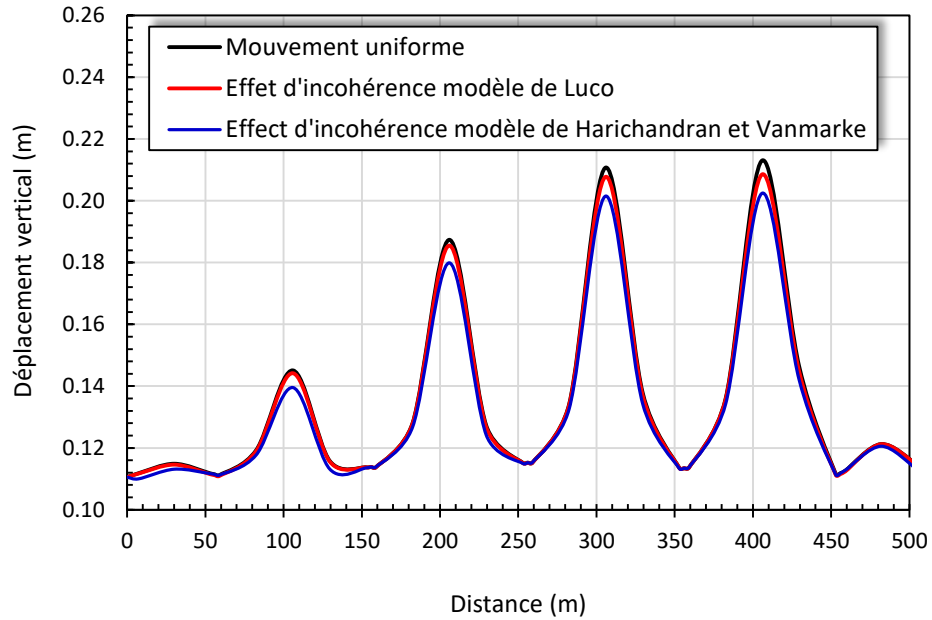


Fig. 4.8- Moyenne des valeurs maximales des déplacements verticaux le long du tablier du pont d'Azazga sous excitation uniforme et effet d'incohérence.

4.5.3 Réponses normalisées

Afin de comparer la réponse sous les effets combinés à celle produite par le mouvement uniforme du sol, les trois composantes normalisées du déplacement vertical du tablier (dynamique, pseudo-statique et total) sont présentées sur la Figure 4.9. La normalisation est effectuée en divisant les valeurs de déplacement par le déplacement total maximal. On observe à partir de la Figure 4.9a que la composante de déplacement pseudo-statique pour le modèle de mouvement du sol uniforme reste constante en raison de l'hypothèse de mouvement de corps rigide. Cette composante a une contribution significative (c'est-à-dire 50 % de la réponse totale maximale). Au niveau du tablier du pont où se produit le déplacement total maximal, on peut observer que la contribution de la composante dynamique est de 48 % de la réponse totale maximale. Lorsque l'on considère les effets combinés (Fig. 4.9b), on constate que la contribution de la composante dynamique augmente aux travées centrales du pont (58 %) tandis que la composante pseudo-statique fournit toujours une contribution significative (42 %).

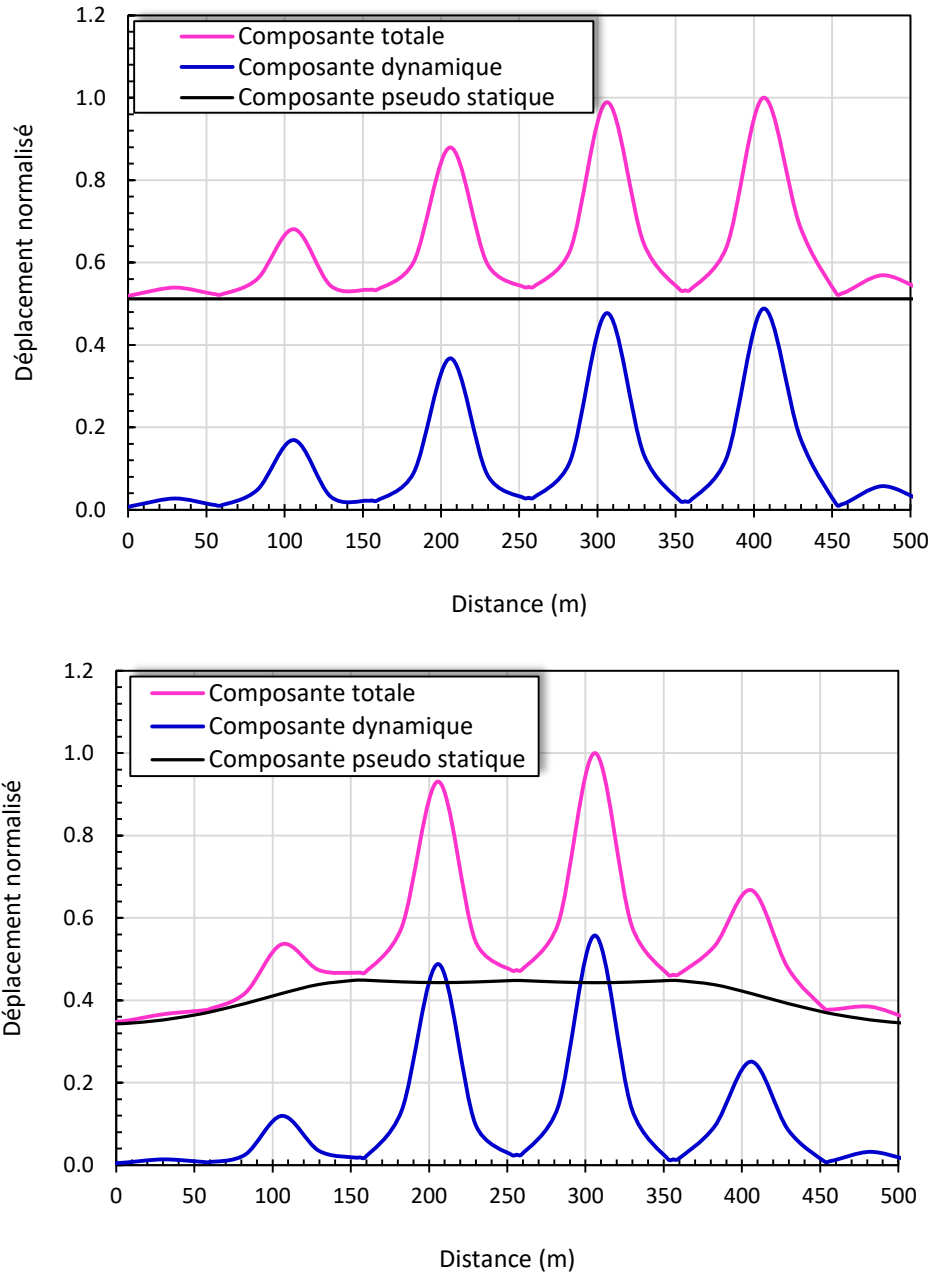


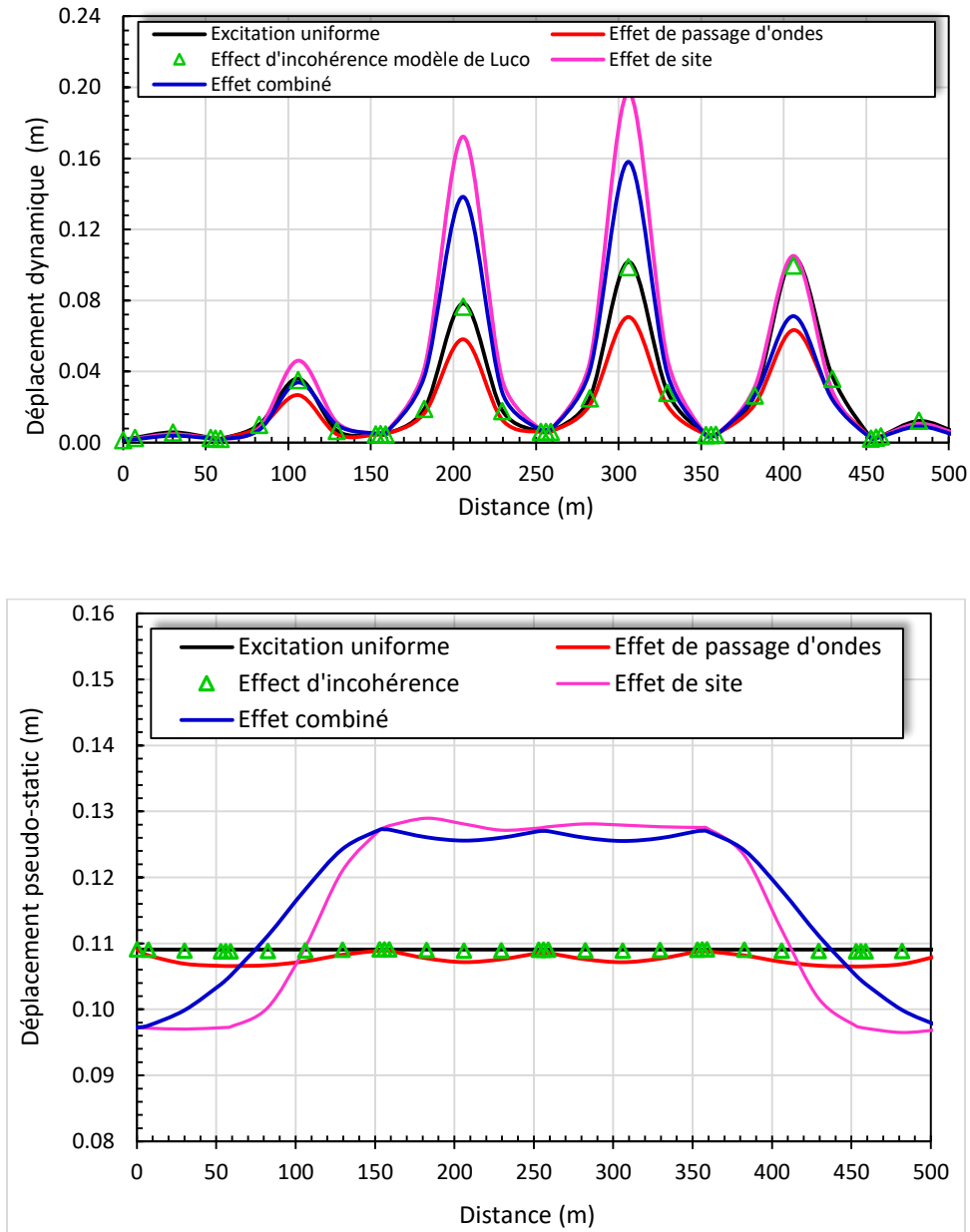
Fig. 4.9- Moyenne normalisée des valeurs maximales des déplacements verticaux le long du tablier du pont d'Azazga : a) Excitation uniforme, b) Effet combiné (VSMS)

4.5.4 Moyenne des réponses maximales

Maintenant, il est prévu d'étudier l'importance relative de l'effet d'incohérence, de l'effet de passage d'onde et des effets de site sur chaque composante de la réponse du pont. Pour cela, la moyenne des déplacements maximaux le long du tablier du pont pour les trois composantes

Chapitre 4: Analyse des effets de la VSMS sur les réponses d'un pont routier

(pseudo- statique, dynamique et totale) est calculée et comparée sur la Figure 4.10 avec le cas d'un mouvement de sol uniforme.



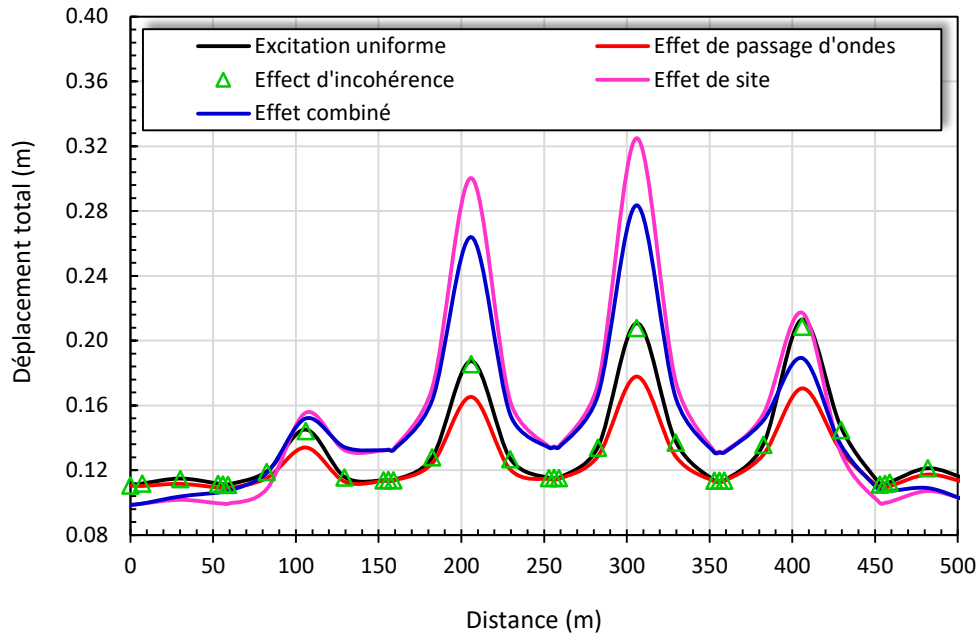


Fig. 4.10- Moyenne des valeurs maximales des déplacements le long du tablier du pont d'Azazga sous excitation uniforme et composantes VSMS

On peut observer à partir de la Figure 4.10a que les déplacements dynamiques le long du pont sont généralement surestimés sous l'hypothèse d'effets de site, alors que les déplacements en considérant l'effet d'incohérence et les effets de passage d'ondes sont plus petits que les déplacements donnés sous l'hypothèse d'excitation sismique uniforme. Des conclusions similaires sont également observées pour le déplacement total la Figure 4.10c.

Pour les différents modèles de mouvement de sol, la moyenne des déplacements pseudo-statiques verticaux maximaux du pont est illustrée sur la Figure 4.10b. Les déplacements donnés par les effets d'incohérence et de passage d'onde sont très proches de ceux obtenus pour le modèle de mouvement uniforme car les déplacements obtenus à partir de ce modèle sont constants le long du pont en raison du mouvement du corps rigide. Les résultats, cependant, sont beaucoup plus importants lorsque l'effet de site est pris en compte.

La moyenne des moments fléchissants maximaux le long du tablier du pont est calculée et présentée sur la Figure 4.11.

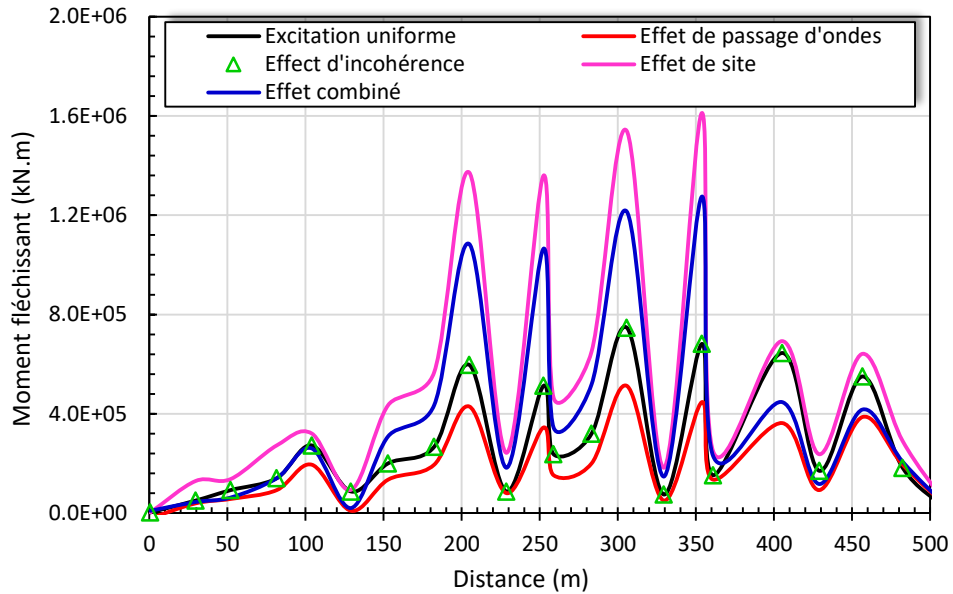


Fig. 4.11- Moyenne des valeurs maximales du moment de flexion le long du tablier du pont d'Azazga sous excitation uniforme et composantes VSMS

D'après la Figure 4.11, le moment de flexion au niveau des travées centrales est maximal quel que soit le mouvement du sol utilisé (mouvement uniforme du sol ou avec VSMS). On constate que, par rapport au mouvement uniforme du sol, les effets de site contribuent par un incrément de 214 %. Néanmoins, le mouvement uniforme du sol et la VSMS incorporant les effets d'incohérence développent des moments de flexion proches l'un de l'autre, alors que le passage d'ondes produit généralement les réponses les plus faibles.

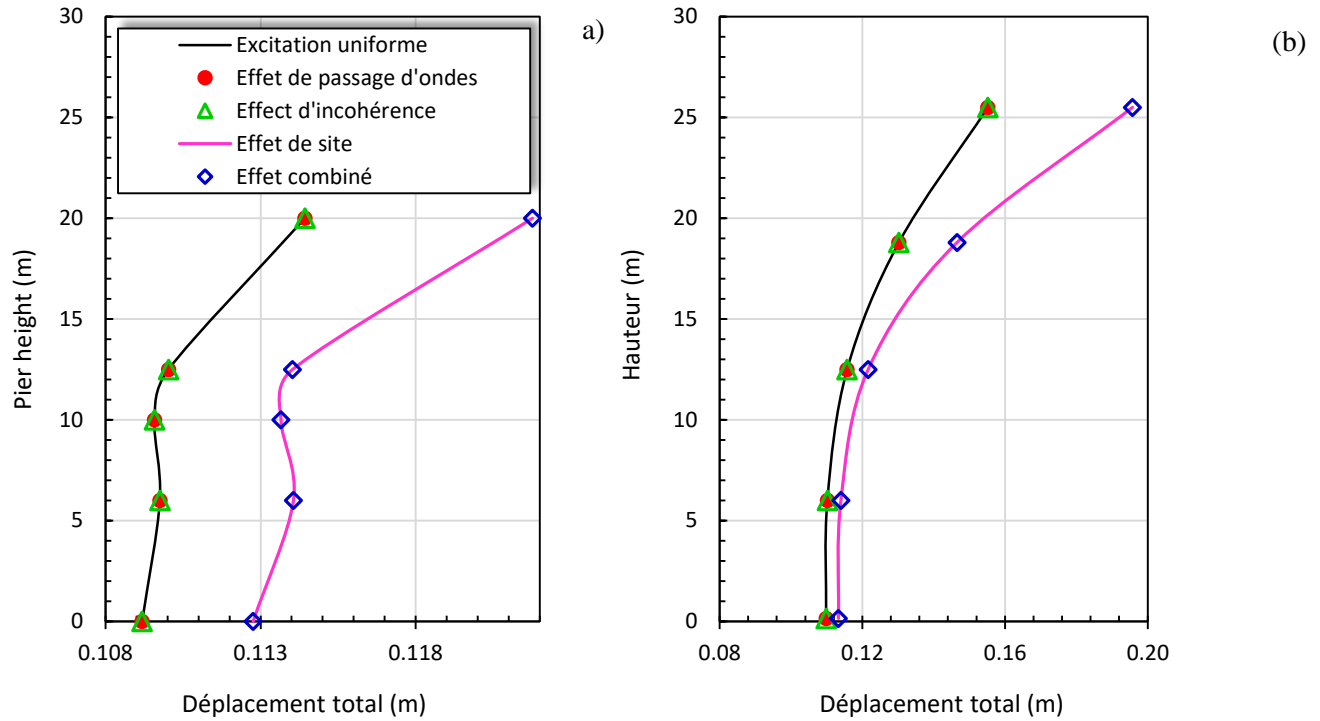


Fig. 4.12- Moyenne des valeurs maximales des déplacements des piles de pont sous excitation uniforme et excitation SVGM : (a) pile la plus courte, (b) pile la plus haute

La figure 4.12 représente les variations de la moyenne des valeurs maximales du déplacement le long des piles du pont sous l'excitation uniforme ainsi que sous la VSMS. Il ressort de cette figure, que les déplacements étudiés sont plus importants dans la pile la plus haute quel que soit le modèle de mouvement du sol utilisé (excitation uniforme ou composantes de la VSMS). On observe également que la moyenne des déplacements maximaux des piles du pont dus aux effets de site et ceux dus aux effets combinés sont plus importants que ceux produits par le mouvement uniforme du sol ou d'autres composantes de la VSMS. La moyenne des moments de flexion totaux maximaux le long des hauteurs de pile est calculée et comparée sur la Figure 4.13 pour le mouvement uniforme du sol et pour les trois composantes principales de la VSMS définies ci-dessus. On peut voir sur cette figure que les moments de flexion concernés sont beaucoup plus importants dans les piles hautes que ceux dans les piles courtes quel que soit le modèle de mouvement du sol utilisé. On peut noter sur la Figure 4.13 que les valeurs maximales moyennes les plus importantes aux piles hautes sont celles apportées par les effets de site et les effets combinés.

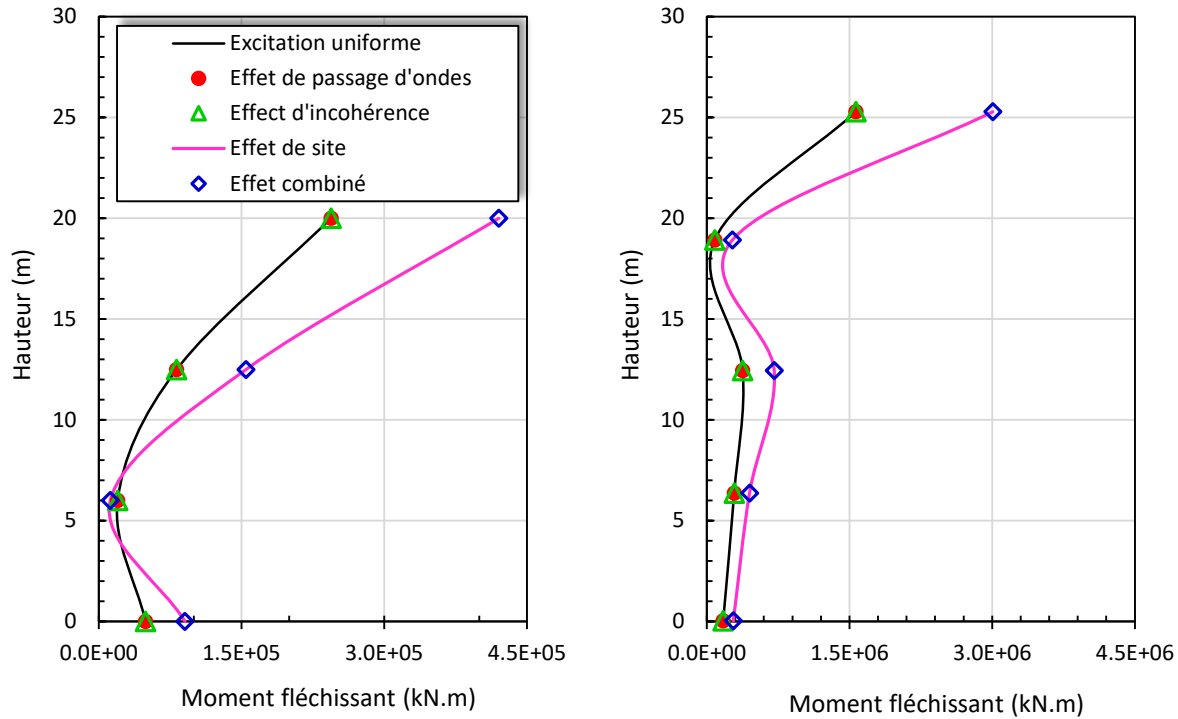


Fig. 4.13- Moyenne des valeurs maximales des moments fléchissants sur les piles de pont sous excitation uniforme et excitation SVGM : (a) pile la plus courte (b) pile la plus haute

4.6 Réponses transitoires

Cette section est dédiée à l'obtention des réponses transitoires sous les effets combinés de la VSMS pour plusieurs durées de la forte secousse (10 s, 15 s et 20 s). La SVGM est caractérisée par le modèle de cohérence de [Luco \(1986\)](#) avec les paramètres $\alpha/V_S=2.5 \times 10^{-4}$ et $V_{app} = 600$ m/s. Les deux culées, la première et la dernière pile (2 et 6) sont supposées être fondées sur un sol de type S₁ (site ferme) tandis que les piles intermédiaires (3, 4 et 5 piles) sont supposées être fondées sur un sol de type S₂ (site moyen).

La moyenne des valeurs maximales de la réponse transitoire le long du tablier du pont en termes des déplacements verticaux et de moments de flexion est tracée sur la Figure 4.14a et la Figure 4.14b, respectivement. Dans les mêmes figures, les réponses transitoires sont comparées aux réponses stationnaires.

D'après la Figure 4.14, il convient de noter que les déplacements et moments transitoires sont relativement petits de ceux dans le cas stationnaire. Il est important de noter qu'après 10, 15

et 20 secondes de la réponse transitoire, 72, 83 et 91 % de la réponse stationnaire sont atteints au point de pont où se produit le déplacement maximal.

La moyenne des déplacements transitoires maximaux aux hauteurs de pile courte et haute du pont d'Azzazga est illustrée sur la Figure 4.15.

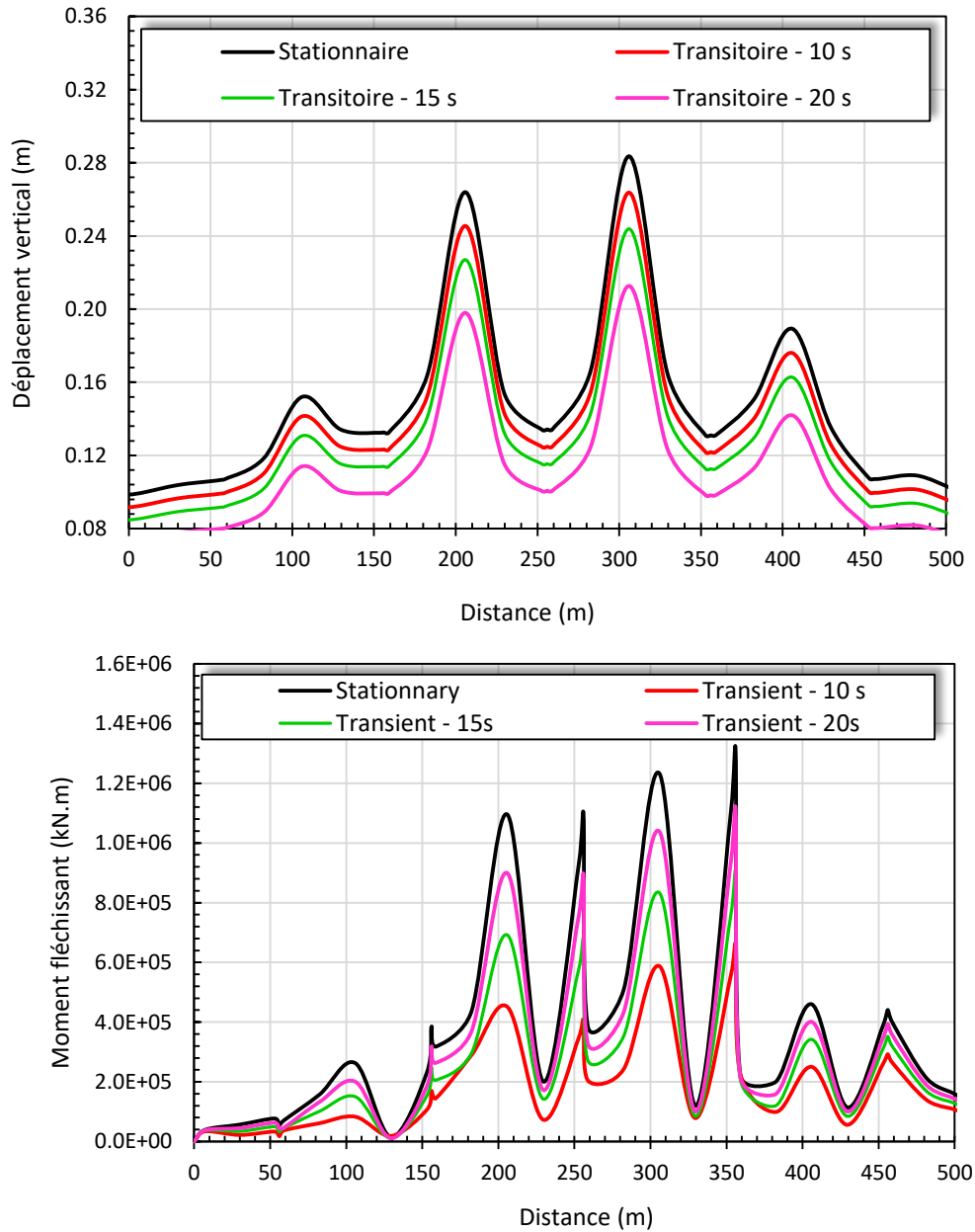


Fig. 4.14- Moyenne des valeurs maximales de la réponse transitoire le long du tablier du pont :
(a) déplacement vertical, (b) moment de fléchissant.

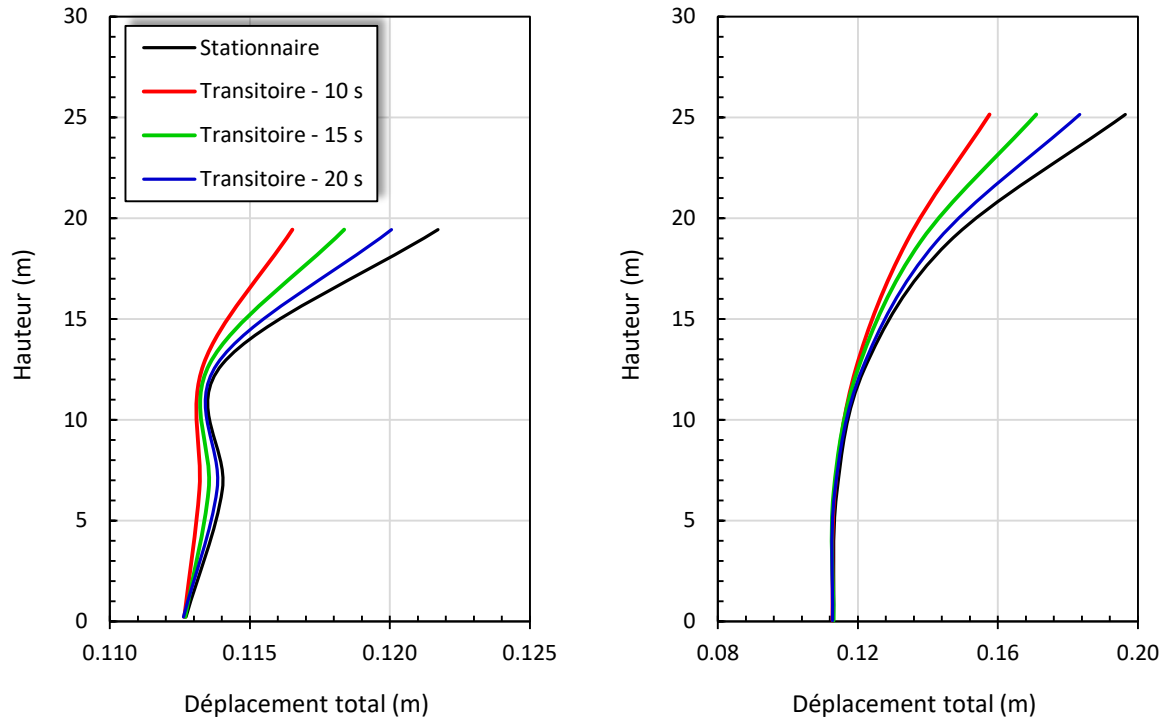


Fig. 4.15- Moyenne des valeurs maximales des déplacements transitoires le long des piles du pont : a) pile la plus courte, b) pile la plus haute

Il ressort des Figures 4.15 que, au sommet des piles du pont, les déplacements stationnaires sont les plus importants, ce qui est conforme aux résultats discutés sur la Figure 4.14.

4.7 Conclusion

Dans ce chapitre, les réponses dynamiques stochastiques d'un pont routier sous des mouvements sismiques du sol spatialement variables sont analysées. La réponse du pont en termes de valeurs moyennes des déplacements verticaux maximaux et des moments fléchissants dans la superstructure et la sous-structure du pont étudié est évaluée sous le mouvement de sol uniforme ainsi que sous les mouvements de sol à variation spatiale (VSMS) incorporant l'effet d'incohérence, l'effet de passage d'onde, les effets de site et leur combinaison.

CONCLUSION GENERALE

La construction parasismique est le moyen le plus sûr de prévention contre le risque sismique. Essentiellement, cela nécessite une meilleure quantification du mouvement sismique. Un paramètre important de cette charge est sa variabilité spatio-temporelle et ce même sur des points d'observation peu séparés. En effet, il est extrêmement important de prendre en compte cette variation dans le dimensionnement surtout des structures étendues, 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 VSMS sur le comportement dynamique des ponts.

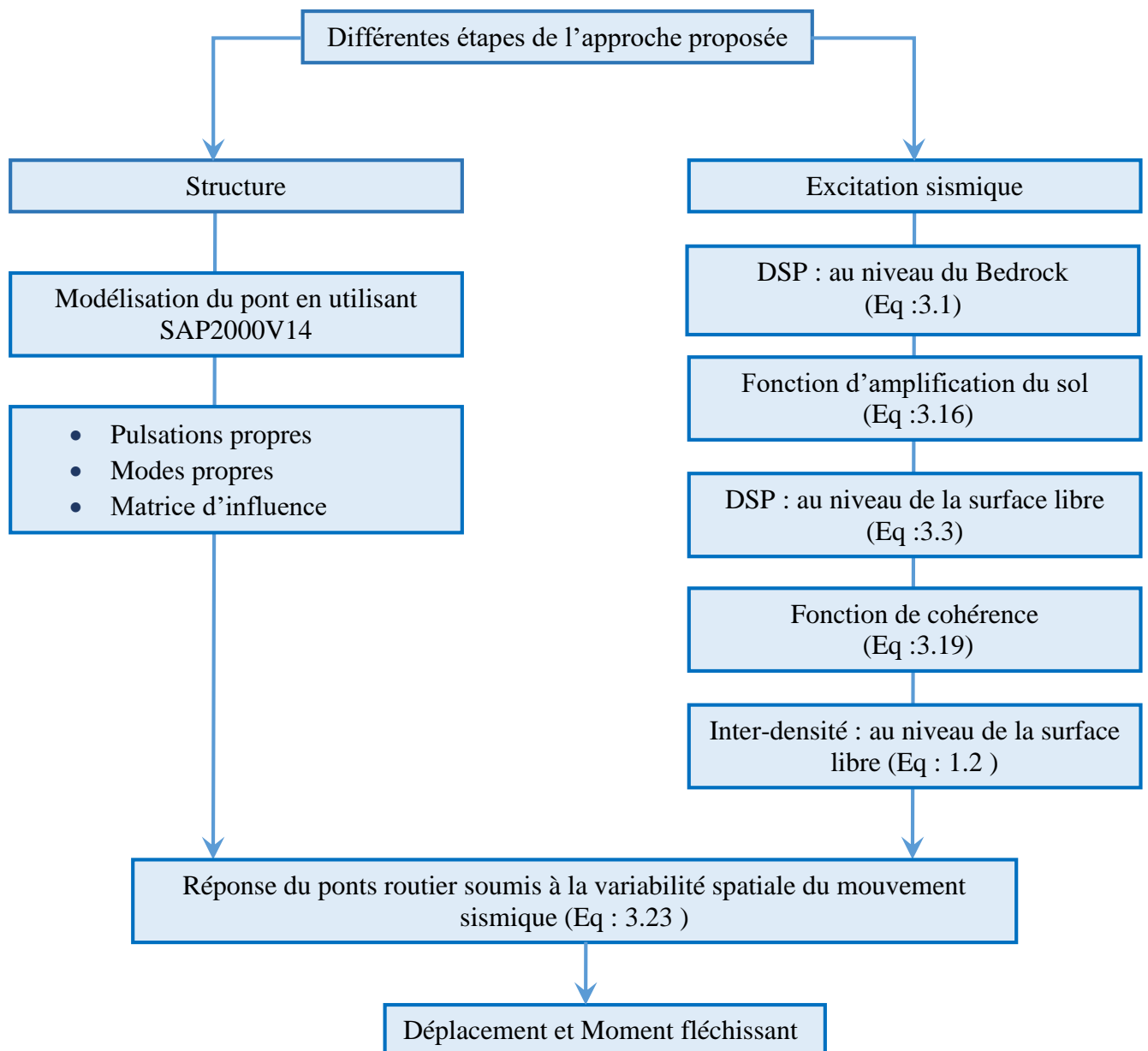
A la lumière des résultats obtenus, les conclusions suivantes peuvent être tirées :

- 1- Les réponses dynamiques stochastiques obtenues sous l'hypothèse de la VSMS incorporant des effets de site sont en général beaucoup plus importantes que celles obtenues sous l'hypothèse d'un mouvement de sol uniforme. Cette étude implique principalement que les effets de site doivent être pris en compte dans l'analyse sismique stochastique des ponts routiers à longue portée
- 2- Les résultats obtenus montrent que l'incohérence et le passage d'onde n'ont pas d'effet significatif sur les valeurs maximales du déplacement vertical dynamique le long du tablier et des piles du pont car le déplacement de la structure à une excitation non uniforme est une réponse à des excitations moyennes de tous les supports. Pour le cas de passage d'onde, cette excitation moyenne compte tenu du délai d'arrivée du mouvement du sol aux appuis voisins est automatiquement inférieure à l'excitation uniforme. Pour l'effet d'incohérence, les fréquences du pont étudié se situent dans le domaine des basses fréquences et le modèle de cohérence produit à peu près les mêmes réponses que le modèle d'excitation uniforme. Dans ce cas, le modèle d'excitation sismique uniforme conduit à des résultats conservateurs. Il est

intéressant de noter que les résultats obtenus par le mouvement uniforme du sol peuvent être conservateurs pour les déplacements et peuvent être non conservateurs pour les moments en raison de la contribution de la composante pseudo-statique dans le cas de mouvements du sol variable.

- 3- Il apparaît que l'hypothèse stationnaire du pont routier est raisonnable pour les durées de mouvement du sol supérieures à 15s sur la base d'une comparaison entre la réponse transitoire, obtenue pour différentes durées de fortes secousses et les réponses stationnaires.

Annexe



REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Abbiss C P (1989) “Seismic Amplification. Mexico City”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 17:79-88.

Abdel-Ghaffar, A. M., and Rubin. L. I. (1982) Suspension bridge response to multiple support excitations.” *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 108: 419-435.

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

Adanur S, Altunisik AC, Soyluk K, Bayraktar A, Dumanoglu AA. (2016a) “Multiple-support seismic response of Bosphorus Suspension Bridge for various random vibration methods”, *Case Studies in Structural Engineering*, 5: 54-67.

DOI: <http://dx.doi.org/10.1016/j.csse>

Adanur S, Altunisik AC, Soyluk K, Bayraktar A, Dumanoglu AA (2016b) “Contribution of local site-effect on the seismic response of suspension bridges to spatially varying ground motions. *Earthquakes and Structures*”, 10(5):1233-1251.

DOI: <http://dx.doi.org/10.12989/eas.2016b.10.5.1233>

Adanur S, Soyluk K, Altunisik AC, Bayraktar A, Dumanoglu A.A (2017) “Stationary and transient responses of suspension bridges to spatially varying ground motions including site response effect”. *Advanced Steel Construction*, 13(4):378-398.

DOI: 10.18057/IJASC.2017.13.4.4

Ali BH, Saeed BA, Hussein TA (2020), “Time History Analysis of Frame Structure Systems by State-space Representation Method”, *Polytechnic Journal*, 10(1): 140-147

Aki K, Richards PG (1980) “Quantitative Seismology”, W.H. Freeman and Company, San Francisco. USA.

Bard P Y (1995) “Seismic input motion for large structures”, 18th European Regional Earthquake Engineering Seminar. Lyon.

Bathe K J and Wilson E L (1976) *Numerical Methods in Finite Element Analysis*. Prentice Hall, Upper Saddle River.

Belkheiri N, Tiliouine B and Ouanani M (2016) “Sensitivity Analysis of the Response Spectrum to Site Effects”. Second International Conference on Material and Structural Mechanics. Marrakech, Morocco.

Belkheiri N, Tiliouine B (2023) “Quantification of the effects of the spatial Variation of ground motions on the seismic response of high way bridges”. *Bridge Structures* 19:3–14.
<http://dx.doi.org/10.3233/BRS-230205>

Berrah M K (1992) “Response Spectrum Analysis of Structures Subjected to Spatially Varying Motions”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21(6): 461-470.

Berrah M K (1993) “A modal Combination Rule for Spatially Varying Seismic Motions”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 22(9): 791-800.

Betbeder-Matibet J (2003) “phénomènes sismiques”, LAVOISIER, Paris

Bi K and Hao H (2012) “Modelling and Simulation of Spatially Earthquake Ground Motion at Sites with Varying Conditions,” *Probabilistic Engineering Mechanics*, 29:92-104.

Bogdanoff J L, Goldberg J E and Schiff A J (1965) “The effect of ground transmission time on the response of long structures”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 55: 627-640.

Chopra AK (2014), “Dynamics of structures”, University of California at Berkeley, Pearson Education.

Clough RW and Penzien J (2003) “Dynamics of structures, Computers and Structures”, Inc., Berkeley, USA.

Datta TK (2010) “Seismic Analysis of Structure”, Indian Institute of Technology Delhi, India John Wiley & Sons (Asia) Pte Ltd.

Der Kiureghian A (1980) “Structural response to stationary excitation”. *Journal of the Engineering Mechanics Division, ASCE*. 106:1195-1213.
DOI: <https://doi.org/10.1061/JMCEA3.0002659>

Der Kiureghian A and Neuenhofer A (1992) “Response spectrum method for multiple-support seismic excitation”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21(8): 713-740.

Der Kiureghian A (1996) “A coherency model for spatially varying ground motions”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*. 25:99-111.

Dumanoglu A and Soyluk K (2003) “A stochastic analysis of long span structures subjected to spatially varying ground motions including the site-response effect”. *Engineering Structures*, 25: 1301-1310.

Efthymioua E and Camara A (2017) “Effect of spatial variability of earthquakes on cable-stayed bridges”. *Procedia Engineering*, 199:2949-2954.

Efthymino E and Camara A (2021) “The effect of multi-angle spatially variable ground motions on cable-stayed bridges”. *Earthquake Spectra*, 38(2):1-25.

DOI: <https://doi.org/10.1177/87552930211051393>

Ghannoum M, Imtiaz A, Grange S, Causse M, Cornou C and Baroth J (2018) “Behaviour of a 2D reinforced concrete frame structure under differential seismic excitation”. *Journal of Earthquake Engineering*, DOI: <https://doi.org/10.1080/13632469.2018.1453398>

Hacıfendioglu K (2017) “Stochastic dynamic response of short-span highway bridges to spatial variation of blasting ground”. *Vibration Applied Mathematics and Computation*, 292:194-209.

DOI: <https://doi.org/10.1016/j.amc.2016.07.039>

Hao H, Oliveira C S and Penzian J (1989) “Multiple-station ground motion processing and simulation based on SMART-1 array data”. *Nuclear Engineering and Design*, 111:293-310.

Harichandran R S, Vanmarcke E (1986) “Stochastic Variation of Earthquake Ground Motion in Space and Time”. *Journal of Engineering Mechanics*, 112:1526-1541.

Harichandran R S, Wang W (1990) “Response of indeterminate two-span beam to spatially varying seismic excitation”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 19:173-187.

Harichandran R S, Hawwari A, Sweiden B N (1996) “Response of long-span bridges to spatially varying ground motion”. *Journal of Structural Engineering*, 122(5):476-484.

DOI: [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9445\(1996\)122:5\(476\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9445(1996)122:5(476))

Haroun M A, Abdel-Hafiz EA (1987) “Seismic response analysis of earth dams under differential ground motion”. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 77(5): 1514-1529.

Kanai K (1957) “Semi-empirical formula for the seismic characteristics of the ground *Bulletin of Earthquake Research Institute*”, University of Tokyo, Japan, 35:309-325.

Lee M C and Penzien J (1983) “Stochastic analysis of structures and piping systems subjected to stationary multiple support excitations”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 11:91-110.

Loh CH, Yeh Y (1988) “Spatial variation and stochastic modelling of seismic differential ground movement”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 16:583-596.

DOI: 10.1002/EQE.4290160409

Luco J E and Wong H L (1986) “Response of a rigid foundation to spatially random ground motion”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 14:891–908.

Lutes L D and Shahram S (2004) “Random vibrations: analysis of structural and mechanical systems”. ELSEVIER, Amsterdam.

Nazmy A, Abdel-Ghaffar A (1992) “Effects of ground motion spatial variability on the response of cable-stayed bridges”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 21:1-20.

Newland D E (1984) “An Introduction to Random Vibrations and Spectral Analysis”. Longman inc., New York.

Ouanani M, Tiliouine B, Hammoutene M (2017) “Effect of spatial variability of ground motion on non-linear dynamic behavior of cable stayed bridges”. MATEC Web of Conferences. CMSS. Rabat. Morocco.

Ouanani M, Tiliouine B, Hammoutene M (2016) “Nonlinear dynamic behavior of cable stayed bridge under spatially varying site conditions”. 2nd International Conference on Material and Structural Mechanics, Marrakech, Morocco.

Preumont A (1990) “Vibrations aléatoires et analyse spectrale”. Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, CH-1015 Lausanne.

RPOA (2008) “Règlement Parasismiques Applicables au Domaine des Ouvrages d'Arts”. Partie 1: Ponts. Document Technique Réglementaire (D.T.R). Algeria.

Safak E (1995) “Discrete-time analysis of seismic site amplification”. *Journal of Engineering Mechanics*. ASCE, 121(7):801-809.

Sextos A G, Pitilakis K D and 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, 607–627.

Sextos A G, Pitilakis K D and 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. *Earthquake Engineering*, 32:629–652.

Sextos A G, Kappos A J and Pitilakis K D (2003) “Inelastic dynamic analysis of RC bridges accounting for spatial variability of ground motion”, site effects and soil-structure interaction phenomena. Part 2: Parametric study, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32(4): 629–652.

Somerville P G, McLaren J P, Sen M K and Helmberger D V (1993) “The influence of site conditions on the spatial incoherence of ground motion”. *Structural Safety*, 10, 1–13.

Toköz M N, Dainty A M and Charrette E E (1991) “Spatial variation of ground motion due to lateral heterogeneity”. *Structural Safety*, 10:53-77.

Urkowitz H (1993) “Signal theory and random processes”. Artech House, Washington.

Vanmarcke EH (1975) “On the distribution of first-passage time for normal stationary processes”. *Journal of Applied Mechanics*, ASME, 42:215-220.

DOI: <https://doi.org/10.1115/1.3423521>

Zanardo G, Hao H and Modena C (2002) “Seismic response of multi-span simply supported bridges to a spatially varying earthquake ground motion”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3:1325-1345.

Zembaty Z, Rutenberg A (2002) “Spatial response spectra and site amplification effects”. *Engineering Structures*, 24:1485-1496. DOI: [https://doi.org/10.1016/S0141-0296\(02\)00096-2](https://doi.org/10.1016/S0141-0296(02)00096-2)

Zerva A (1992) “Response of multi-span beams to spatially incoherent seismic ground motions”. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 19(6):819-832.

Zerva A and Zervas V (2002) “Spatial variation of seismic ground motions: An overview”. *Applied Mechanics Review*. ASME, 55(3):271-297.

Zerva A (1988) “Seismic source mechanisms and ground motion models”. Review paper *Probabilistic Engineering Mechanics*, 3(2):64-74.

Zerva A and Shinozuka M (1991) “Stochastic differential ground motion”. *Structural Safety*, 10:129-143.

Zerva A, Hirata K and Shinozuka M “Random source effects on seismic ground motion”. *Journal of Engineerig Mechanics*, 116(6):1198-1219.

Zerva A (2009) “Spatial variation of seismic ground motions: modeling and engineering applications”. CRC Press Group, Taylor & Francis.

Zhang D (2013) “Stochastic Modelling and Analysis for Bridges under Spatially Varying Ground Motions”. A PhD thesis, University of Waterloo, Ontario, Canada.