



**HAL**  
open science

# Influence de l'hétérogénéité géologique et mécanique sur la réponse des sols multicouches

M'Hammed Badaoui

► **To cite this version:**

M'Hammed Badaoui. Influence de l'hétérogénéité géologique et mécanique sur la réponse des sols multicouches. Mathématiques générales [math.GM]. Université Paris-Est, 2008. Français. NNT : 2008PEST0212 . tel-00462182

**HAL Id: tel-00462182**

**<https://theses.hal.science/tel-00462182>**

Submitted on 8 Mar 2010

**HAL** is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.



(ALGERIE)

Département de Génie Civil



(FRANCE)

Ecole Doctorale Matériaux Ouvrages  
Durabilité Environnement Structures

(ED MODES)

## **Doctorat**

Génie Civil

**BADAoui M'hammed**

Magister de l'Ecole Nationale Polytechnique

# **INFLUENCE DE L'HETEROGENEITE GEOLOGIQUE ET MECANIQUE SUR LA REponse DES SOLS MULTICOUCHES**

*Thèse dirigée par : Pr. BERRAH Mounir Khaled / Pr. MEBARKI Ahmed*

Soutenue le 30 mars 2008

### **Jury :**

<b>Président</b>	<b>Abdelmalek HAMMOUTENE</b>	<i>Professeur, ENP</i>
<b>Rapporteurs</b>	<b>Hamid AFRA</b>	<i>Directeur de Recherches, CNERIB</i>
	<b>Abdelkhalek EL HAMI</b>	<i>HDR, INSA de Rouen</i>
<b>Examineurs</b>	<b>Djillali BENOUAR</b>	<i>Professeur, USTHB</i>
	<b>Smaïn BELKACEMI</b>	<i>Maître de conférence, ENP</i>
<b>Invité</b>	<b>Mohamed BELAZOUGUI</b>	<i>Directeur, CGS</i>

## Remerciements

Une thèse de Doctorat ne peut se faire sans l'aide, les encouragements et le réconfort des personnes rencontrées au cours de son élaboration. Elle est le fruit de nombreuses rencontres, échanges et collaborations.

Je tiens tout d'abord à remercier le professeur **Malek Hammoutène** de l'Ecole Nationale Polytechnique (Alger) d'avoir accepté de présider le jury de cette thèse de doctorat, ainsi que pour l'intérêt qu'il lui a porté.

Mes remerciements s'adressent ensuite à mes deux rapporteurs de thèse :

- Le professeur **Hamid Afra** du Centre National d'Etudes et de Recherches Intégrées au Bâtiment (CNERIB/Alger) pour l'honneur qu'il a bien voulu me faire en acceptant d'examiner ma thèse de doctorat et pour le regard critique qu'il a apporté sur mes travaux de thèse.
- Le Docteur **Abdelkhalek El Hami** de l'INSA de Rouen pour avoir accepté de rapporter ma thèse en donnant son avis d'expert sur mes travaux.

Je tiens également à remercier le professeur **Djillali Benouar** de l'Université des Sciences et de la Technologie Houari Boumediene (Alger) et les Docteurs **Smaïn Belkacemi** de l'Ecole Nationale polytechnique (Alger) et **Mohamed Belazougui** du Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS/Alger) pour avoir accepté de faire partie de mon jury de thèse. J'ai recueilli leurs remarques et leurs critiques avec intérêt.

Je tiens également à remercier mes directeurs de thèse, le professeur **Mounir Khaled Berrah** de l'Ecole Nationale Polytechnique (Alger) et le professeur **Ahmed Mébarki** de l'Université Paris-Est Marne-la-Vallée (France), pour avoir accepté de m'encadrer et pour m'avoir fourni de judicieux conseils, de part leurs expériences et leurs connaissances. Leur soutien m'a permis de mener ma thèse dans de bonnes conditions et avec un certain degré de liberté.

Je voudrais ici exprimer ma reconnaissance envers les personnes qui m'ont aidé et soutenu durant la période de la thèse. Je tiens à remercier pour cela les collègues et amis croisés au cours de ces années ; je m'excuse de ne pouvoir les citer tous ici. Je mentionnerai toutefois les collègues du CGS, en particulier **Hassan Aknouche** pour son aide et **Ali Nour** et **Nacer Slimani** avec qui l'idée a germé, ceux de l'USTHB et particulièrement **Nacer Ihaddoudène**, **Rédouane Adman**, **Mustapha Akchiche** et **Salah Djellab** avec qui j'ai partagé mon bureau sans oublier **Azhar**, **Saida**, **Karima** et **Nadia**. Et enfin ceux du Laboratoire de Mécanique de l'Université de Marne-la-Vallée et particulièrement **Chantal Corroy** pour sa disponibilité.

Je voudrais aussi remercier spécialement les professeurs qui ont contribué à ma formation au cours de ma scolarité.

Enfin, je remercie chaleureusement **ma Mère** pour l'attention, le soutien et la confiance qu'elle m'a donnée au cours de ces longues années. Merci également à ma femme **Souhila** pour sa patience et ses encouragements sans oublier **Minoucha**. Je n'oublierai pas de saluer la mémoire de mon **Père** que je n'ai pas bien connu hélas. Un grand merci à ma **Grand-Mère** pour ces précieuses prières. Enfin, un grand merci à toutes ma familles et tous mes amis.

## Résumé

Dans cette thèse nous nous sommes intéressés à établir une formulation probabiliste pour l'analyse du comportement d'un sol multicouche avec des caractéristiques aléatoires. Deux grands axes sont traités :

- la consolidation primaire et ;
- la réponse sismique des sols multicouches ayant des caractéristiques aléatoires.

Nous utilisons les simulations de Monte Carlo associées à des méthodes semi-analytiques adaptées aux sols multicouches avec une stratification horizontale.

Nous avons aussi comparés les résultats obtenus à partir de cette formulation à ceux fournis par les règlements parasismiques suivants : RPA 99 (version 2003), UBC 97 et l'EC8. Cette étude a montré que les valeurs maximales des forces de cisaillement à la base des bâtiments variaient substantiellement en fonction de la variation de la hauteur du profil de sol ainsi que de son hétérogénéité pouvant atteindre un rapport relatif de l'ordre de 3 dans les cas les plus défavorables. Ce rapport peut également être inférieur à 1 conduisant à des structures moins économiques.

**Mots clés :** Formulation probabiliste, Consolidation primaire, Réponse sismique, Monte Carlo, Thin Layer Method, Spectre de réponse.

# **Influence of the geological and mechanical heterogeneity on multilayered soils response**

## **Abstract**

In this thesis we are interested to establish a probabilistic formulation for the behavior analysis of a multilayered soil with random characteristics. Two main axes are treated:

- primary consolidation and
- seismic response of multilayered soils with uncertain characteristics.

We use Monte Carlo simulations associated with semi-analytical methods adapted for the multilayered soils with horizontal stratification.

We have also compared the results obtained from this formulation with those provided by the following seismic codes: RPA 99 (version 2003), UBC 97 and EC8. This study showed that the maximum values of the shear forces at the base of the buildings vary substantially according to the variation of the soil profile height as well as its heterogeneity which can reach a relative ratio of about 3 in the extreme cases. This ratio can also be lower than 1 leading to less economic structures.

**Key words** : Probabilistic formulation, Primary consolidation, Seismic response, Monte Carlo, Thin Layer Method, Response spectrum.

## Sommaire

Sommaire .....	i
Notations .....	iv
Table des figures .....	viii
Liste des tableaux .....	x
Introduction.....	1
1. Introduction.....	1
2. Objectifs de la thèse.....	4
3. Organisation de la thèse.....	4
Chapitre 1 : Etat de l'art sur les milieux aléatoires.....	7
1.1. Introduction .....	7
1.2. Sources et Types d'incertitudes .....	7
1.3. Domaines d'application des incertitudes .....	8
1.3.1. Caractérisation des propriétés du sol .....	8
1.3.2. Chargement .....	8
1.3.3. Frontières aléatoires .....	8
1.3.4. Fondations .....	8
1.3.5. Stabilité des pentes .....	9
1.3.6. L'eau dans les sols .....	9
1.3.7. Structures enterrées .....	9
1.3.8. Transports .....	9
1.3.9. Tassements .....	10
1.3.10. Interaction sol-structure .....	10
1.3.11. Réponse sismiques des sols hétérogènes .....	10
1.3.12. Stratification .....	11
1.3.13. Spectres de réponse .....	11
1.4. Techniques stochastiques utilisées en géotechnique .....	11
1.4.1. Introduction .....	11
1.4.2. Solutions analytiques .....	11
1.4.3. Techniques Approximatives .....	12
1.4.4. Méthodes numériques .....	12
1.4.5. Méthode des simulations de Monte Carlo .....	13
1.5. Variabilité spatiale .....	14
1.5.1. Introduction .....	14
1.5.2. Analyse par régression .....	14
1.5.3. Géostatistiques .....	14
1.5.4. Krigeage, Estimateur local .....	15
1.6. Champs aléatoires .....	15
1.7. Variabilité de la profondeur du rocher.....	16
1.8. Conclusion.....	17
Chapitre 2 : Modèles de champs aléatoires pour les propriétés de sol.....	18
2.1. Introduction.....	18
2.2. Représentation générale d'un champ aléatoire.....	18

2.3. Classification des champs aléatoires.....	19
2.3.1. Classification suivant les propriétés statistiques.....	19
2.3.2. Champ aléatoire homogène.....	20
2.3.3. Champ aléatoire non homogène.....	20
2.4. Fonction de corrélation d'un champ aléatoire.....	20
2.4.1. Séparabilité.....	20
2.4.2. Isotropie.....	21
2.4.3. Ergodicité.....	21
2.4.4. Définition positive .....	21
2.5. Longueur de corrélation.....	21
2.6. Informations a priori pour différents types de sols .....	22
2.7. Technique d'estimation de la structure de corrélation .....	23
2.7.1. Introduction .....	23
2.7.2. Méthode des moments .....	23
2.7.3. Best Linear Unbiased Estimators (BLUE) .....	23
2.7.4. Estimateurs maximum de vraisemblance (Maximum Likelihood) .....	24
2.8. Simulation d'un champ aléatoire.....	25
2.8.1. Introduction.....	25
2.8.2. Implémentation numérique.....	25
2.8.3. Méthode Générale pour la génération de variables corrélées de distributions différentes .....	26
2.9. Densité de probabilité des variables aléatoires .....	26
2.9.1. Introduction.....	26
2.9.2. Principe du maximum d'entropie.....	27
2.9.2.1. Introduction.....	27
2.9.2.2. Méthode de l'entropie maximum.....	28
2.9.2.3. Propriétés de la densité de probabilité déduite de la PME.....	30
2.10. Conclusion.....	31
Chapitre 3 : Investigation statistique de la consolidation primaire unidimensionnelle.....	32
3.1. Introduction.....	32
3.2. Investigation de la consolidation via la TLM .....	32
3.2.1 Théorie de la consolidation .....	32
3.2.2 Adaptation de la TLM à l'analyse de la consolidation.....	34
3.3. Investigation des statistiques de la consolidation.....	36
3.3.1 Variabilités spatiales du module élastique et de la perméabilité du sol .....	36
3.3.2 Implémentation numérique des simulations .....	37
3.4. Application numérique .....	38
3.4.1 Introduction .....	38
3.4.2 Validation de la solution de la TLM avec la théorie Terzaghi.....	39
3.4.3 Résultats et analyse.....	41
3.4.3.1 Influence du coefficient de variation .....	43
3.4.3.2 Influence de la longueur de corrélation verticale .....	46
3.5. Conclusions.....	48
Chapitre 4 : Comportement Sismique d'un profil de sol ayant une hauteur aléatoire.....	50
4.1. Introduction.....	50
4.2. mouvement sismique du sol.....	51
4.3. calcul de la réponse sismique stochastique d'un profil de sol hétérogène ;.....	52
4.4. Application.....	53
4.4.1. Introduction.....	53

4.4.2. Ajustement des distributions de probabilité .....	54
4.4.3 Résultats dans le domaine des temps .....	55
4.4.4 Résultats dans le domaine des fréquences .....	57
4.4.4.1 Fonction de transfert.....	57
4.4.4.2 Fréquence fondamentale .....	59
4.4.4.3 Amplitude maximale .....	61
4.4.4.4 Facteurs d'amplification ( $F_a$ et $F_v$ ) .....	63
4.4.5 Influence de la longueur de corrélation verticale .....	65
4.5. Conclusions .....	67
Chapitre 5 : Influence de la hauteur aléatoire du sol sur sa réponse dynamique .....	68
5.1. Introduction .....	68
5.2. Influence de la variabilité de la hauteur du sol en champ libre .....	68
5.2.1. Introduction .....	68
5.2.2. Formulation stochastique de la matrice de rigidité .....	69
5.2.3. Résultats .....	71
5.2.3.1 Description du problème .....	71
5.2.3.2 Lissage des paramètres .....	73
5.2.3.3. Analyse dans le domaine des temps .....	74
5.2.3.4. Analyse dans le domaine des fréquences .....	75
5.2.3.5. Coefficient de variation .....	78
5.3. Influence de la variabilité de la hauteur du sol sur l'interaction sol - structure .....	79
5.3.1. Introduction .....	79
5.3.2. Formulation théorique .....	80
5.3.3. Résultats numériques .....	81
5.4. Conclusion .....	86
Chapitre 6 : Etude comparative des réponses sismiques stochastique et réglementaire .....	89
6.1. Introduction .....	89
6.2. Modélisation des structures .....	90
6.3. Résultats .....	93
6.3.1. Périodes pour les bâtiments analysés .....	93
6.3.2. Force de cisaillement à la base des bâtiments .....	94
6.3.3. Déplacements latéraux relatifs d'étages .....	97
6.3.4. Déplacements latéraux d'étages .....	101
6.4. Conclusion .....	104
Conclusions et perspectives .....	106
1. Introduction .....	106
2. Conclusions générales .....	106
3. Recommandations pour les travaux futurs .....	108
Bibliographie .....	109
Annexes .....	120
A1. Annexe 1 .....	120
A2. Annexe 2 .....	121
A3. Annexe 3 .....	122
A3. Annexe 4 .....	125



## Notations

$X(x)$ :	champ aléatoire homogène
$(x, y, z)$ :	directions spatiales
$E[\cdot], \mu_X$ :	moyenne
$\sigma_X$ :	écart type
$Var[\cdot]$ :	variance
$Cov[\cdot], R(\cdot)$ :	fonction d'auto-covariance
$V_s$ :	vitesse de l'onde de cisaillement
$H$ :	hauteur totale du profil de sol
$H_i$ :	position de l'interface $i$
$h$ :	hauteur d'une couche
$k_v$ :	coefficient de perméabilité dans la direction verticale
$\gamma_w$ :	poids volumique de l'eau
$e_0$ :	indice des vides
$C_v$ :	coefficient de perméabilité dans la direction verticale
$E$ :	module élastique
$G$ :	module de cisaillement
$\nu$ :	coefficient de Poisson
$I_p$ :	rapport d'impédance
$\rho$ :	masse volumique
$\rho_s$ :	masse volumique du dépôt de sol
$\rho_r$ :	masse volumique de la couche de base
$V_r$ :	vitesse de l'onde de cisaillement de la couche de base
$\beta$ :	constante d'amortissement matériel du sol
$\beta_0$ :	amortissement critique
$f_0$ :	fréquence naturelle empirique
$\mu_E$ :	moyenne du module élastique
$\sigma_E^2$ :	variance du module élastique
$\mu_k$ :	moyenne de la perméabilité du sol
$\sigma_k^2$ :	variance de la perméabilité du sol
$\mu_{V_s}, V_{S0}$ :	vitesse moyenne de l'onde de cisaillement du sol
$\mu_H, H_{\text{moy}}$ :	moyenne de la hauteur du profil de sol
$\sigma_H^2$ :	variance de la hauteur de la couche
$CV_E$ :	coefficient de variation du module élastique

$CV_k$ :	coefficient de variation de la perméabilité du sol
$CV_C$ :	coefficient de variation de la vitesse des ondes de cisaillement
$CV_H$ :	coefficient de variation de la hauteur du profil de sol
$l_{corr}$ :	paramètre de corrélation
$\delta_u$ :	ordre de fluctuation
$\varepsilon$ :	fluctuation autour de la moyenne.
$r$ :	fonction de corrélation ou auto-corrélation
$r_x, r_y, r_z$ :	fonctions d'auto-corrélation dans les directions x, y et z respectivement
$\xi$ :	distance entre deux points
$\xi_x, \xi_y, \xi_z$ :	distances entre deux points dans les directions x, y et z respectivement
$S(\cdot)$ :	fonction de densité spectrale
$\hat{\mu}$ :	estimateurs de la moyenne
$\hat{\sigma}$ :	estimateurs de l'écart type
$\hat{c}$ :	estimateur de la fonction de covariance
$N$ :	nombre d'observations
$k$ :	position relative des indices entre deux observations
$\bar{X}$ :	estimateur linéaire d'un champ aléatoire $X$
$w_i$ :	facteur de pondération de la $i^{\text{ème}}$ observation
$L(\cdot)$ :	fonction de vraisemblance
$f_x(\cdot), f(\cdot)$ :	distribution de probabilité
$\Phi_i$ :	angles aléatoires uniformément distribués sur l'intervalle $[0, 2\pi]$
$\kappa$ :	nombre d'onde
$\Delta\kappa$ :	incrément de nombre d'onde
$L_z$ :	longueur d'onde
$\Pr\{\cdot\}$ :	probabilité
$H_E$ :	entropie
$J_i$ :	moment associé à la fonction $g_i(x)$
$\lambda_i$ :	multiplicateur Lagrangien d'ordre $i$
$m_i$ :	moments d'ordre $i$
$u_e$ :	surpression interstitielle
$\Delta\sigma$ :	contrainte extérieure
$N$ :	fonction de forme
$U_E$ :	vecteur des pressions interstitielles au niveau des interfaces
$\bar{U}_E$ :	transformée de Fourier de $U_E$
$\omega$ :	pulsation
$i$ :	nombre complexe

$q$ :	amplitude de la charge externe
$\omega_R, \Omega_R$ :	valeur propre et matrice des valeurs propres
$\phi, \Phi$ :	vecteur propre et matrice des vecteurs propres
$\Delta g_E(z)$ :	champ aléatoire Gaussien de moyenne nulle et de variance unité du module élastique
$\Delta g_k(z)$ :	champ aléatoire Gaussien de moyenne nulle et de variance unité de la perméabilité du sol
$a$ :	distance de corrélation verticale
$W$ :	tassement à la surface du sol
$T_v$ :	facteur de temps
$H_{dr}$ :	hauteur de drainage
$L$ :	opérateur différentiel
$D$ :	matrice constitutive
$U$ :	vecteur déplacements aux extrémités d'une couche
$H(\omega)$ :	fonction de transfert
$u_t$ :	déplacement total
$u$ :	déplacement relatif
$\bar{u}$ :	déplacement relatif dans le domaine fréquence-nombre d'onde
$\ddot{u}$ :	accélération à la surface du sol
$u_e$ :	déplacement d'entraînement
$\ddot{u}_e$ :	accélération du sol appliquée au rocher
$\bar{\ddot{u}}_e$ :	accélération sismique dans le domaine fréquence-nombre d'onde
$u_i$ :	déplacement
$u_i^*$ :	déplacement en champs libre
$U$ :	vecteur déplacement
$U^*$ :	vecteur déplacements en champ libre
$t_i$ :	contrainte
$t_i^*$ :	contrainte en champs libre
$P$ :	vecteur force
$p_1, p_2$ :	chargements aux interfaces d'une couche
$P^*$ :	vecteur contraintes en champ libre
$u_0$ :	déplacement du point de référence
$u_{t\ surface}$ :	déplacement de la surface du sol
$u_{t\ base}$ :	déplacement de la base
$n$ :	nombre d'interfaces
$F_a$ :	facteur d'amplification pour les courtes périodes
$F_v$ :	facteur d'amplification pour les moyennes périodes

$RS_{soil}$ :	réponse du sol
$RS_{rock}$ :	réponse du rocher
$T$ :	période
$a$ :	longueur de corrélation
$b$ :	forces volumiques
$s$ :	nombre d'onde dans la direction verticale pour les ondes de cisaillement
$\bar{\tau}_{yz}$ :	contrainte sur les plans horizontaux
$K$ :	matrice de rigidité
$t$ :	temps
$S$ :	surface
$V$ :	volume
$A$ :	matrice des contraintes fondamentales
$B$ :	matrice des déplacements fondamentaux
$T$ :	matrice de transformation
$M$ :	matrice masse de la structure considérée
$A^I$ :	matrice colonne des contraintes résultant des forces fictives en surface
$B^I$ :	matrice colonne des déplacements résultant des forces fictives en surface
$M_w$ :	magnitude du séisme
$T$ :	période de la structure
$S_{eA}$ :	ordonnée au point A du spectre de calcul
$S_{eB}$ :	ordonnée au point B du spectre de calcul
$R$ :	coefficient de comportement de la structure
$q$ :	facteur de comportement
$S_d$ :	spectre de calcul
$A$ :	coefficient d'accélération de zone
$\eta$ :	coefficient de correction d'amortissement
$R$ :	coefficient de comportement de la structure
$T_1, T_2$ :	périodes caractéristiques associées à la catégorie de site
$Q$ :	facteur de qualité
$C_a, C_v$ :	coefficients sismiques
$a_g$ :	accélération de sol de calcul
$T_B$ :	limite inférieure de la période pour la branche d'accélération spectrale constante
$T_C$ :	limite supérieure de la période pour la branche d'accélération spectrale constante
$T_D$ :	valeur définissant le début de la branche du spectre de réponse de déplacement constant
$S$ :	facteur de sol
$\beta$ :	facteur de la limite supérieure du spectre de calcul

# Table des figures

## Chapitre 2

Figure 2.1: Variabilité des propriétés du sol : modèle de champs aléatoire.

## Chapitre 3

Figure 3.1: Profil de sol multicouche.

Figure 3.2: Définition des couches et sous-couches de Sol. (a) Couche. (b) Sous-couche.

Figure 3.3: Modèle en couche mince.

Figure 3.4: Comparaison des solutions TLM et la théorie de Terzaghi.

Figure 3.5: Histogramme de fréquence typique et la distribution Log-normale ajustée.

Figure 3.6: Diagramme de la probabilité de rejet de la distribution Log-normale.

Figure 3.7: Courbes de réalisations typiques.

Figure 3.8: Variabilité du tassement final en fonction de  $CV_E$  et  $CV_k$ .

Figure 3.9: Comparaison des variabilités du tassement final.

Figure 3.10: Variabilité du temps du tassement final pour le cas de simple drainage.

Figure 3.11: Variabilité du temps du tassement final pour le cas de double drainage.

Figure 3.12: Fonction de densité spectrale de puissance en fonction de  $\kappa_z$ .

Figure 3.13: Tassement final en fonction de la longueur de corrélation verticale.

Figure 3.14: Variabilité du temps de tassement final en fonction de la longueur de corrélation.

## Chapitre 4

Figure 4.1 : Accélérations simulées au rocher.

Figure 4.2: Discrétisation du sol multicouche.

Figure 4.3: Courbes ajustées pour les paramètres étudiés pour  $V_{S0} = 500$  m/s.

Figure 4.4: Moyenne de l'accélération maximale du sol en fonction de  $CV_H$  et  $CV_C$ .

Figure 4.5: Ecart type de l'accélération maximale du sol en fonction de  $CV_H$  et  $CV_C$ .

Figure 4.6: Intervalle de confiance de l'accélération maximale en surface.

Figure 4.7: Fonction de transfert en fonction de  $CV_C$  et  $CV_H$  pour le cas de base rigide.

Figure 4.8: Fonction de transfert en fonction de  $CV_C$  et  $CV_H$  pour le cas de base demi-espace.

Figure 4.9: Intervalle de confiance de la fonction de transfert: (a): Moyenne. (b): STD.

Figure 4.10: Fréquence fondamentale en fonction de  $CV_C$  et  $CV_H$ .

Figure 4.11: Intervalle de confiance de la fréquence fondamentale.

Figure 4.12: Amplitude maximale en fonction de  $CV_C$  et  $CV_H$ .

Figure 4.13: Intervalle de confiance de l'amplitude maximale.

Figure 4.14: Facteur d'amplification des courtes périodes en fonction de  $CV_C$  et  $CV_H$ .

Figure 4.15: Intervalle de confiance pour le facteur d'amplification ( $F_a$ ).

Figure 4.16: Facteur d'amplification des périodes moyennes en fonction de  $CV_C$  et  $CV_H$ .

Figure 4.17: Intervalle de confiance pour le facteur d'amplification ( $F_v$ ).

Figure 4.18: Statistiques de l'accélération maximale en surface en fonction de la longueur de corrélation verticale.

Figure 4.19: Fonction de transfert en fonction de la longueur de corrélation verticale.

## Chapitre 5

Figure 5.1: Propriétés du sol du site d'Alger.

Figure 5.2: Accélération sismique.

Figure 5.3: Spectre de réponse (pseudo accélérations).  
Figure 5.4: Lissage des paramètres.  
Figure 5.5: Statistiques des accélérations maximales et intervalles de confiances.  
Figure 5.6: Statistiques des spectres de réponse des accélérations maximales.  
Figure 5.7: Statistiques de la fonction de transfert.  
Figure 5.8: Intervalle de confiance pour la fonction de transfert.  
Figure 5.9: Statistiques de la fréquence fondamentale.  
Figure 5.10: Statistiques de l'amplitude maximale.  
Figure 5.11: Statistiques du facteur d'amplification ( $F_a$ ).  
Figure 5.12: Statistiques du facteur d'amplification ( $F_v$ ).  
Figure 5.13: Coefficients de variation des paramètres du domaine fréquentiel.  
Figure 5.14 : Propriétés du sol et du tunnel.  
Figure 5.15 : Accélération sismique d'entrée.  
Figure 5.16 : Spectre de réponse de l'accélération sismique d'entrée.  
Figure 5.17 : Discrétisation du tunnel.  
Figure 5.18 : Déplacement du sol en surface.  
Figure 5.19 : Déplacement du tunnel.  
Figure 5.20 : Fonction de transfert entre la base et la surface du sol multicouche.  
Figure 5.21 : Fonction de transfert pour le système sol-tunnel pour le cas homogène.  
Figure 5.22: Fonction de transfert en champ libre pour le cas homogène.  
Figure 5.23 : Fonction de transfert en champs libre pour le cas hétérogène.  
Figure 5.24 : Spectre de réponse de l'accélération en surface.

## Chapitre 6

Figure 6.1: Spectres de calcul.  
Figure 6.2: Sol multicouche.  
Figure 6.3: Spectres de calcul pour  $H_{\text{moy}} = 30$  et  $100\text{m}$  et  $CV_H = 0.0, 0.2$  et  $0.5$ .  
Figure 6.4: Force de cisaillement à la base du bâtiment à 3 étages.  
Figure 6.5: Force de cisaillement à la base des bâtiments à 6 étages.  
Figure 6.6: Force de cisaillement à la base des bâtiments à 12 étages.  
Figure 6.7: Déplacements latéraux relatifs d'étages du bâtiment à 3 étages.  
Figure 6.8: Déplacements latéraux relatifs d'étages des bâtiments à 6 étages.  
Figure 6.9: Déplacements latéraux relatifs d'étages des bâtiments à 12 étages.  
Figure 6.10: Déplacements latéraux d'étages du bâtiment à 3 étages.  
Figure 6.11: Déplacements latéraux d'étages des bâtiments à 6 étages.  
Figure 6.12: Déplacements latéraux d'étages des bâtiments à 12 étages.

## Annexes

Figure A3.1: Spectres de calcul de RPA99.  
Figure A3.2: Spectres de calcul de UBC97.  
Figure A3.3: Spectres de calcul de EC8.  
Figure A4.1: Plan d'étage pour les bâtiments considérés (m).  
Figure A4.2: Vue en 3-D du modèle en éléments finis des bâtiments considérés.

# Liste des tableaux

## Chapitre 2

Tableau 2.1: Exemples de types admissibles de fonctions d'auto-covariance unidimensionnelle.

## Chapitre 4

Tableau 4.1 : Accélération simulées.

## Chapitre 6

Tableau 6.1: Dimensions des éléments structuraux pour les bâtiments considérés (cm).

Tableau 6.2: Notation pour les de hauteur de sol aléatoire.

Tableau 6.3: Les neuf premiers modes propres du bâtiment à 3 étages.

Tableau 6.4: Les neuf premiers modes propres des bâtiments à 6 étages.

Tableau 6.5: Les neuf premiers modes propres des bâtiments à 12 étages.

Tableau 6.6: Valeurs maximales des déplacements relatifs d'étages.

Tableau 6.7: Valeurs maximales des déplacements d'étages.

## Annexes

Tableau A2.1: Types de sols définis dans le RPA99, l'UBC97 et l'EC8.

# **Introduction**



# Introduction

## 1. Introduction

Les séismes sont sans doute les catastrophes naturelles les plus destructrices dans les zones urbanisées. Ils entraînent la destruction de villes entières et la mort de milliers d'hommes, ainsi que d'immenses pertes économiques. L'énergie libérée par les séismes est transportée du foyer à la surface par des ondes sismiques et le mouvement induit en surface est alors gouverné non seulement par la source mais aussi par le trajet parcouru par ces ondes. Ainsi, les conditions géotechniques et topographiques locales d'un site peuvent modifier le mouvement de celui-ci. Cette modification correspond souvent à une amplification importante et à une prolongation notable de la durée du séisme. Cela signifie que les effets de site sont souvent défavorables et peuvent accroître considérablement l'impact d'un séisme (Nguyen, 2005). Afin de réduire les effets destructeurs des tremblements de terre dans les zones soumises au risque sismique, il est impératif d'identifier les caractéristiques sismiques de ces zones et de dimensionner les structures suivant les règles parasismiques. L'Algérie est une région sismiquement active, ayant été le foyer de plusieurs séismes majeurs. Cependant, l'étude de l'aléa sismique en Algérie reste encore à parfaire au regard du risque encouru.

La prévision du comportement des structures durant un séisme nécessite la modélisation des composantes géotechniques des systèmes sol-structure. Les propriétés géologiques et mécaniques des sols sous-jacents doivent aussi être évaluées pour le dimensionnement des structures. Ces propriétés varient grandement d'un point du milieu à un autre, ce qui a pour résultat que différents sites répondent différemment à des ondes incidentes pourtant similaires. De ce fait, la connaissance précise et la modélisation des propriétés du sol environnant, telles que la vitesse des ondes de cisaillement et les conditions de frontière, est requise pour décrire le comportement dynamique complet vis-à-vis d'une excitation donnée du sol. La performance géotechnique dépend beaucoup des propriétés du sol sous-jacent et autour des structures.

Selon le processus de sa formation, un sol peut être sédimentaire, résiduel ou artificiel. Dans un sol sédimentaire, les particules individuelles sont créées dans un lieu unique, transportées et finalement déposées en un autre lieu. Un sol résiduel est créé entièrement par érosion dans un seul endroit, avec peu ou pas de mouvement des particules individuelles du sol. Enfin, les sols artificiels sont créés par l'homme (Lamb et Whitman, 1969). Lors du dimensionnement d'une structure, il est impératif de connaître les propriétés du sol non seulement au début du projet mais aussi pendant toute la durée de vie de la structure; pour en connaître les variations dans le temps. Ce changement affectant les caractéristiques du sol peut avoir lieu indépendamment de l'intervention humaine et peut résulter de l'activité de la structure. Le sol n'est pas inerte mais "vivant" et très sensible à son environnement. Cette variation significative du comportement du sol, fait que son étude soit difficile et intéressante. Parmi les facteurs qui ont une influence significative sur le comportement du sol, nous pouvons citer (Lamb et Whitman, 1969):

- pour les sols sédimentaires :
  1. la nature des sédiments ;
  2. les méthodes de transport et de déposition ;
  3. la nature de l'environnement de déposition.
- pour les sols compactés :
  1. la nature du sol ;
  2. la quantité d'eau dans le sol ;
  3. la quantité et le type de tassement ;

Parmi les facteurs qui contribuent au changement du comportement du sol, il est possible de citer (Lamb et Whitman, 1969):

- le chargement ;
- le temps ;
- l'eau ;
- l'environnement ;
- le remaniement.

Ainsi, certains paramètres, comme le processus de formation et d'altération du sol, la nature des composantes de ce sol et l'influence de l'histoire géologique sur les caractéristiques du sol, font que les sols ne sont, en général, pas homogènes et ont des propriétés qui varient considérablement d'un point à un autre. En outre, les dépôts de sols naturels possèdent certaines caractéristiques compliquant la détermination exacte de leurs propriétés (Lamb et Whitman, 1969), parmi ces dernières nous pouvons citer le fait que :

- le sol ne possède pas une loi de comportement (contrainte-déformation) linéaire ou unique ;
- le comportement du sol dépend du chargement, du temps et de l'environnement ;
- le sol ait des propriétés ou une nature variable en chaque position ;
- la masse sol est souterraine et ne peut être décrite entièrement mais doit être caractérisée à partir de petits échantillons obtenus en des positions isolées ;
- beaucoup de sols sont sensibles au remaniement dû à l'échantillonnage. En conséquence, le comportement étudié en laboratoire sera différent de celui du sol in situ.

Ces facteurs combinés conduisent à considérer chaque sol comme unique, pour lequel il est impossible d'obtenir une solution exacte. La mécanique des sols peut fournir une solution à un modèle mathématique, mais, à cause de la nature et de la variabilité du sol, ainsi que des conditions de frontières inconnues, le modèle mathématique ne peut représenter parfaitement le problème réel. L'interprétation des données insuffisantes ou contradictoires nécessite non seulement de l'expérience et un haut degré d'intuition (jugement de l'ingénieur), mais aussi l'utilisation de techniques probabilistes qui pourrait tenir compte de ces aspects aléatoires.

La distribution spatiale des propriétés géotechniques dans des dépôts de sols naturels est difficile à prévoir de manière déterministe. Le nombre limité d'échantillons, spécialement en profondeur, complique davantage la prédiction de ces propriétés. Cependant, la prédiction de leur occurrence spatiale est nécessaire pour une modélisation numérique des sols hétérogènes. Plusieurs méthodes d'essais peuvent être utilisées pour mesurer les propriétés du sol. Ces méthodes sont classées en deux catégories: des essais in situ ou en laboratoire. Les essais in situ sont réalisés sans changer les conditions du sol mais sans contrôle des conditions aux limites, tandis que les essais de laboratoire sont réalisés sur des échantillons de sol souvent remaniés, extraits du site avec contrôle total des conditions aux limites.

Différentes études ont été conduites pour mettre en évidence les effets de site, la modélisation de la réponse du sol et la caractérisation des propriétés du sol. Ces études ont montré que trois propriétés du sol ont un effet significatif sur sa réponse. Ces propriétés sont la vitesse des ondes de cisaillement, l'amortissement et la fréquence fondamentale du système sol. Par conséquent, pour obtenir des estimations fiables de la réponse du sol, et en particulier des effets de site, il est nécessaire d'avoir des méthodes fiables d'estimation des valeurs des paramètres cités plus haut (López, 2002).

Les propriétés du sol peuvent être décrites en utilisant des modèles déterministes ou probabilistes. Les modèles déterministes utilisent un paramètre discret unique, alors que les modèles probabilistes décrivent ces propriétés en utilisant des paramètres statistiques discrets ou des fonctions de densité de probabilité. Dans le domaine qui nous intéresse, les études déterministes ont montré leur limite. En effet, celles-ci nécessitent la connaissance exacte (déterministe) des caractéristiques du sol, et donc un nombre élevé d'échantillons pour les caractériser, conduisant à un coût élevé. De ce fait, la recherche concernant la réponse d'un sol hétérogène à des excitations sismiques s'est naturellement orientée vers les techniques probabilistes, qui peuvent tenir compte de l'aspect aléatoire des caractéristiques du sol et peuvent en modéliser les fluctuations. En effet, négliger cet aspect aléatoire des propriétés géologiques et mécaniques du sol peut conduire à une sous-estimation de la sécurité des structures qui y sont implantées.

L'hétérogénéité des sols et des formations géologiques a été reconnue par la communauté scientifique des géotechniciens comme l'un des facteurs les plus influents pour la prédiction de la réponse sismique des sols (Manolis, 2002). Cette variation dans les propriétés du sol peut induire des fluctuations significatives dans l'amplitude et le contenu fréquentiel de cette réponse. Le problème de l'hétérogénéité naturelle est accentué par le fait qu'il y ait un faible nombre de données collectées in situ, en plus des incertitudes associées aux conditions initiales et aux frontières aléatoires (Sarris, 2003). Ainsi, l'estimation des niveaux de fiabilité nécessite la quantification des caractéristiques probabilistes, notamment les caractéristiques géologiques, mécaniques et de chargement. De ce fait, prévoir la réponse d'un sol est un problème probabiliste dû aux incertitudes dans les propriétés géologiques, la variabilité spatiale des propriétés du matériau et la présence de fissures ou de cavités (Thacker, 1996).

Un dimensionnement doit fournir des performances satisfaisantes et un niveau de sécurité élevé. Les méthodes de dimensionnement en géotechnique sont fondamentalement basées sur l'expérience et le jugement de l'ingénieur et souffrent souvent d'un manque de fondements théoriques. Cependant, lors des dernières décennies, les règlements sismiques ont adopté des approches rationnelles afin de tenir compte des incertitudes dans la conception (Nobahar, 2003).

L'approche la plus simple et la plus répandue pour la prise en compte des incertitudes est basée sur le concept de "facteur de sécurité". Cependant, cette approche ne prend pas en compte les lois de probabilité des différentes caractéristiques du sol qui affectent son comportement (Thacker, 1996).

Les solutions analytiques pour ces problèmes ne sont possibles que pour des cas simples et des modèles numériques complexes sont généralement requis. De récentes méthodes probabilistes plus efficaces et plus précises ont été développées. L'augmentation de la précision des techniques analytiques développées dans le but de prévoir la réponse des dépôts de sols aux mouvements sismiques doit être accompagnée d'une amélioration similaire de notre capacité à estimer les différents paramètres explicatifs (López, 2002).

La méthode des simulations de Monte Carlo fournit une méthode directe de traitement des incertitudes, mais présente l'inconvénient de nécessiter un large nombre de réalisations pour fournir un résultat précis. C'est une technique analytique dans laquelle un grand nombre de simulations est réalisé en utilisant des quantités générées aléatoirement pour les variables incertaines à partir de leurs distributions de probabilité. Les caractéristiques statistiques des résultats en sont alors déduites. A chacun des facteurs explicatifs, on associe un grand nombre de simulations aléatoires à partir de leurs densités de probabilité, afin de déterminer le « comportement probabiliste » des variables explicatives. C'est donc une méthode

d'évaluation statistique des fonctions mathématiques en utilisant les échantillons aléatoires, exigeant un grand nombre d'échantillons aléatoires. Il y a toujours une certaine erreur numérique induite par cette méthode, mais plus le nombre d'échantillons aléatoires prélevés est grand, plus le résultat est précis.

Les analyses réglementaires utilisent les propriétés géologiques et mécaniques moyennes ou des fractiles donnés pour caractériser le comportement du sol. Les dépôts de sols sont étudiés en considérant des épaisseurs de couches constantes et les règlements sismiques exigent uniquement la modélisation des 30 premiers mètres du sol. Cependant, les sols réels exhibent une variabilité de cette caractéristique et l'étude de la réponse sismique d'un sol est compliquée par l'existence de couches distinctes avec des épaisseurs ou des profondeurs du rocher aléatoirement variables dans l'espace (Simos and Constantino, 2004). D'où la nécessité de savoir comment les fluctuations spatiales réelles des caractéristiques géologiques, ajoutées à celles mécaniques, modifient le comportement du sol par rapport à son comportement déterministe (ou moyen) et la manière avec laquelle il faut modéliser ces incertitudes pour leur incorporation dans une étude probabiliste.

## **2. Objectifs de la thèse**

Dans le présent travail, nous proposons d'établir une formulation probabiliste permettant l'analyse du comportement d'un sol multicouche ayant des caractéristiques aléatoires. Ainsi, deux grands axes sont traités : la consolidation primaire et la réponse sismique des sols multicouches ayant des caractéristiques aléatoires, en se concentrant précisément, sur l'analyse de l'aspect aléatoire profondeur du rocher et ses effets sur la réponse sismique d'un profil de sol ainsi que sur l'interaction sol-structure.

Cette étude se concentre sur les points suivants :

1. Dans un cadre général, la résolution des problèmes de sols hétérogènes avec des caractéristiques mécaniques et géologiques aléatoires ;
2. Dans un cadre particulier, l'analyse de l'effet du caractère stochastique des propriétés du sol sur sa réponse sismique, et en particulier l'effet du caractère aléatoire affectant la profondeur du rocher ;
3. L'analyse précédente est étendue au cas de présence d'une structure dans le sol hétérogène, conduisant à une étude stochastique de l'interaction sol-structure ;
4. Analyse des résultats déduits de la prise en compte de l'hétérogénéité du sol par les règlements parasismiques.

## **3. Organisation de la thèse**

Le chapitre 1 présente une synthèse succincte des travaux réalisés dans le domaine de la mécanique aléatoire et plus particulièrement celui de la réponse sismique aléatoire des sols.

Le chapitre 2 est un travail théorique consacré à la présentation des différents modèles pour la caractérisation des propriétés aléatoires des sols et leur mise au point numérique.

Le chapitre 3 traite l'un des deux axes impliquant le comportement des sols multicouches ayant des caractéristiques aléatoires, qui est la résolution des problèmes de consolidation primaire unidimensionnelle probabiliste d'un profil de sol aléatoire et hétérogène est étudiée

par combinaison de la Thin Layer Method (TLM) à une formulation stochastique intégrant des simulations de Monte Carlo. Le profil de sol est modélisé comme une superposition de couches horizontales s'étendant horizontalement vers l'infini, et ayant des propriétés aléatoires. La variabilité spatiale des propriétés du sol est considérée uniquement dans la direction verticale. Les propriétés du sol analysées sont le module élastique et la perméabilité du sol, modélisés ici comme des champs aléatoires spatiaux avec une distribution Log-normale. Les statistiques concernant le tassement final et le temps correspondant sont étudiées en réalisant une étude paramétrique, qui intègre l'influence des coefficients de variabilité des deux propriétés considérées, ainsi que l'effet de leurs longueurs de corrélation verticales respectives.

Le deuxième grand axe que traite cette étude, c'est-à-dire la réponse sismique des sols multicouches ayant des caractéristiques aléatoires, en se concentrant précisément, sur l'analyse de l'aspect aléatoire profondeur du rocher est analysée dans les chapitres 4 et 5.

Le chapitre 4 traite du comportement sismique d'un profil de sol hétérogène, composé d'un ensemble de couches superposées se prolongeant horizontalement à l'infini, et ayant des propriétés aléatoires, dans le but d'étudier les répercussions des incertitudes dans la conception du profil, sur sa réponse sismique probabiliste dans les domaines temporel et fréquentiel. L'analyse sismique stochastique est réalisée par des simulations de Monte Carlo combinées à la TLM. Les propriétés considérées sont la hauteur totale du profil de sol et la vitesse des ondes de cisaillement, modélisées comme des champs aléatoires, en choisissant la distribution Log-normale. Les statistiques concernant l'accélération maximale en surface, ainsi que la fonction de transfert sont calculées, en fonction des coefficients de variation des paramètres considérés.

Dans le chapitre 5, les résultats du chapitre 4 sont utilisés pour le traitement d'un cas particulier. Cette étude concerne l'effet de l'aspect aléatoire de la hauteur de la couche inférieure d'un site d'Alger sur sa réponse sismique. La hauteur de la couche inférieure du sol est supposée aléatoire avec une distribution Log-normale. Le comportement stochastique de l'accélération en surface et son spectre de réponse, ainsi que la fonction de transfert sont extraits de 1000 échantillons aléatoires. Les accélérations d'excitation correspondent aux directions horizontales E-W et N-S du séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 (Algérie) et l'étude considère la propagation des ondes SH. La fonction de densité de probabilité des paramètres résultants est obtenue en utilisant le principe du maximum d'entropie. Elle est comparée à la distribution Log-normale.

La deuxième partie de ce chapitre se concentre sur l'analyse sismique probabiliste de sols similaires en présence d'un tunnel censé se comporter comme une inclusion rigide, représentant une partie du métro d'Alger. Sa réponse dynamique est étudiée sous l'effet d'une excitation sismique à la propagation d'onde unidimensionnelle (ondes SH). La hauteur du sol au-dessous du tunnel est une variable aléatoire avec une distribution Log-normale et les statistiques du déplacement de tunnel, de l'accélération extrême du sol ainsi que la fonction de transfert sont analysées en utilisant la méthode des éléments de frontière (BEM), qui est appropriée pour les cas des systèmes avec des frontières infinies. Les fonctions de Green sont calculées en utilisant la TLM.

Dans le but de fournir une contribution à la réglementation, le chapitre 6 fournit une étude comparative entre les règlements sismiques algérien (RPA99 version 2003), européen (EC8) et américain (UBC97) pour analyser le comportement des structures sous l'effet des spectres de ces codes sismiques et ceux induits par des sols à hauteur aléatoire de quelques bâtiments échantillons en béton armé. L'étude consiste en une analyse sismique en utilisant les spectres

de calcul correspondant à un amortissement critique de 5% et en considérant une base rigide. Cette analyse est effectuée pour quatre types de sol définis dans les différents règlements considérés. D'autre part, nous considérons le cas d'un sol multicouche composé de quatre couches dont la hauteur totale et la vitesse des ondes de cisaillement sont aléatoires.

# **Chapitre 1**

## **Etat de l'art sur les milieux aléatoires**

# Chapitre 1 : Etat de l'art sur les milieux aléatoires

## 1.1. Introduction

En géotechnique, le terme stochastique signifie que les caractéristiques géologiques et physico-mécaniques du sol de fondation sont incertaines avec une certaine variabilité spatiale et temporelle. La plupart des analyses menées en géotechnique sont déterministes. Les paramètres des propriétés du sol sont considérés comme les moyennes à travers une couche donnée. Les incertitudes concernant les propriétés du sol et leur variation dans l'espace d'un point à un autre, sont supposées être couvertes par des "coefficients de sécurité" ou par jugement des ingénieurs expérimentés. La sélection des paramètres pour le dimensionnement et le calcul des ouvrages est ainsi entachée d'incertitudes attribuées principalement à la variabilité spatiale inhérente aux propriétés du sol et aux erreurs de mesure. Le présent chapitre présente une synthèse des travaux réalisés dans le domaine de la mécanique aléatoire et plus particulièrement celui de la réponse aléatoire des sols.

Il est difficile d'identifier précisément l'article ou l'événement qui marque le début du champ de l'analyse des vibrations aléatoires. Lord Rayleigh a écrit un article à la fin du 19<sup>ème</sup> siècle (Rayleigh, 1880) en considérant un problème qui est un cas très idéalisé et très particulier de réponse structurale aléatoire. Wiener (1923) prouva que, normalement, la solution d'une équation différentielle excitée par un bruit blanc ne possède pas autant de dérivées qu'il ne paraît dans l'équation dynamique d'équilibre. Plus tard, il a défini le concept de fonction de densité spectral Wiener (1930), en montrant que la transformée de Fourier de la fonction de corrélation existe lorsque le processus aléatoire sous-jacent est stationnaire. Ces concepts sont essentiels à la théorie contemporaine de la vibration aléatoire. Certains articles de Rice (1944, 1945) apparaissent comme étant les premiers à introduire les idées développant des mesures probabilistes de certaines caractéristiques spéciales et importantes de la réponse du système.

## 1.2. Sources et Types d'incertitudes

L'incertitude des propriétés du sol en géotechnique peut être divisée en deux catégories: incertitude aléatoire et épistémique (Lacasse et al., 1996).

(a). L'incertitude épistémique résulte d'un manque d'information dans les mesures ou le calcul. Cette incertitude inclut les erreurs systématiques résultant de facteurs tels que la méthode de mesure des propriétés, la quantité de données disponible, et la modélisation des erreurs. Duncan (2000) a montré qu'il y a, en ingénierie, tendance à sous-estimer l'intervalle entre les valeurs minimales et maximales.

(b). incertitude aléatoire, quant à elle, représente l'aléa naturel de la propriété du sol et comporte une hétérogénéité lithologique (qui se manifeste sous forme de couches minces incluses dans des milieux de rigidités différentes ou d'inclusions dans une masse de sol plus uniforme), ainsi qu'une variabilité spatiale du sol, qui est la variation des propriétés de sol d'un point à l'autre dans l'espace dû à différents états de dépôt et à différentes histoires de chargement.

La plupart des sols sont formés naturellement dans plusieurs environnements de déposition. Il en résulte que les propriétés physiques varient d'un point à un autre. Ces variations peuvent exister même dans un sol apparemment homogène. La variabilité des propriétés du sol est une cause majeure de l'incertitude dans les analyses géotechniques (Jones et al., 2002). Les propriétés in situ du sol varient verticalement et horizontalement pour plusieurs raisons. Nous pouvons citer l'environnement de déposition, car les sols à grains fins



sont déposés dans des environnements à faible énergie et sont donc plus uniformes, contrairement aux sols à grains plats, qui sont usuellement déposés dans des environnements à haute énergie. Un autre paramètre est l'effet climatique, il est plus important à la surface du sol et décroît avec la profondeur. Enfin, nous pouvons citer l'environnement physique, car des changements de contrainte peuvent avoir lieu localement durant l'histoire du dépôt de sol et leurs effets peuvent introduire une incertitude dans les propriétés du sol telle que l'anisotropie (Jones et al., 2002).

### **1.3. Domaines d'application des incertitudes**

#### **1.3.1. Caractérisation des propriétés du sol**

Agterberg (1970) a introduit la fonction d'auto-corrélation en géotechnique, en utilisant une fonction exponentielle décroissant avec la distance. Lumb (1974) a observé que les propriétés du sol suivent généralement un modèle auto-régressif (AR) du premier ordre suivant la profondeur. Matsuo et Asaoka (1977) ont comparé la résistance au cisaillement non drainée de plusieurs échantillons non remaniés. Vanmarcke (1977b) a appliqué la théorie du champ aléatoire à un talus en vue d'en analyser la fiabilité vis à vis du glissement.

Des travaux plus récents incluent l'identification des propriétés du sol in situ (Glaser, 1995), notamment :

- l'analyse statistique des essais de compression triaxiale des sols non cohésifs avec des fibres aléatoirement distribuées (Ranjan G, 1996) ;
- l'estimation de la précision des propriétés de matériaux mesurées en présence de variabilité spatiale (Jaksa et al., 1997) ;
- les simulations de matériaux de structures aléatoires basées sur des processus statistiques à partir des résultats des essais (Fenton, 1999a, 1999b).

#### **1.3.2. Chargement**

Le cas où la seule composante aléatoire est le chargement est le cas le plus couramment considéré. Vanmarcke (1977c) a suggéré plusieurs applications possibles de la théorie des vibrations aléatoires en dynamique des sols. Nous pouvons citer les travaux de :

- Gazetas et al. (1982) sur la réponse hystérétique des barrages en terre à une excitation stochastique non stationnaire ;
- Luco et Wong (1986) sur l'analyse de la réponse dynamique d'une fondation rigide carrée à des excitations sismiques aléatoires ;
- Pais et Kausel (1990) sur la réponse stochastique des fondations enterrées ;
- Hao (1991) sur la réponse d'une plaque rigide à supports multiples aux mouvements de sol.

#### **1.3.3. Frontières aléatoires**

En géotechnique, la présence de frontières aléatoires est d'une importance mineure comparée à l'hétérogénéité du sol ou du chargement (Sobczyk, 1985). Ainsi, les travaux concernant cet aspect sont assez peu disponibles. D'un point de vue mathématique, les méthodes les plus usuelles traitant de surfaces ou frontières aléatoires sont de type "perturbation. D'autres exemples de frontières aléatoires dans le domaine de la mécanique des structures ont été analysés (Nakagiri et Hisada, 1980; Hisada et Nakagiri, 1980).

#### **1.3.4. Fondations**

Un modèle qui prend en compte l'incertitude dans le dimensionnement des fondations et dans les propriétés du sol est développé dans Ronold (1990). Les statistiques des tassements

des pieux sont déterminées par Quek et al. (1991), en combinant une approche hybride avec des perturbations de premier ordre. Drumm et al. (1990) ont utilisé un code en éléments finis 1D pour analyser la réponse latérale de fondations caissons. D'autres travaux comportent l'évaluation de l'effet que peut avoir la rigidité du sol spatialement corrélée sur le tassement d'une fondation flexible uniformément chargée en combinant la FEM avec des simulations de Monte Carlo (Paice et al., 1996), le calcul des moments statistiques pour le facteur d'amortissement et la vibration des pieux (Liang et Zhou, 1997), et la prédiction de la fiabilité des pieux (Ronold, 1999).

### **1.3.5. Stabilité des pentes**

Une méthodologie pour la construction des matrices de stabilité de la rupture des pentes est dérivée dans Lin (1990). En plus, les MCS ont été utilisées pour localiser les surfaces critiques dans les pentes (Greco, 1996), alors que les champs aléatoires ont été utilisés pour étudier l'influence de conductivité hydraulique stochastique sur la stabilité de pente des barrages (Gui et al., 2000). Enfin, les ruptures des pentes induites par des séismes sont examinées dans (Christian et Urzua, 1998) en utilisant une analyse de fiabilité simple.

### **1.3.6. L'eau dans les sols**

Le développement et la dissipation de la pression interstitielle dans le sol sous l'effet des charges externes sont examinés dans Koppula (1988) pour un coefficient de consolidation aléatoire. Des travaux récents incluent le design probabiliste pour les drains avec un coefficient de consolidation horizontal aléatoire (Zhou et al., 1999) ainsi que l'évaluation du potentiel et de la probabilité de liquéfaction dans les sols (Juang et al., 1999).

### **1.3.7. Structures enterrées**

Une analyse probabiliste des structures profondément enterrées soumises à des ondes de contraintes en couplant la FEM avec une technique d'intégration rapide est reportée dans Harren et Fossum (1991), alors que Toubalem et al. (1999) ont utilisé les MCS pour identifier les propriétés probabilistes des fonctions de transfert pour les sols exhibant une variabilité de leur rigidité dans les directions horizontale et verticale. Chakraborty et Sarkar (2000) ont présenté une procédure stochastique pour la solution des problèmes sol-fondation.

### **1.3.8. Transports**

Pour surmonter les difficultés associées à la modélisation déterministe du transport à travers des formations poreuses aléatoires, il est devenu commun de considérer les propriétés des aquifères et des variables du phénomène de transport comme aléatoires (Dagan, 1989). Deux approches principales ont été utilisées : l'approche géostatistique (Delhomme, 1979) pour les problèmes d'interpolation statistique, et les méthodologies basées sur la détermination de la structure statistique du transport étant donnée la structure statistique des propriétés du matériau, la géométrie et les conditions aux limites du problème. Une variété de modèles stochastiques ont été introduits, comme les travaux de :

- Tang et Pinder (1977) sur le transport transitoire en utilisant la théorie de la perturbation ;
- Gutjahr et Gelhar (1981) qui ont utilisé des techniques analytiques pour les milieux infinis ;
- Dagan (1981) pour le transport non uniforme.

Les MCS ont été utilisées dans l'investigation des effets de la perméabilité aléatoire du sol pour le transport dans les barrages terre (Fenton et Griffiths, 1996). Enfin, des formulations FEM stochastiques sont apparues, telles que le travail de Cawlfeld et Sitar (1988) sur l'analyse de fiabilité d'un modèle 2D, pour l'estimation des probabilités de dépassement d'un

seuil et de Griffiths et Fenton (1997) sur tassement sous un pieu enterré dans un sol 3D avec une perméabilité aléatoire.

### 1.3.9. Tassements

Hilldale (1971) a développé un modèle de tassement 1D pour un module élastique aléatoire. Resendiz (1969), Diaz et Vanmarcke (1974) affirment cette approche en intégrant l'auto-corrélation intra-couche. Toubalem (1996) a proposé un modèle simple basé sur les ressorts de Winkler où les grandeurs recherchées s'obtiennent de façon analytique. Fenton et al. (1996), Paice et al. (1996) et Fenton et Griffiths (2002) ont analysé le tassement et le tassement différentiel des semelles superficielles fondées sur un milieu hétérogène.

### 1.3.10. Interaction sol-structure

Romo-Organista (1977) a analysé l'interaction sol-structure dans un environnement stochastique sous charge sismique. Vanmarcke (1977a) a exposé l'applicabilité de la théorie des vibrations aléatoires à la détermination de la réponse sismique non-linéaire des profils de sol et à l'estimation du potentiel de liquéfaction. Plusieurs travaux se sont concentrés sur la dynamique des milieux incertains, parmi ceux-ci nous pouvons citer les travaux de :

- Gazetas et al. (1982) sur la réponse non-linéaire d'un barrage en terre sous une excitation non-stationnaire ;
- Hoshiya et Ishii (1983, 1984) sur l'interaction cinématique entre le sol et la structure et cela par l'exploitation des enregistrements en surface libre et sur la structure ;
- Hao (1991) sur la réponse sismique d'une plaque rigide à supports multiples à une excitation aléatoire.

### 1.3.11. Réponse sismiques des sols hétérogènes

Tian et Jie (1992) ont analysé l'influence des caractéristiques mécaniques aléatoires sur la réponse sismique des sites, Zaiguang et Goucheng (1992) ont déterminé la réponse sismique d'un profil de sol multicouche à caractéristiques mécaniques aléatoires et Toubalem (1996) et Toubalem et al. (1999) ont utilisé les simulations de Monte Carlo pour l'identification probabiliste des fonctions de transfert des sols présentant une variabilité de la rigidité dans les directions horizontale et verticale. Rahman et Yeh (1999) ont étudié la variabilité de la réponse sismique des profils de sols par une formulation utilisant la méthode des éléments finis à paramètres stochastiques.

Les résultats obtenus par Wang et Hao (2002), pour l'étude de l'effet de la variation aléatoire des propriétés du sol sur l'amplification sismique des sites indiquent que les mouvements estimés à la surface libre diffèrent sensiblement si la variation aléatoire des propriétés du sol et du niveau de la nappe phréatique est prise en compte dans l'analyse.

Zerva et Harada (1997) ont analysé analytiquement l'effet de la stochasticité des formations géologiques en surface sur la cohérence du mouvement sismique. Safak (2001) a montré que la diffraction aléatoire des ondes, même pour des milieux élastiques et linéaires, induit une modification du mouvement sismique similaire à celle résultant d'un milieu non-linéaire. L'un des problèmes les plus importants en dynamique des sols est la détermination des mouvements de sol à une charge sismique (Hanyga, 1985). Nous pouvons mentionner le travail de Hryniewicz et Hermans (1989) sur la réponse du champ libre produite par des ondes dans un milieu continu viscoélastique et aléatoire, et de Hryniewicz (1991) sur la réponse moyenne due à des charges réparties sur une couche aléatoire soumise à des conditions de déformation anti-planes. La méthode des fonctions de Green fut aussi utilisée par Manolis et

Shaw (1996) pour les ondes SH se propageant à travers un demi-espace stochastique ayant des paramètres de matériau dépendants de la profondeur.

La question de la non-stationnarité dans le mouvement de sol est étudiée dans Gupta et Trifunac (1998b) et les propriétés statistiques des mouvements sismiques en tous points par Zendagui et al. (1999) en utilisant un modèle de déconvolution stochastique.

### **1.3.12. Stratification**

Parmi les études sur les inhomogénéités dans un milieu stochastique, notons celles concernant la stratification, comme le travail de Kinoshita (1999) sur l'investigation des effets de site par des données d'essais in situ et la méthode de la matrice de Haskell et le travail de Ben Hador et Buchen (1999) sur la dispersion des ondes de surface dans des milieux multicouches avec des frontières non parallèles.

### **1.3.13. Spectres de réponse**

La génération de spectres de réponse (ou de design) qui sont compatibles avec les descriptions statistiques des mouvements de sol est une étape indispensable pour le calcul de la réponse sismique des structures (Spanos, 1983). Un enregistrement d'un séisme donné peut être vu comme une réalisation d'un processus stochastique non stationnaire avec un spectre de puissance évolutif (Spanos et Vargas-Loli, 1985). Le concept d'analyse probabiliste de l'aléa sismique (PSHA), pour la sélection des paramètres de sol tel que le pic d'accélération (PGA) est étudié dans Romeo et Prestininzi (2000), Field (2000) et Ebel et Kafka(1999). Enfin, la description de la réponse des structures en termes de spectres probabilistes peut être trouvée dans Amini et Trifunac (1984), alors que de récents travaux se sont concentrés sur les statistiques des pics des systèmes structuraux à plusieurs degrés de liberté (Gupta et Trifunac, 1998a).

## **1.4. Techniques stochastiques utilisées en géotechnique**

### **1.4.1. Introduction**

En géotechnique, les premières approches adoptées pour la résolution des problèmes aléatoires, combinent les techniques de fiabilité orientées conception, par l'introduction d'un certain critère d'état limite et les simulations de Monte Carlo. En outre, la méthode des éléments finis stochastiques a permis d'incorporer la variabilité du sol dans le cadre d'une analyse numérique des milieux hétérogènes. Un modèle mécanique est couplé à des techniques numériques permettant de tenir compte du caractère aléatoire des paramètres explicatifs : géométrie, matériau et sollicitation.

Dans le présent paragraphe, nous présentons les différentes techniques de traitement des incertitudes dans les sols. Trois grandes familles se dégagent : les méthodes analytiques, les techniques approximatives et les méthodes numériques.

### **1.4.2. Solutions analytiques**

Une solution analytique pour la propagation des ondes harmoniques à partir d'une source ponctuelle à travers un sol aléatoire est donnée par Karal et Keller (1964), le module de cisaillement étant constant et la densité est décrite par perturbation autour de sa valeur moyenne.

### 1.4.3. Techniques Approximatives

La méthode des perturbations est une technique couramment utilisée pour le traitement des problèmes à caractère aléatoire. A partir du développement en séries de Taylor de la variable expliquée (telle la fonction d'état limite). A partir de faibles fluctuations des propriétés du milieu autour de leur valeur moyenne, il est possible d'approcher la moyenne, l'écart type et d'autres moments de la distribution de la variable expliquée. C'est un type de méthode de la FEM stochastique (Kleiber et Hien, 1992). D'autres techniques pour les systèmes à paramètres discrets utilisent les transformées de Fourier couplées à une analyse modale (Nigam, 1983. Enfin, certains travaux tentent de trouver des solutions fondamentales à la propagation des ondes élastiques à travers des milieux géologiques (Manolis et Bagtzoglou, 1992; Belayev et Ziegler, 1998).

### 1.4.4. Méthodes numériques

Les approches numériques qui ont été utilisées pour les problèmes impliquant des milieux aléatoires sont basées soit sur des solutions de type éléments aux frontières des équations intégrales stochastiques ou sur des solutions de type éléments finis des opérateurs différentiels stochastiques. Les deux classes des approches numériques sont invariablement reliées à la méthode de perturbation des propriétés du milieu. En général, les analyses avec la méthode des éléments aux frontières (BEM) stochastiques est plus appropriée pour les problèmes impliquant un milieu continu, alors que la méthode des éléments finis (FEM) convient mieux aux problèmes de systèmes structuraux.

En ce qui concerne les solutions en BEM, nous pouvons citer le travail de Burczynski (1985) sur l'équation de Laplace avec des coefficients aléatoires, de Karakostas et Manolis (2000) sur la réponse des tunnels à la propagation des ondes sismiques à travers un milieu aléatoire et de Manolis et Shaw (1990) sur la propagation des ondes acoustiques avec un nombre d'onde aléatoire. De plus, il existe des applications de la BEM où seule l'excitation est aléatoire, comme dans le travail de Spanos et Ghanem (1991) sur les poutres continues et ceux de Luco et Wong (1986) et Pais et Kausel (1990) sur les fondations rigides.

L'utilisation de la méthode des éléments finis stochastiques (SFEM) est plus répandue, spécialement pour la mécanique des structures. Les éléments finis stochastiques se basent sur un développement en série de Taylor de la matrice de rigidité autour de sa valeur moyenne déterministe. L'inconvénient majeur est de nature numérique, puisque l'effort de calcul augmente rapidement dès le second ordre d'approximation des variables aléatoires concernées.

Dans le domaine des éléments finis stochastiques, on peut citer les travaux de :

- Liu et al. (1986) sur les composantes structurales et concernant les problèmes de la géotechnique ;
- Baecher et Ingra (1981), pour évaluer les déplacements incertains d'une fondation infinie ;
- Nakagiri et Hisada (1983) concernant le comportement de pipeline reposant sur une fondation incertaine de Winkler ;
- Ishii (1987) et de Wong (1985) sur la probabilité de rupture de pente ;
- Righetti et Harrop-Williams (1988) sur les déplacements et les contraintes incertains dans un milieu sol aléatoire ;
- Quek et al. (1991) sur l'analyse de tassement de groupes de pieux.

Quelques concepts de base concernant la discrétisation du paramètre espace du champ aléatoire pour les propriétés du matériau et les charges externes en utilisant les éléments finis

ont été établis par Vanmarke et al. (1986).

Cependant, toutes les méthodologies numériques ne sont pas basées sur l'approche perturbation. Par exemple, Jensen et Lawn (1991, 1992) ont modélisé les incertitudes en dynamique des structures comme des variables aléatoires dépendant du temps. Une approche similaire a été utilisée par Spanos et Ghanem (1989), qui ont étudié la réponse de systèmes structuraux, avec une variabilité du matériau à des charges statiques. Manolis et Pavlou (2000), ont pour leur part, calculé les solutions fondamentales pour les ondes élastiques se propageant à travers un milieu géologique aléatoire. Le concept de "chaos polynômiaux" a été étendu par Ghanem et Spanos (1990, 1991) dans un cadre plus général de méthode des éléments finis stochastiques de type spectral. Plusieurs auteurs ont utilisé les éléments finis déjà cités avec des paramètres explicatifs stochastiques (Paice et al., 1994; Fenton et al., 2002).

Des techniques développées récemment permettent de réaliser des décompositions similaires de processus non Gaussiens, étendant ainsi l'applicabilité de la méthode des éléments finis stochastiques. Yeh and Rahman (1998) ont appliqué la SFEM pour l'analyse de la réponse 1D des sols multicouches, le module de cisaillement dynamique étant modélisé comme un processus Gaussien qui varie dans la direction verticale. Nour et al. (2003) utilisent un modèle où les caractéristiques du sol sont modélisées comme des processus aléatoires bivariés et la réponse stochastique est calculée par simulation de Monte Carlo. Enfin, Schevenels et al. (2007) étudient les fonctions de Green des sols multicouches avec des caractéristiques aléatoires. La méthode des éléments finis stochastiques est couplée à une formulation hybride Thin Layer Method – rigidité directe pour obtenir un système d'équations stochastiques, qui sont résolues par simulation de Monte Carlo.

#### **1.4.5. Méthode des simulations de Monte Carlo**

Les simulations de Monte Carlo sont très utilisées dans plusieurs domaines scientifiques et sont considérées comme une méthode efficace pour les analyses concernant les milieux aléatoires (Shinozuka, 1972b). Elles conviennent aussi pour les cas impliquant plusieurs variables aléatoires corrélées, cependant, celles-ci sont numériquement coûteuses. Les simulations Monte Carlo utilisent un nombre très important d'échantillons pour approcher convenablement la distribution de probabilité de la fonction étudiée. En effet, c'est une approche statistique où la détermination des caractéristiques stochastiques de la réponse du système passe par le calcul d'un grand nombre de réalisations du phénomène étudié (expériences numériques). C'est un outil mathématique souple, puissant et capable de résoudre des problèmes qui n'ont pas de solution analytique.

Shinozuka et Jan (1972) ont appliqué la méthode en mécanique des structures en superposant des sinusoides avec une phase aléatoire uniformément distribuée. Shinozuka (1974) a employé la transformée rapide de Fourier (FFT) pour une implémentation efficace de la simulation. Shinozuka et Lenoe (1976) ont combiné les simulations de Monte Carlo avec les éléments finis pour simuler des milieux aléatoires dans l'analyse 2D d'une plaque à géométrie et matériau aléatoires. D'autres travaux se sont concentrés sur l'étude statique et dynamique des structures ayant des caractéristiques des matériaux incertains (Shinozuka et Deodatis, 1986; Shinozuka, 1987a) et Yamazaki (1987) s'est concentré sur la simulation numérique des processus non Gaussiens. Une application typique en géotechnique où, les simulations de Monte Carlo sont efficaces, est le calcul des tassements de fondations ou de pieux (Madhav et Ramakrishna, 1988).

## 1.5. Variabilité spatiale

### 1.5.1. Introduction

Bien qu'une théorie conséquente existe pour le traitement probabiliste des sols, il y a eu peu d'effort pour identifier la nature de sa variation stochastique spatiale. Pourtant, afin de fournir une analyse de fiabilité raisonnable d'un système géotechnique, il est nécessaire de disposer de modèles aléatoires réalistes des sols qui tiennent compte de la variabilité spatiale.

En général, les analyses statistiques peuvent être répertoriées en deux catégories : descriptive et déductive. Dans la première, le but est de décrire au mieux un échantillon particulier, les techniques descriptives, le plus souvent utilisées, étant celles de la régression. Alors que dans la deuxième catégorie, le recours à la déduction a lieu toutes les fois qu'il est nécessaire d'estimer les propriétés d'un site pour lequel il y a peu ou pas de données.

### 1.5.2. Analyse par régression

Smith (1986) a suggéré une classification du degré de dépendance en fonction des valeurs de la corrélation. Le coefficient de corrélation linéaire mesure la manière dont les données s'ajustent autour d'une ligne (Ang et Tang, 1975). Lumb (1974) a mentionné que lors des campagnes d'investigation, il est rare de disposer de données suffisantes pour fournir une forme plus compliquée que la tendance linéaire. De son côté, Mann (1987) a signalé que théoriquement, le modèle de régression linéaire est valide uniquement sous certaines hypothèses. Matheron (1963) a démontré que le concept des statistiques classiques tel que l'analyse par régression n'est pas suffisant parce que les matériaux en géotechnique ne sont pas totalement indépendants. En effet, ils sont auto-corrélés. Ainsi, les échantillons proches présentent une forte corrélation comparée aux échantillons distants, qui eux, exhibent une faible corrélation (Jaksa et al., 1993). Rendu (1981) a recommandé l'utilisation des analyses de régression seulement pendant les phases préliminaires d'explorations géotechniques, ou quand le nombre d'échantillons est relativement petit et les distances entre échantillons sont larges.

### 1.5.3. Géostatistiques

Les méthodes géostatistiques ont été développées essentiellement comme un outil pour estimer les changements de niveaux à travers les parois d'une mine, Krige (1951) et Matheron (1965). La géostatistique a été appliquée à divers domaines tels que le génie parasismique et la sismologie, le contrôle de la pollution, l'exploration géochimique et la géotechnique. Les géostatistiques peuvent être appliquées à n'importe quel phénomène naturel associant des paramètres spatiaux ou temporels (Hohn, 1988).

Une des bases de mesure statistique de la géostatistique est le semi-variogramme, qui est utilisé pour exprimer le taux de changement d'une variable aléatoire le long d'une orientation spécifiée. Le semi-variogramme est une mesure du degré de dépendance spatiale entre les échantillons le long d'une orientation spécifiée. Il représente aussi le degré de continuité de la propriété du sol en question. Clark (1980) a mentionné que le semi-variogramme expérimental est théoriquement limité à des distances représentant le quart de toute l'étendue des échantillons prélevés. Cependant, dans la pratique, le double de cette dimension est généralement employé (Clark, 1980). En outre, la précision est directement liée à la dimension des données.

#### 1.5.4. Krigeage, Estimateur local

Le Krigeage est essentiellement un outil d'interpolation, et consiste en la détermination d'une série de coefficients de pondération (d'fluence) qui sont appliqués à un ensemble de données prélevées pour obtenir une estimation à l'endroit où aucun échantillon n'a été prélevé. La détermination de la variabilité des erreurs ou de la variance estimée pour l'estimateur linéaire non biaisé est détaillée dans Clark (1979) et Brooker (1991).

#### 1.6. Champs aléatoires

Les fluctuations des mesures des propriétés du sol par rapport à la tendance moyenne peuvent être modélisées en utilisant un champ aléatoire. Celui-ci est totalement décrit par la fonction d'auto-covariance qui peut être estimée par lissage des données de la fonction d'auto-covariance empirique en utilisant un modèle théorique simple à un paramètre. Le concept de processus aléatoire a été, à l'origine, introduit pour analyser l'aspect aléatoire de la variation temporelle associée aux systèmes physiques.

Dans la littérature, un processus aléatoire unidimensionnel à une seule variable est souvent assimilé à une fonction du temps (Vanmarcke, 1983; Schueller et Shinozuka, 1987a). La technique d'analyse la plus courante pour les variations spatiales des propriétés du sol consiste à décomposer les variations observées de chaque propriété en une fonction déterministe appelée tendance (ou moyenne) et une composante aléatoire de moyenne nulle (Fenton, 1990; Fenton et Vanmarcke, 1998; Baecher, 1987; DeGroot et Baecher, 1993). Dans une telle décomposition, la tendance représente l'effet de phénomènes qui influencent la formation du sol pendant de longues périodes, tandis que la composante aléatoire décrit les fluctuations de courte durée des états de formation du sol. Conventionnellement, la fonction tendance est approximativement éliminée (Brockwell et Davis, 1991; Kulhawy et al., 1992).

L'application de la modélisation théorie du champ aléatoire sera fortement simplifiée si les données sont stationnaires, i.e. si la distribution de probabilité qui gouverne la série des données est indépendante de la position des échantillons. Les données sont dites stationnaires au sens strict du terme, si la moyenne est constante avec la distance (Brockwell et Davis, 1987), i.e. que les données ne présentent ni une tendance ni une direction préférentielle: la variance est constante avec la distance et en l'absence de fluctuations irrégulières.

La vitesse de variation de ces fluctuations d'un point à l'autre est également un paramètre très important pour décrire la variabilité des propriétés du sol. Selon la théorie du champ aléatoire (Vanmarcke, 1983), la fonction de corrélation spatiale semble être un outil efficace pour décrire la variation de ces fluctuations. Plusieurs fonctions d'auto-corrélation théoriques ont été suggérées dans la littérature (Lumb, 1974; DeGroot et Baecher, 1993; Lacasse et Nadim, 1996). La fonction d'auto-corrélation exponentielle à partir d'un champ de Markov de premier ordre est la fonction la plus largement utilisée pour modéliser la corrélation dans les données des sols (Spry et al., 1988; Lacasse et Nadim, 1996; Griffiths et Fenton 1997). Nous devons mentionner ici que les modèles d'auto-corrélation souvent employés sont des processus de classe dite de dimension finie (ou de mémoire courte). Fenton (1999a, 1999b) a observé que, souvent, l'échelle de fluctuation paraît augmenter avec le domaine d'échantillonnage. Ce type de corrélation est de type de processus à mémoire longue ou fractal.

La première étape dans la modélisation en champs aléatoires est la discrétisation spatiale des champs stochastiques utilisés ; pour cela, de nombreuses techniques existent. La discrétisation au milieu de l'élément (Mid-Point Method) est la façon la plus simple de



procéder. Elle consiste à associer une variable aléatoire à chaque élément du maillage, en supposant que celle-ci est la valeur du champ stochastique au milieu de l'élément (Shinozuka et Yamazaki, 1988). La discrétisation par moyenne locale (Local Average Method) consiste à prendre comme variable aléatoire, associée à chaque élément, la moyenne du champ stochastique sur cet élément (Vanmarcke et Grigoriu, 1983). La discrétisation par intégrales pondérées (Weighted-Integral Method) permet de transformer le champ stochastique initial en un vecteur de variables aléatoires nodales calculées lors de l'intégration numérique requise sur chaque élément pour le calcul de la rigidité élémentaire (Takada, 1990a,b; Deodatis, 1990a,b). Takada (1992) a montré que cette discrétisation donnait une très bonne approximation de la variance de la réponse, tandis que la discrétisation au milieu de l'élément a tendance à la surestimer, alors que la discrétisation par moyenne locale la sous-estime.

### 1.7. Variabilité de la profondeur du rocher

Les analyses déterministes utilisent des propriétés moyennes ou équivalentes. Les dépôts de sols sont étudiés en considérant des épaisseurs de couches constantes et les règlements sismiques exigent de modéliser uniquement les 30 premiers mètres du sol. Cependant, il est bien connu que les propriétés du sol exhibent des variations spatiales dans les directions horizontale et verticale. Le problème tend à devenir plus complexe lorsque le sol se compose de couches distinctes avec une plus grande variabilité dans les propriétés. Tout ceci est encore compliqué par le fait que l'épaisseur des couches ou la profondeur du rocher changent dans l'espace (Simos and Constantino, 2004). La question fondamentale, du point de vue de l'ingénierie est de savoir comment ces fluctuations spatiales réelles des caractéristiques géologiques et mécaniques affectent la réponse dynamique du profil de sol ainsi que des structures, qui y sont implantées, enterrées ou en surface et comment doit-on aborder l'incorporation de ces incertitudes dans la réponse.

Kawase et Aki (1989) ont prouvé que les contrastes de forme (i.e. la profondeur au rocher) et le contraste des vitesses à l'intérieur de l'alluvion sont des paramètres essentiels pour la modélisation du mouvement du sol. Olsen et al. (Olsen et al., 1995) ont établi que l'amplification la plus élevée du mouvement du sol le plus élevé sur le site de Salt Lake City se produit près des parties les plus profondes du bassin. Ainsi, certains auteurs (Olsen et al., 1995 ; Abbott and Louie, 2000), ont établi que la connaissance du mouvement du sol exige la connaissance de l'épaisseur du sédiment ainsi que de la topographie du rocher.

Takahashi et al. (Takahashi, 2006) indiquent que l'accélération à la surface du sol est plus grande pour les couches d'argile les plus épaisses et signalent que les dommages dans le district de Higashi Osaka (Japon) pendant le séisme d'Ansei Tokai du 23 décembre 1854, et celui d'Ansei Nankai du 24 décembre de la même année, étaient plus sérieux dans les zones où les couches d'argile étaient plus épaisses. Leurs résultats prouvent que la réponse des structures ayant une période fondamentale d'environ 2 secondes croît au fur à mesure que l'épaisseur d'une couche d'argile augmente et suggèrent que les couches d'argile pourraient influencer les courtes périodes seulement quand ces structures sont profondément ancrées dans le sol, alors que les couches peu profondes amplifient ces composantes. Les couches épaisses d'argile amplifient également les composantes de longues périodes.

Pour déterminer les spectres de calcul d'un site donné, les codes sismiques exigent de modéliser le sol sur une profondeur de 30 m. Par conséquent, le rocher est placé à cette profondeur même si celle-ci est beaucoup plus grande. Les implications d'une telle limitation du profil ont été examinées par Assaf (Assaf, 2004). L'analyse a examiné les effets induits par l'augmentation de la profondeur du rocher sur la période fondamentale du site, basée sur les résultats de la réponse dynamique du site d'Al-Durrah (Arabie Saoudite). Cette analyse s'est

concentrée sur plusieurs profils du site considéré, réalisés en faisant varier la profondeur du rocher à partir de celle indiquée par les codes (i.e. 30m) jusqu'à la profondeur réelle de roche en place estimée à 350m.

Dans une étude sismique probabiliste de l'interaction sol-structure, Rieck et Houston (2003) ont utilisé une distribution uniforme pour caractériser la variation des profondeurs des couches de sol. Cependant, ces variations doivent satisfaire les contraintes qu'elles doivent être cohérentes avec la variation de profondeur du rocher déterminée à partir des essais de forage.

### **1.8. Conclusion**

Plusieurs méthodes traitant de l'hétérogénéité des milieux ont été présentées dans le présent chapitre. Les différentes approches adoptées pour le traitement des incertitudes des caractéristiques des milieux, et spécialement dans le domaine de la géotechnique, sont brièvement revues.

A partir de cette présentation, nous pouvons déduire que les études déterministes ne suffisent plus pour caractériser le comportement du milieu "sol", vu les incertitudes affectant ces caractéristiques géologiques et mécaniques, et la nécessité d'une étude plus objective, i.e. utilisant une méthodologie probabiliste tenant compte des fluctuations des différentes variables impliquées dans le comportement du sol mais aussi de leur variabilité spatiale.

## **Chapitre 2**

# **Modèles de champs aléatoires pour les propriétés de sol**

## Chapitre 2 : Modèles de champs aléatoires pour les propriétés de sol

### 2.1. Introduction

Les propriétés du sol et autres aspects géotechniques exhibent des variabilités spatiales et temporelles. Ces variabilités systématiques sont continues et reliés d'un point à un autre de l'espace. Ainsi, plus les points sont rapprochés les uns des autres, plus grandes sont les relations entre les événements dont elles sont le siège. Les mesures expérimentales nécessaires pour obtenir des valeurs caractéristiques des événements, sont couramment réalisées à des positions discrètes dans l'espace. Le coût élevé de ces expérimentations et la difficulté de mesurer un événement en tous points nécessitent que les valeurs mesurées (échantillons) puissent caractériser la représentation "exacte" de l'évènement en tous points du milieu continu avec une précision satisfaisante.

Les descriptions probabilistes par le biais de variables aléatoires et de champs aléatoires ont été utilisées pour représenter des événements caractérisés par des variabilités spatiales. Un modèle à variable aléatoire pour décrire un événement dépendant de l'espace suppose que l'évènement conserve les mêmes valeurs statistiques, précisément la moyenne et la variance, à toutes les positions. Le modèle suppose aussi qu'il n'existe pas de corrélation entre les valeurs statistiques de l'évènement à différentes positions et que cet événement peut être décrit par une moyenne et une variance uniques. Ainsi, le modèle ne reconnaît pas l'existence d'une variabilité spatiale, impliquant qu'un événement spatial peut être totalement caractérisé par des mesures réalisées à une position unique. Cependant, ce modèle est irréaliste, imprécis et excessivement conservateur (Vanmarcke, 1983).

Cette lacune a été comblée par l'utilisation des champs aléatoires qui tiennent compte de manière réaliste de la variabilité spatiale dans la modélisation de ces événements. Un champ aléatoire peut être défini comme une famille de variables aléatoires spatialement corrélées ou de processus aléatoires. Les champs aléatoires ont été utilisés dans la modélisation et l'analyse des propriétés du sol. La plupart de ces analyses se sont concentrées sur les champs aléatoires homogènes (Vanmarcke, 1977a, 1977b, 1983; Griffiths and Fenton, 1993). Les propriétés du sol telles que la résistance au cisaillement, la pression interstitielle, la conductivité hydraulique, la perméabilité, la porosité, la vitesse des ondes de cisaillement et la densité ont été modélisées comme des champs aléatoires. Les techniques d'estimation des paramètres des champs aléatoires, telle que la structure de corrélation ont été aussi développées (DeGroot and Baecher, 1993).

### 2.2. Représentation générale d'un champ aléatoire

Un champ aléatoire homogène  $X(x)$ , où  $x$  est la variable espace, est caractérisé par les paramètres suivants (Figure 2.1):

- la valeur moyenne  $\mu_X(x)$ .
- l'écart type de la fluctuation  $\sigma_X(x)$ , qui mesure le degré de déviation de la valeur actuelle  $X(x)$  par rapport à la valeur moyenne  $\mu_X(x)$ .
- L'ordre de fluctuation,  $\delta_u$ , qui mesure la distance dans laquelle  $X(x)$  montre une corrélation relativement grande d'un point à autre. De faibles valeurs de  $\delta_u$  impliquent une fluctuation rapide autour de la moyenne, alors que de larges valeurs de ce paramètre suggèrent une variation lente. La variation de la propriété du sol  $X(x)$  peut être représentée comme suit (DeGroot and Baecher, 1993)

$$X(x) = \mu_x(x) + \varepsilon(x) \quad (2.1)$$

où  $\varepsilon(x)$  représente la fluctuation autour de la moyenne.

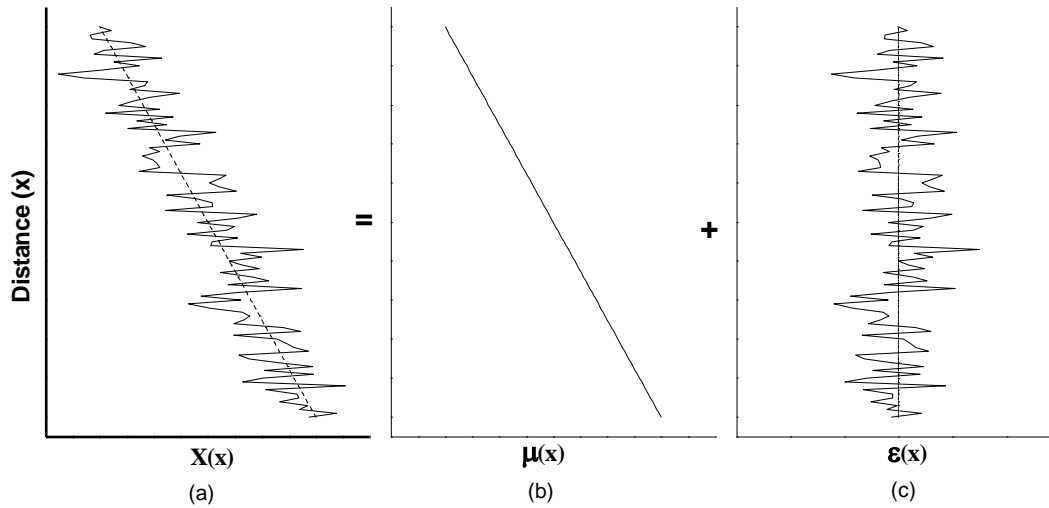


Figure 2.1: Variabilité des propriétés du sol : modèle de champs aléatoire.

### 2.3. Classification des champs aléatoires

Les champs aléatoires ont été classés sur la base des propriétés statistiques ou de la dimension du champ (Vanmarcke, 1983).

#### 2.3.1. Classification suivant les propriétés statistiques

Les propriétés statistiques sont des valeurs représentatives d'un champ sur la base d'un ensemble de réalisations. Pour un champ aléatoire, les propriétés statistiques les plus importantes sont la moyenne, la variance et l'auto-covariance ou la fonction de corrélation. La moyenne est la mesure de la tendance

$$E[X] = \mu_x \quad (2.2)$$

La variance est une mesure du décalage moyen par rapport à la tendance

$$Var[X] = E[(X - \mu_x)^2] = Var[\varepsilon(x)] = \sigma_x^2 \quad (2.3)$$

L'auto-covariance ou la fonction de corrélation décrivent les dépendances moyennes des valeurs du champ aléatoire en deux positions différentes.

$$\begin{cases} Cov(X_i, X_j) = E[(X_i - \mu_{X_i})(X_j - \mu_{X_j})] \\ r(X_i, X_j) = \frac{Cov(X_i, X_j)}{\sigma_{X_i} \sigma_{X_j}} \end{cases} \quad (2.4)$$

Les symboles dans les équations précédentes indiquent:  $E[.]$ : la moyenne,  $Var[.]$ : la variance,  $Cov[.]$ : la fonction d'auto-covariance et  $r(.)$ : la fonction de corrélation ou l'auto-corrélation.

Les équations 2.2 et 2.3 décrivent les propriétés statistiques à un point donné dans le champ, et sont communément appelées "propriétés de point". Les équations 2.4 présentent les moments croisés entre deux points dans le champ et sont généralement appelés "propriétés croisés entre points". Un champ aléatoire est totalement défini par ses moments de point et ses

moments croisés entre points. Les propriétés de point et croisés entre points sont utilisés pour classer un champ comme soit homogène ou non homogène.

### 2.3.2. Champ aléatoire homogène

Un champ aléatoire est dit homogène lorsque les valeurs statistiques de point sont constantes et les valeurs statistiques croisées entre points dépendent uniquement de la distance entre les points.

$$\begin{cases} E[X] = \mu \\ Var[X] = \sigma^2 \\ Cov(X_i, X_j) = \sigma^2 r(\xi) \end{cases} \quad (2.5)$$

$\xi$  étant la distance entre les deux points  $X_i$  et  $X_j$ . Lorsque les propriétés croisées entre points, i.e. l'auto-covariance et la fonction de corrélation sont fonction de la valeur absolue de la distance les points, le champ est dit isotrope. Dans ce cas

$$Cov(X_i, X_j) = \sigma^2 r(|\xi|) \quad (2.6)$$

### 2.3.3. Champ aléatoire non homogène

Un champ aléatoire est dit non homogène lorsque les valeurs des propriétés statistiques de point ou croisées entre points dépendent de la position. En particulier, ces valeurs sont données par

$$\begin{cases} E[X] = E[X(x)] = \mu(x) \\ Var[X] = E[\{X(x) - \mu(x)\}^2] = \sigma^2(x) \\ Cov(X(x_i), X(x_j)) = E[\{X(x_i) - \mu(x_i)\}\{X(x_j) - \mu(x_j)\}] = \sigma^2 r(x_i, x_j) \end{cases} \quad (2.7)$$

Un champ aléatoire non homogène peut être décomposé en une série de champ homogène. Dans une classification suivant la dimension du champ, quatre possibilités existent : unidimensionnel, bidimensionnel, tridimensionnel et espace-temps.

## 2.4. Fonction de corrélation d'un champ aléatoire

La fonction de corrélation ou l'auto-covariance ou encore les propriétés croisées entre points est une mesure de la similitude entre les valeurs du champ en deux positions. C'est le reflet de l'effet de la distance de séparation sur les valeurs du champ en deux positions. Cette fonction indique que les valeurs d'un champ à deux points rapprochés sont susceptibles d'être semblables tandis que les valeurs pour des points éloignés sont susceptibles d'être indépendantes. La fonction d'auto-corrélation est une caractéristique qui doit être caractérisée pour le champ.

Certains concepts de modélisation importants concernant la structure de l'auto-covariance seront discutés brièvement.

### 2.4.1. Séparabilité

La structure d'auto-covariance d'un champ aléatoire est dite séparable si la fonction d'auto-covariance peut être écrite comme le produit des fonctions d'auto-covariance pour chacune des directions spatiales du champ ( $x$ ,  $y$  et  $z$ ), i.e.

$$r(\xi_x, \xi_y, \xi_z) = r_x(\xi_x) \cdot r_y(\xi_y) \cdot r_z(\xi_z) \quad (2.8)$$

où  $\xi_x$ ,  $\xi_y$  et  $\xi_z$  sont les distances relatives entre deux points du champ.

La structure d'auto-covariance peut être partiellement séparable, par exemple en fonction des directions horizontale et verticale, i.e.

$$r(\xi_x, \xi_y, \xi_z) = r_{xy}(\xi_x, \xi_y) \cdot r_z(\xi_z) \quad (2.9)$$

### 2.4.2. Isotropie

La structure d'auto-covariance est dite isotrope si l'auto-covariance dépend des distances Euclidienne entre les points du champ, au lieu des coordonnées, i.e.

$$r(\xi_x, \xi_y, \xi_z) = r\left(\sqrt{\xi_x^2 + \xi_y^2 + \xi_z^2}\right) \quad (2.10)$$

La structure d'auto-covariance peut être aussi partiellement isotrope, par exemple en fonction des directions horizontale du champ

$$r(\xi_x, \xi_y, \xi_z) = r\left(\sqrt{\xi_x^2 + \xi_y^2}, \xi_z\right) \quad (2.11)$$

L'isotropie implique que la fonction d'auto-covariance est invariante vis-à-vis d'une transformation orthonormée des coordonnées du champ.

### 2.4.3. Ergodicité

Un concept de modélisation important concernant les statistiques d'un champ aléatoire est l'ergodicité. L'ergodicité implique la stationnarité. Un champ aléatoire est ergodique (dans un sens général) si chacun des paramètres statistiques peut être déduit à partir d'une seule réalisation du champ. Usuellement, seuls certains paramètres statistiques sont requis. Le concept d'ergodicité peut, ainsi, être défini en fonction de ces paramètres. Pour exemple, on peut citer l'ergodicité dans la valeur moyenne et l'ergodicité dans l'auto-covariance.

Parler d'ergodicité dans la moyenne ou d'ergodicité en fonction des coefficients de tendance moyenne implique que la fonction d'auto-covariance doit tendre vers zéro pour de larges valeurs de la distance. Cependant, cette condition n'est pas suffisante.

### 2.4.4. Définition positive

La variance de toute combinaison linéaire finie du champ en toutes positions doit être toujours positive. Cette condition conduit à l'exigence que la fonction de la covariance doit être définie positive. La vérification de cette condition de la fonction d'auto-covariance paramétrée peut être donnée en utilisant des transformées de Fourier, mais la procédure est difficile. En pratique, cette condition est généralement satisfaite en sélectionnant la fonction à partir de l'une des fonctions évoquées dans le tableau 2.1 (toutes ces fonctions étant définies positives). Dans le tableau 2.1,  $\kappa$  est le nombre d'onde et  $l_{corr}$  est un paramètre de corrélation.

## 2.5. Longueur de corrélation

Deux indices de corrélation, échelle de fluctuation (Vanmarcke, 1983) et longueur de corrélation (DeGroot and Baecher, 1993) ont été utilisés pour décrire le degré de similitude ou la corrélation.

La longueur de corrélation est définie comme la distance pour laquelle la fonction de corrélation  $r(\xi)$  diminue jusqu'à atteindre  $e^{-1}$  (correspondant au fait que  $\frac{|\xi|}{l_{corr}} = 1$ ), alors que l'ordre de corrélation (ou le rayon de corrélation)  $\delta$ , est défini comme

$$\delta = 2 \int_0^{\infty} r(\xi) d\xi = \frac{2\pi}{\sigma^2} S(0) \quad (2.12)$$

C'est une mesure de la distance dans laquelle le champ aléatoire montre de similitude relativement forte. Ainsi, un petit  $\delta$ , implique une fluctuation rapide autour de la tendance et une large réduction dans la variance. La fonction d'auto-corrélation peut être unidimensionnelle, bidimensionnelle ou tridimensionnelle. Plusieurs fonctions ont été utilisées pour modéliser la corrélation et sont en générale de forme exponentielle décroissante (tableau 2.1).

Tableau 2.1: Exemples de types admissibles de fonctions d'auto-covariance unidimensionnelle.

Types	Fonction d'auto-corrélation	Fonction de densité spectrale $S(\kappa)$	Longueur de corrélation
Exponentielle	$e^{-\frac{ \xi }{l_{corr}}}$	$\frac{l_{corr}}{\pi(1+l_{corr}^2 \kappa^2)} \sigma^2$	$2l_{corr}$
Gaussienne	$e^{-\pi \left(\frac{\xi}{l_{corr}}\right)^2}$	$\frac{l_{corr}}{2\pi} e^{-\frac{l_{corr}^2 \kappa^2}{4\pi}} \sigma^2$	$l_{corr}$
Bilinéaire	$\begin{cases} \left(1 - \frac{ \xi }{l_{corr}}\right) &  \xi  \leq l_{corr} \\ 0 &  \xi  > l_{corr} \end{cases}$	$\frac{1}{\pi} \frac{1 - \cos(l_{corr} \kappa)}{l_{corr} \kappa^2}$	$l_{corr}$

## 2.6. Informations a priori pour différents types de sols

En général, les paramètres tels que la moyenne, l'écart type et les paramètres de corrélation du sol considéré doivent être déterminés à partir des essais in situ simultanément avec des informations à priori si la classification du sol en plusieurs types est possible. Fondamentalement, la classification est une fonction des propriétés mécaniques plutôt que géologiques. Son but est de permettre l'utilisation d'informations collectées à partir d'investigations déjà réalisées sur des sites de même classe.

En général, la longueur de corrélation pour les sols naturels dans la direction horizontale est 5 à 50 fois plus grande que celle dans la direction verticale en présence d'une déposition horizontale prédominante (superposition de couches). La longueur de corrélation verticale est estimée entre moins de 0.5 m et rarement plus de 10 m.

L'approche probabiliste pour l'étude des sols et des fondations nécessite l'établissement d'une série de modèles. La consistance et la comparabilité nécessite que ces modèles soient standardisés mais capables d'incorporer les aspects les plus importants. Pour les sols multicouches, certains modèles de champs aléatoires sont proposés et analysés. D'autres modèles ont été intentionnellement écartés parce que, ces derniers par exemple, exigent davantage de paramètres ce qui peut généralement être déterminé à partir d'un nombre limité de données d'essais.



## 2.7. Techniques d'estimation de la structure de corrélation

### 2.7.1. Introduction

Plusieurs méthodes d'estimation des propriétés statistiques d'un champ aléatoire (i.e. moyenne, variance et fonction de corrélation) ont été rapportées dans la littérature (DeGroot and Baecher, 1993). Ces méthodes peuvent être classées en trois catégories :

- (1). Méthode des Moments;
- (2). Méthode "Blue";
- (3). Estimateurs par maximum de vraisemblance (Maximum Likelihood).

Ces méthodes ont été appliquées dans la littérature (DeGroot and Baecher, 1993) aux champs aléatoires homogènes.

### 2.7.2. Méthode des moments

Cette méthode emploie les moments des réalisations d'un champ aléatoire pour estimer ces valeurs statistiques. C'est la méthode la plus commune pour l'estimation des statistiques d'un champ aléatoire. La méthode est simple à utiliser pour les champs aléatoires homogènes. Les estimateurs de moments pour la moyenne et la variance d'un champ aléatoire  $X(x)$  sont

$$\left\{ \begin{array}{l} \hat{\mu} = \frac{1}{N} \sum_{i=1}^N X(x_i) \\ \hat{\sigma}^2 = \frac{1}{N-1} \sum_{i=1}^N [X(x_i) - \hat{\mu}]^2 \end{array} \right. \quad (2.13)$$

où  $N$  est le nombre d'observations et  $x_i$  est la position de la réalisation  $i$ . L'estimateur moment de la fonction de covariance d'un champ aléatoire homogène mesuré à des intervalles uniformes suivant une dimension est

$$\hat{c}[k] = \frac{1}{N-k} \sum_{i=1}^{N-k} [X(x_i) - \hat{\mu}][X(x_{i+k}) - \hat{\mu}] \quad (2.14)$$

ou  $k$  ( $k = 0, 1, \dots, N$ ) est une position relative des indices de entre deux observations et  $N - k$  est le nombre de paires de données séparées par  $k$ . A  $k = 0$ , l'équation 2.14 se réduit à la variance. C'est une technique non paramétrique puisqu'aucune hypothèse n'est faite sur la forme de la fonction de covariance.

### 2.7.3. Best Linear Unbiased Estimators (BLUE)

La méthode BLUE est utilisée pour l'estimation ponctuelle d'un champ aléatoire homogène en utilisant une combinaison pondérée des mesures existantes. C'est une forme d'interpolation stochastique. Un estimateur linéaire  $\bar{X}(x)$  d'un champ aléatoire  $X(x)$  est choisi tel que

$$\bar{X}(x) = \sum_{i=1}^N w_i X(x_i) \quad (2.15)$$

Avec

$$\sum_{i=1}^n w_i = 1 \quad (2.16)$$

où  $X(x_i)$  est la  $i^{\text{ème}}$  observation à la position  $x_i$  et  $w_i$  est le facteur de pondération de la  $i^{\text{ème}}$  observation. L'estimateur  $\bar{X}(x)$  devient un estimateur BLUE si les pondérateurs  $w_i$  sont déterminés par une procédure à trois étapes:

1. Appliquer la condition non biaisée, restreignant  $w_i$  de telle sorte à vérifier l'équation 2.16.
2. Déterminer l'estimateur variance  $\sigma_{\bar{X}}^2(x)$ , pour l'estimateur  $\bar{X}(x)$  de la propriété exacte du champ aléatoire à la position  $x^*$

$$\sigma_{\bar{X}}^2 = E\left[\left\{\bar{X}(x) - \bar{X}(x^*)\right\}^2\right] = \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n w_i w_j c(x_i, x_j) - 2 \sum_{i=1}^n w_i c(x_i, x^*) + c(x, x^*) \quad (2.17)$$

ou  $c(x_i, x_j^*)$  est l'auto-covariance entre les points  $x_i$  et  $x_j^*$ .

3. Minimiser l'équation 2.17 sur tous les  $w_i$ .

#### 2.7.4. Estimateurs maximum de vraisemblance (Maximum Likelihood)

Les estimateurs par maximum de vraisemblance sont déterminés en considérant la possibilité d'avoir des données observées  $\bar{x} = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$ , conditionnées en fonction des paramètres  $\theta$  à estimer.  $\theta$  est un vecteur des paramètres définissant la fonction d'auto-covariance. La méthode prend comme estimation de cette valeur  $\theta$ , celle qui fournit la plus grande probabilité pour avoir la valeur observée  $\bar{x}$ , calculée à partir de la densité de probabilité conjointe des observations.

Cependant, le paramètre  $\theta$  n'est pas connu et il doit alors être estimé à partir des observations  $\bar{x}$ . Ainsi, la densité de probabilité conjointe des observations  $\bar{x} = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$  peut être considérée comme une fonction de  $\theta$  uniquement. Cette fonction de vraisemblance conjointe de l'échantillon est écrite comme suit

$$L(\theta | x_1, x_2, \dots, x_n) = \prod_{i=1}^n f_x(x_i | \theta) \quad (2.18)$$

avec  $L(\theta | x_1, x_2, \dots, x_n)$  est la fonction de vraisemblance et  $f_x(x_i | \theta)$  la distribution de probabilité. L'estimateur par maximum de vraisemblance  $\hat{\theta}$  de  $\theta$  est trouvé en sélectionnant la valeur de  $\hat{\theta}$  qui maximise la fonction de vraisemblance (Benjamin and Cornell, 1970).

Une méthode pratique utilisée dans la résolution de l'estimateur maximum de vraisemblance consiste à dériver la fonction de vraisemblance et l'annuler (optimum de la fonction). Puisqu'il est généralement plus simple de dériver une somme qu'un produit il est préférable de travailler avec le logarithme de la fonction de vraisemblance

$$\text{Ln}[L(\theta | x_1, x_2, \dots, x_n)] = \text{Ln}[L(\theta | \bar{x})] = \text{Ln}\left[\prod_{i=1}^n f_x(x_i | \theta)\right] = \sum_{i=1}^n \text{Ln}[f_x(x_i | \theta)] \quad (2.19)$$

## 2.8. Simulation d'un champ aléatoire

### 2.8.1. Introduction

Une représentation d'un processus Gaussien homogène (unidimensionnel - univariable; 1D-1V)  $f(x)$  de moyenne nulle, de variance unité et de densité spectral  $S(\kappa)$  sous forme d'une somme de fonction cosinus est de la forme (Shinozuka, 1972a; Shinozuka, 1987b; Yamazaki et Shinozuka, 1988)

$$\hat{f}(x) = \sqrt{2} \sum_{i=1}^{N-1} A_i \cos(\kappa_i x + \Phi_i) \quad (2.20)$$

Avec

$$A_i = \sqrt{2S(\kappa)\Delta\kappa} \quad (2.21)$$

ou  $\Phi_i$  sont des angles aléatoires uniformément distribués sur l'intervalle  $[0, 2\pi]$ ,  $x$  est la position et  $N$  est le nombre sinusoides considérées.  $\kappa$  est un nombre d'onde, écrit comme suit

$$\kappa_i = i \Delta\kappa \quad (2.22)$$

L'incrément de nombre d'onde  $\Delta\kappa$  est évalué à partir de la représentation de  $S(\kappa)$  en évaluant la valeur du nombre d'onde de coupure  $\kappa_z$  correspondant à  $N$  donné par

$$\kappa_u = N \Delta\kappa \quad (2.23)$$

En outre, la symétrie de  $S(\kappa)$  est admise pour l'équation 2.20.

Dans le but de réduire le temps de calcul, une génération numérique des fonctions échantillons dans l'équation 2.20 mieux réalisée avec la transformée de Fourier rapide (FFT) est développée par Yamazaki and Shinuzuka (1988) et légèrement modifiée par Zerva (1992).

L'application de la FFT dans l'équation 2.20 donne des valeurs pour la simulation sur la moitié de la longueur d'onde  $L_z/2 = \frac{2\pi}{\Delta\kappa_z}$ . Ainsi, la simulation doit être étendue sur la totalité

de la longueur d'onde, et peut être aussi facilement étendue à des distances encore plus longues que la longueur d'onde  $L_z$ .

### 2.8.2. Implémentation numérique

Dans la présente section, nous cherchons une manière de créer des distributions pour modéliser des données multi-variables aléatoires et corrélées. On peut construire une distribution multivariable en indiquant des distributions univariables marginales, et puis choisir une structure de corrélation entre les variables.

L'une des décisions importantes pour une simulation de Monte-Carlo est le choix des distributions de probabilité pour les données aléatoires d'entrée. Le choix d'une distribution pour chaque variable individuelle est souvent direct, mais décider quelles dépendances devraient exister entre les entrées peut ne pas l'être. Dans le meilleur des cas, les données d'entrée d'une simulation devraient refléter ce qui est connu de la dépendance parmi les quantités réelles à modéliser. Cependant, il peut y avoir peu ou pas d'information sur la dépendance dans la simulation. Dans ces cas, il est utile d'expérimenter différentes possibilités afin de déterminer la sensibilité du modèle.

Toutefois, il peut être difficile de produire réellement des entrées aléatoires corrélées quand celles-ci ont des distributions qui ne sont pas standards. De plus, certaines distributions multivariées standards peuvent modéliser seulement des types très limités de corrélation. Un choix simple qui peut mener à de fausses conclusions est de réaliser des entrées indépendantes. Ces entrées peuvent être modélisées comme des variables aléatoires suivant une loi Log-normale. Une question raisonnable consiste à savoir comment la dépendance entre ces entrées affecte les résultats de la simulation.

### 2.8.3. Méthode de génération de variables corrélées de distributions différentes

Pour générer des variables corrélées de distributions différentes, il convient de commencer, d'abord, par générer des variables ayant des distributions normales. Il existe une dépendance statistique (corrélation) entre ces variables normales. Une transformation est ensuite appliquée séparément à chaque variable, en changeant les distributions marginales en celles souhaitées pour chaque variable. Les variables transformées ont toujours une dépendance statistique.

Par définition, la fonction de répartition normale (CDF), dénotée ici  $\Phi$ , à une variable aléatoire normale est associée à une variable aléatoire  $U$  uniforme sur l'intervalle  $[0,1]$ . En effet, si  $Z$  a une distribution normale, alors la CDF de  $U = \Phi(Z)$  est

$$\Pr\{U \leq u\} = \Pr\{\Phi(Z) \leq u\} = \Pr\{Z \leq \Phi^{-1}(u)\} = u \quad (2.24)$$

et c'est la CDF d'une variable aléatoire uniforme sur l'intervalle  $[0,1]$ .

Pour la génération de nombres aléatoires, l'application de la CDF inverse de n'importe quelle distribution  $f$  à une variable uniforme sur l'intervalle  $[0,1]$  correspond à générer une variable aléatoire dont la distribution est exactement  $f$ .

Cette transformation en deux étapes peut être appliquée à chaque variable d'une double variable normale, pour générer des variables aléatoires corrélées avec des distributions arbitraires. Puisque la transformation est appliquée à chaque composante séparément, les deux variables aléatoires résultantes n'ont pas besoin d'avoir les mêmes distributions. La transformation est définie comme

$$\left\{ \begin{array}{l} Z = [Z_1 \quad Z_2] \sim N\left([0 \quad 0], \begin{bmatrix} 1 & \rho \\ \rho & 1 \end{bmatrix}\right) \\ U = [\Phi(Z_1) \quad \Phi(Z_2)] \\ X = [G_1(U_1) \quad G_2(U_2)] \end{array} \right. \quad (2.25)$$

ou  $G_1$  et  $G_2$  sont les CDF inverses de deux distributions différentes.

## 2.9. Densité de probabilité des variables aléatoires

### 2.9.1. Introduction

Assigner une distribution de probabilité d'une variable aléatoire  $X$  dépend de la nature de la connaissance disponible à propos de cette variable. Considérons les deux cas de figures suivants:

- un ensemble d'observations directes sur  $X$ ; et
- Un ensemble de valeurs prévues.

L'outil principal pour le premier est le maximum de vraisemblance (MLE) et pour le second le principe du maximum d'entropie (PME).

## 2.9.2. Principe du maximum d'entropie

### 2.9.2.1. Introduction

Le choix d'une distribution de probabilité adéquate est d'une importance fondamentale dans divers domaines d'application. En principe, quand les grandeurs à examiner ne peuvent pas être décrites par une approche déterministe, il peut être possible de leur assigner des distributions de probabilité déduite de l'expérience ou par considérations théoriques. Le problème principal, cependant, est d'établir des règles objectives régissant le choix d'une distribution appropriée. L'estimation de fonctions de densité de probabilité à partir d'un ensemble de réalisations intervient dans une variété de disciplines. Cette estimation requiert, en général, un grand nombre d'échantillons, nombre qui varie de façon exponentielle par rapport à la dimension du vecteur de représentation. Notre but étant d'approcher la densité réelle par une densité qui reproduit l'ensemble des résultats fournis par les échantillons, une solution possible est fournie par le principe du maximum d'entropie (PME). Ce principe guide le choix pour le développement de distributions de probabilité capables de décrire les systèmes pour lesquels l'information suffisante est disponible. Jaynes (1957a) a démontré que la plupart des problèmes de la mécanique statistique peuvent être convenablement approchés par la méthode du PME.

La notion d'entropie, vue comme une mesure de la quantité d'information dans les réalisations d'une variable aléatoire est utilisée de multiples façons dans différents domaines.

Shannon (1948) a introduit la notion d'entropie associée à un évènement modélisé par une variable aléatoire, comme la moyenne de la quantité d'information apportée par les réalisations de cette variable, donc comme une mesure de l'incertitude. Jaynes (1957a, 1957b) a introduit le principe du maximum d'entropie pour la détermination d'une loi de probabilité à une variable aléatoire lorsque la connaissance sur cette variable est incomplète.

La probabilité d'un évènement  $A \in S$  peut être interprétée comme une mesure de l'incertitude sur l'occurrence d'un évènement à partir d'une expérience réalisée. Considérons ici le problème consistant à affecter une mesure d'incertitude d'occurrence non plus pour un évènement simple, mais pour n'importe quel évènement  $A_i$  d'une partition (ou une partie) de  $S$ . Cette mesure sera notée  $H_E(A)$  et appelée "entropie". Elle est de la forme (Shannon, 1948; Papoulis, 1991; Volpe, 2000)

$$H_E = -K \sum_{i=1}^N P_i \ln(P_i) \quad (2.26)$$

ou  $\ln$  est le logarithme Népérien et  $K$  est une constante positive. Dans ce qui suit, prenons  $K = 1$ .

D'une manière analogue, la définition de l'entropie peut être étendue au cas d'une variable aléatoire continue avec une fonction de densité de probabilité  $f(x)$  par (Shannon, 1948)

$$H_E(x) = - \int_{-\infty}^{+\infty} f(x) \ln[f(x)] dx = -E[\ln\{f(x)\}] \quad (2.27)$$

Intuitivement, l'entropie de Shannon peut être vue comme mesurant la quantité d'incertitude liée à un évènement aléatoire, ou plus précisément à sa distribution. Une autre manière de

faire est de considérer de la quantité d'information portée par l'ensemble  $U$  : l'information fournie par chaque nouvel évènement est fonction de l'incertitude sur cet évènement. C'est une mesure d'incertitude de la distribution de probabilité déterminée uniquement par certaines règles élémentaires de cohérence logique et d'additivité.

Les domaines d'application de l'entropie peuvent être divisés en deux catégories. La première est associée aux problèmes impliquant la détermination des distributions de probabilités inconnues. Dans ce cas, l'information disponible est sous forme de valeurs moyennes et la solution est basée sur le principe de l'entropie maximale. Dans la seconde catégorie (théorie du codage), nous disposons de l'entropie  $H_E$  (entropie source) et nous cherchons à construire diverses variables aléatoires (longueurs de code) de telle sorte à minimiser leurs valeurs moyennes.

Dans la première catégorie,  $H_E$  est une mesure de l'incertitude sur les événements  $A_i$  de la partition  $U$ .

### 2.9.2.2. Méthode du maximum d'entropie

Lorsqu'on doit attribuer une loi de probabilité à une variable  $X$  sur laquelle on a une information partielle, il est préférable de choisir la loi d'entropie maximale parmi toutes les lois compatibles avec cette information. La loi ainsi choisie est la moins compromettante au sens qu'elle ne contient que l'information disponible (elle n'introduit pas d'information supplémentaire). Le raisonnement intuitif conduisant à cette expression est : que plus un événement est rare, plus grand est le gain d'information de sa réalisation. L'utilisation du logarithme rend additif le gain total d'information obtenu par la réalisation de plusieurs événements indépendants (Mohammad-Djafari, 1994).

Le principe qui permet de déterminer la distribution de probabilité à partir de l'entropie a été introduit par Jaynes (1957a, 1957b) et a reçu le nom du principe de l'entropie maximum.

Voyons maintenant la signification du choix d'une distribution de probabilité à entropie maximum contenant une information a priori, ou encore qui soit compatible avec des contraintes connues sur cette distribution. Considérons une variable aléatoire discrète  $X$  qui peut prendre des valeurs  $x = \{x_1, x_2, \dots, x_n\}$  avec une distribution de probabilité  $f(x)$ . Si nous voulons connaître la meilleure estimation  $\hat{\phi}$  d'une fonction  $\phi(x)$  au sens du minimum de l'erreur quadratique moyenne. La solution est immédiate

$$\hat{\phi} = E[\phi] = \int_{-\infty}^{+\infty} \phi(x) f(x) dx \quad (2.28)$$

Si l'on se pose, maintenant, la question d'ajuster une distribution  $f(x)$  pour incorporer une information donnée sur la fonction  $\phi(x)$ , i.e. connaissant une règle d'estimation précise, par exemple la minimisation de l'erreur quadratique moyenne, comment choisir  $f(x)$  pour que l'on ait  $\hat{\phi} = E[\phi]$  ?

La réponse est qu'il existe, en général, beaucoup de distributions qui satisfont cette contrainte. Il s'agit d'un problème inverse mal posé au sens où la solution n'est pas unique. Le principe du maximum d'entropie nous permet alors de choisir une solution. Si on ne connaît pas la fonction de densité de probabilité d'une variable aléatoire  $X$ , définie dans le domaine  $]0, +\infty[$ , dont les  $N$  premiers moments associés à une série de fonctions  $g_i(x)$  ( $i = 1..N$ ), sont connus

$$\left\{ \begin{array}{l} J_0 = \int_{-\infty}^{+\infty} f(x) dx = 1 \\ J_i = E[g_i(x)] = \int_{-\infty}^{+\infty} g_i(x) f(x) dx \end{array} \right. \quad (2.29)$$

Ces équations sont des conditions appliquées à la fonction  $f(x)$  et sont appelées “contraintes”.

Evidemment, il existe une infinité de lois  $f(x)$  qui satisfont ces contraintes, la meilleure étant celle qui maximise l’entropie. Dans chaque problème, ces données  $J_i$  ( $i = 1..N$ ) peuvent avoir des interprétations physiques différentes et la difficulté consiste à incorporer ces données (contraintes) dans la distribution de probabilité. Il s’agit d’ajuster la distribution de probabilité  $f(x)$  aux données. Le principe du maximum d’entropie permet de choisir, parmi les solutions possibles, celle qui a l’entropie maximale, c’est-à-dire la loi qui satisfait toutes les contraintes (toute l’information connue) et qui est la moins compromettante vis-à-vis de toute autre information non connue. Le mot information devant être pris au sens de la définition de l’information moyenne ou de l’entropie de Shannon.

Le principe du maximum d’entropie permet de déterminer la fonction de densité de probabilité  $f(x)$  qui non seulement reproduit les statistiques observées, mais aussi n’introduit aucune autre information dans  $f(x)$  : c’est la distribution la plus neutre qui reproduit les statistiques. Ainsi, pour estimer les densités de probabilité, on cherche à maximiser l’entropie qui représente l’information disponible, i.e. les statistiques des caractéristiques observées, et rien d’autre.

Les lois de probabilité usuelles sont classées par familles dépendant d’un ou de plusieurs paramètres. La loi normale par exemple est paramétrée par sa moyenne et son écart type. La plupart des familles usuelles de lois de probabilités sont celles offrant le maximum d’entropie (au sens de Shannon, donc le moins d’information) sous certaines contraintes: la distribution normale par exemple est celle d’entropie maximale parmi toutes les lois possibles ayant même moyenne et même écart type et la distribution exponentielle est celle d’entropie maximale parmi celles ayant la même moyenne. En quelque sorte, ces lois ne contiennent pas plus d’information que ce qui est obligatoire. Ce sont les seules admissibles objectivement comme distributions de probabilités a priori lorsque les observations ou les contraintes sont imposées et seules connues.

En effet, dans certaines situations simples on peut résoudre le problème d’une façon analytique (Mohammad-Djafari, 1994). Le tableau 2.1 montre quelques exemples de lois, que l’on obtient sous forme analytique.

Pour maximiser l’entropie dans l’équation 2.27, soumise aux contraintes de l’équation 2.29, introduisons les multiplicateurs de Lagrangiens (Jaynes, 1957a; Volpe, 2000), ce qui conduit à l’équation suivante d’Euler-Lagrange

$$\left\{ \frac{\partial}{\partial f} - \frac{d}{dx} \frac{\partial}{\partial \left( \frac{df}{dx} \right)} \right\} \cdot \left[ -f \ln(f) + \lambda_0 f + \sum_{i=1}^N \lambda_i g_i(x) f \right] = 0 \quad (2.30)$$

ou les paramètres  $\lambda$  sont les multiplicateurs Lagrangiens.

Ceci conduit à l'équation de la fonction de densité de probabilité suivante, qui permet de maximiser l'entropie

$$f(x) = \exp \left[ - \left( \lambda_0 + \sum_{i=1}^N \lambda_i g_i(x) \right) \right] \quad (2.31)$$

La structure de cette fonction est très générale, et peut se simplifier en considérant les moments appropriés. Ces derniers correspondent au fait aux fonctions  $g_i(x)$  puissance de  $x$ , donc les moments d'ordre  $i$  centrés sur 0

$$g_i(x) = x^i \quad (2.32)$$

Dans ce cas, les contraintes décrites dans l'équation 2.27, qui dans ce cas particulier sont supposés être égaux aux moments théoriques (Volpe, 2000), peuvent être présentées sous la forme suivante

$$\begin{cases} m_0 = \int_{-\infty}^{+\infty} f(x) dx = 1 \\ m_i = E[x^i] = \int_{-\infty}^{+\infty} x^i f(x) dx \end{cases} \quad (2.33)$$

La fonction  $f(x)$  peut ainsi être donnée par l'expression

$$f(x) = e^{-\Phi(x)} \quad (2.34)$$

ou  $\Phi(x)$  est un polynôme de degré  $N$  à coefficients réels  $\lambda_i$ , donné par l'expression suivante

$$\Phi(x) = \lambda_0 + \lambda_1 x + \lambda_2 x^2 + \dots + \lambda_N x^N = \lambda_0 + \sum_{i=1}^N \lambda_i x^i \quad (2.35)$$

### 2.9.2.3. Propriétés de la densité de probabilité déduite de la PME

Pour éviter d'avoir des valeurs négatives de la fonction  $f(x)$ , l'ordre le plus élevé du polynôme  $\Phi(x)$  doit être pair (i.e.  $N = 2M$ ) et le coefficient correspondant doit être positif (i.e.  $\lambda_N > 0$ ). Ceci implique que les valeurs des moments ( $m_1, m_2, \dots, m_N$ ) sont physiquement réalistes. Volpe (2000) et Volpe et Baganoff (2003) ont établi qu'il existe une relation linéaire entre les paramètres de la fonction  $f(x)$  de l'entropie maximum et ses moments. Il a été observé que si le nombre de paramètre  $\lambda_i$  (i.e.  $N$ ) est fini, alors la solution générée par le équations correspondantes à  $j = 0, 1, 2, \dots, N-1$  donne des paramètres acceptables, ce qui nécessite des informations sur les  $2N-2$  premiers moments. Cependant Gupta (2005) observe, que pour des variables strictement positives, une fonction de densité de probabilité plus acceptable est obtenue pour  $j = 1, 2, 3, \dots, N$ , donc nécessitant la connaissance des  $2N-1$  premiers moments. Le système issu de cette dernière conclusion est les suivant

$$\begin{bmatrix} m_1 & 2m_2 & 3m_3 & \dots & Nm_N \\ m_2 & 2m_3 & 3m_4 & \dots & Nm_{N-1} \\ \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ \cdot & \cdot & \cdot & \dots & \cdot \\ m_N & 2m_{N+1} & 3m_{N+2} & \dots & Nm_{2N-1} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \lambda_1 \\ \lambda_2 \\ \cdot \\ \cdot \\ \lambda_N \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 2m_1 \\ \cdot \\ \cdot \\ Nm_{N-1} \end{Bmatrix} \quad (2.36)$$

Et le coefficient  $\lambda_0$  vérifie l'expression suivante



$$e^{\lambda_0} = \int_{-\infty}^{+\infty} \exp\left(-\sum_{i=1}^N \lambda_i x^i\right) dx \quad (2.37)$$

## 2.10. Conclusion

L'incertitude est omniprésente dans la pratique de l'ingénieur géotechnique. En effet, les profils de sols dans la réalité sont très différents et plus complexes que ceux des modèles utilisés dans le calcul.

Les méthodes probabilistes, associées aux méthodes d'analyse conventionnelles fournissent les grandeurs moyennes pour la quantification de l'incertitude du comportement stochastique du sol. Le domaine d'utilisation de ces méthodes est vaste.

La caractérisation probabiliste du site implique :

- la quantification de la variabilité et de l'hétérogénéité des propriétés géologiques et mécaniques du site ;
- la détermination de la méthodologie d'identification des paramètres du risque contenus dans le projet et les conséquences que peut avoir la "rupture" ;
- l'évaluation des actions alternatives à entreprendre pour contrôler et réduire le risque.

## **Chapitre 3**

# **Investigation statistique de la consolidation primaire unidimensionnelle**

## **Chapitre 3 : Investigation statistique de la consolidation primaire unidimensionnelle**

### **3.1. Introduction**

Lorsque des charges verticales sont appliquées sur une couche de sol, elles causent des déformations du sol dépendant du temps. Puisque l'air et l'eau contenus dans le sol sont incompressibles, les charges verticales induisent une réduction du volume des vides et un réarrangement des grains solides. Ces déformations dépendent essentiellement du type de sol, des conditions de drainage et de l'intensité des charges appliquées. Un tel processus est appelé consolidation et son résultat est le tassement du sol. La géotechnique consiste en l'application de la mécanique et de l'hydraulique aux problèmes relatifs au sol en tant que matériau, qui doit être analysé à partir d'un nombre limité d'observations et peu de données disponibles. A cause du coût prohibitif de l'échantillonnage et de la mesure des erreurs, une représentation déterministe de la variabilité spatiale des propriétés du sol n'est pas faisable. Par conséquent, les analyses fiables de la consolidation et du tassement final d'une couche de sol ne peuvent pas être obtenus à partir d'une approche déterministe. Cependant, les techniques probabilistes permettent de modéliser les incertitudes et d'analyser l'effet de leur dispersion.

Le présent chapitre concerne l'étude probabiliste de la consolidation unidimensionnelle des sols multicouches ayant des caractéristiques aléatoires. C'est une application de théorie probabiliste présentée dans le chapitre 2 aux sols multicouches. La Thin Layer Method est adaptée à l'analyse de la consolidation unidimensionnelle. Cette méthode est adoptée pour la résolution des problèmes de consolidation primaire unidimensionnelle. Cette méthode convient pour les profils de sol modélisés comme un ensemble de couches superposées étendues horizontalement vers l'infini, et a été introduite par Kausel et Roësset (1981) et Kausel et Peek (1982) pour l'analyse de la réponse d'un système multicouche de profondeur finie à une charge concentrée à l'intérieur (ou au-dessus) du milieu. La TLM est combinée à une formulation stochastique intégrant des simulations de Monte Carlo pour l'étude de la consolidation primaire unidimensionnelle d'un profil de sol aléatoire. Le profil de sol est modélisé comme une superposition de couches s'étendant horizontalement vers l'infini, et ayant des propriétés aléatoires. La variabilité spatiale des propriétés du sol est considérée uniquement dans la direction verticale.

Dans cette étude, les statistiques correspondant au tassement final et le temps correspondant sont étudiés en réalisant une étude paramétrique qui intègre l'influence des coefficients de variation du module élastique de la perméabilité du sol, et de la longueur de corrélation verticale. Les propriétés du sol qui nous intéressent sont le module élastique (module de Young) et la perméabilité du sol, modélisés ici comme des champs aléatoires spatiaux indépendants, en considérant une corrélation Gaussienne spatiale pour les deux champs. Ces champs aléatoires sont obtenus en adoptant une distribution Log-normale, adaptée pour les variables aléatoires strictement positives et permettant d'analyser de grandes variabilités du milieu.

### **3.2. Investigation de la consolidation via la TLM**

#### **3.2.1 Théorie de la consolidation**

Lorsqu'un sol non saturé est soumis à des charges extérieures, son volume diminue. Comme les grains solides et l'eau dans les vides sont considérés incompressibles, la variation de volume ne peut avoir lieu que si l'eau est poussée vers l'extérieur des vides, ce qui réduit

leur dimension et les grains solides deviennent plus proches les uns des autres. Ce processus est connu sous le nom de consolidation. Ainsi, la consolidation primaire unidimensionnelle ou les propriétés mécaniques varient avec la coordonnée verticale, est gouvernée par l'équation suivante (Biot, 1941; Kézdi, 1974; Zhuang et al., 2005)

$$\frac{1}{\gamma_w} \frac{\partial}{\partial z} \left( k_v \frac{\partial u_e}{\partial z} \right) = \frac{1}{1 + e_0} \left( \frac{\partial u_e}{\partial t} - \frac{\partial \Delta \sigma}{\partial t} \right) \quad (3.1)$$

Les conditions aux limites sont introduites par les équations suivantes

$$\begin{cases} u_e(z=0) = 0 & \text{et} & \frac{\partial u_e}{\partial z}(z=H) = 0 & \text{Simple drainage} \\ u_e(z=0) = 0 & \text{et} & u_e(z=H) = 0 & \text{Double drainage} \end{cases} \quad (3.2)$$

où  $u_e$  et  $\Delta \sigma$  sont respectivement la surpression interstitielle et la contrainte appliquée.  $k_v$  est le coefficient de perméabilité dans la direction verticale,  $\gamma_w$  le poids volumique de l'eau,  $e_0$  l'indice des vides et  $H$  est la hauteur totale du profil de sol.

Le profil de sol est constitué d'un certain nombre de couches. Chaque couche est subdivisée en sous-couches de telle sorte que l'on puisse supposer que les propriétés mécaniques sont invariantes et que la pression interstitielle est linéaire en fonction de la coordonnée verticale. En considérant l'équation 3.1 pour le cas de la sous-couche  $i$ , celle-ci devient (Badaoui et al., 2007)

$$(C_v)_i \frac{\partial^2 u_e}{\partial z^2} = \frac{\partial u_e}{\partial t} - \frac{\partial \Delta \sigma}{\partial t} \quad (3.3)$$

Les conditions de continuité à l'interface entre les deux sous-couches  $i$  et  $i+1$ , à la position  $z = H_i$ , sont données par les équations

$$\begin{cases} (u_e)_i = (u_e)_{i+1} \\ \left( k_v \frac{\partial u_e}{\partial z} \right)_i = \left( k_v \frac{\partial u_e}{\partial z} \right)_{i+1} \end{cases} \quad (3.4)$$

où  $(C_v)_i$  est le coefficient de perméabilité "modifié" dans la direction verticale de la sous-couche  $i$ , donné par l'équation suivante

$$C_v = \frac{k_v}{\gamma_w \left[ \frac{(1+\nu) \cdot (1-2\nu)}{E(1-\nu)} \right]} \quad (3.5)$$

$E$  est le module élastique,  $\nu$  le coefficient de Poisson et  $H_i$  désigne la position de l'interface  $i$ . Pour le cas d'un profil de sol multicouche, la solution de l'équation 3.3 induit un nombre significatif d'inconnues, la résolution devenant ainsi longue et difficile. Dans le cas d'un sol horizontalement stratifié, avec une variabilité des propriétés du sol uniquement dans la direction verticale, correspondant précisément à une superposition de plusieurs couches de sol horizontales et homogènes, la TLM constitue une alternative intéressante. Ainsi, avec cette méthode, la résolution concerne des équations algébriques et non plus des équations aux dérivées partielles, réduisant ainsi significativement la difficulté du problème.

### 3.2.2 Adaptation de la TLM à l'analyse de la consolidation

Dans cette section, nous nous intéressons à la consolidation primaire unidimensionnelle d'un profil de sol hétérogène, modélisé comme un ensemble de couches superposées s'étendant horizontalement vers l'infini (Figure 3.1). Nous supposons que la distribution initiale de la surpression interstitielle, qui représente la pression hydrostatique du fluide dans les pores, est uniforme suivant la profondeur.

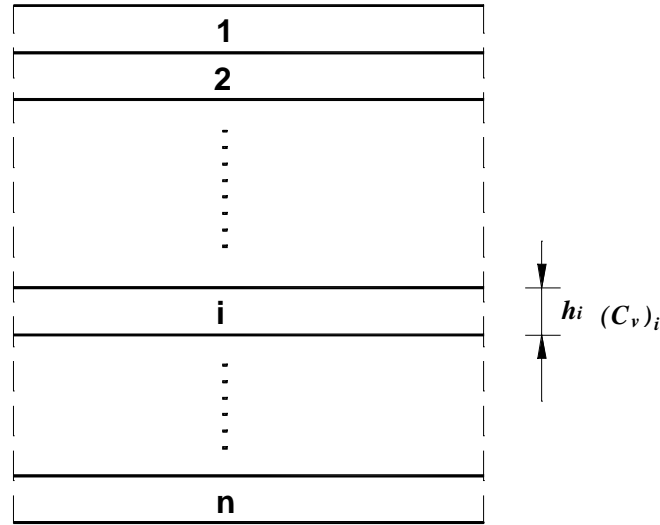


Figure 3.1: Profil de sol multicouche.

En utilisant la TLM, chaque couche est subdivisée en plusieurs sous-couches (Figure 3.2), de sorte que, dans chaque sous-couche, nous puissions supposer que la pression interstitielle  $u_e$  varie linéairement en fonction de la coordonnée verticale  $z$ , correspondant à la profondeur, comme suit

$$u_e = N \cdot U_E \quad (3.6)$$

où:

$$\left\{ \begin{array}{l} U_E = \begin{Bmatrix} U_E^1 \\ U_E^2 \end{Bmatrix} \\ N = [\xi \quad (1-\xi)] \end{array} \right. \quad (3.7)$$

$N$  est un vecteur ligne de la fonction de forme, dans lequel  $\xi = z/h_i$ , avec  $0 \leq \xi \leq 1$ ,  $U_E$  est le vecteur des pressions interstitielles au niveau des interfaces de chaque sous-couche, et  $h_i$  désigne la hauteur de la sous-couche  $i$ .

Pour obtenir les équations gouvernant le modèle discret, nous combinons les équations 3.4, 3.6 et 3.7 avec l'équation 3.3 et nous appliquons le principe des travaux virtuels (Kausel, 1994), conduisant au résultat suivant

$$B_z U_E - A \frac{\partial U_E}{\partial t} = M \frac{\partial \Delta \sigma}{\partial t} \quad (3.8)$$

où  $\frac{\partial U_E}{\partial t}$  et  $\frac{\partial \Delta \sigma}{\partial t}$  sont respectivement les vitesses moyennes de la surpression interstitielle et de la charge extérieure, et les matrices  $B_z$ ,  $A$  et  $M$  sont données par les expressions suivantes

$$B_z = \frac{(C_v)_i}{h_i} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad A = \frac{h_i}{6} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix} \quad M = \frac{h_i}{2} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (3.9)$$

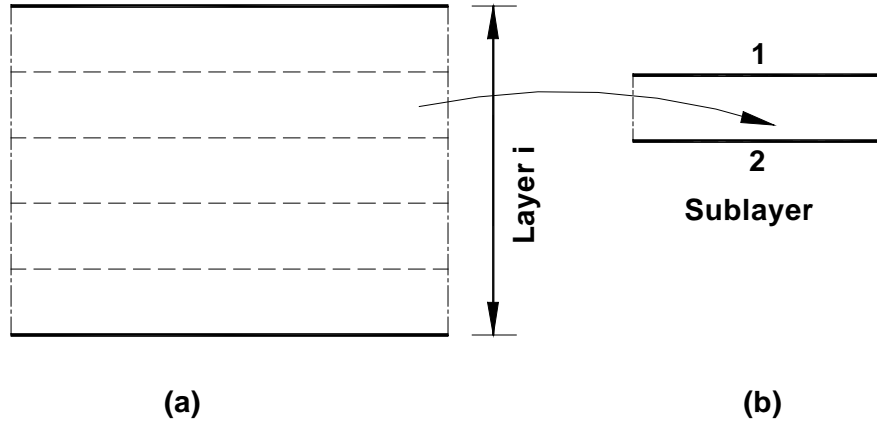


Figure 3.2: Définition des couches et sous-couches de Sol. (a) Couche. (b) Sous-couche.

Le système d'équations 3.8 est déterminé pour une sous-couche. Le système correspondant au profil de sol multicouche est obtenu en assemblant les matrices élémentaires de chaque sous-couche. Le système global obtenu exhibe la même forme que le système élémentaire. Ainsi, nous pouvons garder les mêmes notations que celles de l'équation 3.8. Pour ce qui suit, toutes les notations correspondent au système global (Kausel, 1994). L'ensemble des équations différentielles 3.8 est transformé en un ensemble d'équations algébriques dans le domaine des fréquences en réalisant une transformée de Fourier par rapport au temps. Ce qui conduit au système d'équations suivant

$$(B_z + i\omega A)\bar{U}_E = -qM \quad (3.10)$$

Dans laquelle  $\bar{U}_E$  est la transformée de Fourier de  $U_E$ .  $\omega$  désigne la pulsation,  $i^2 = -1$  et  $q$  est l'amplitude de la charge externe. La solution de l'équation 3.10 requiert la résolution du problème aux valeurs propres suivant (Badaoui et al., 2007)

$$(B_z + i\omega_R A)\phi = 0 \quad (3.11)$$

$\omega_R$  est la valeur propre complexe, et  $\phi$  représente le vecteur propre correspondant, qui satisfait les conditions de normalisation données par

$$\begin{cases} \Phi^T A \Phi = I \\ \Phi^T B_z \Phi = -i\Omega_R \end{cases} \quad (3.12)$$

où  $\Omega_R$  est une matrice diagonale dont les éléments sont les valeurs propres, et  $\Phi$  est la matrice des vecteurs propres correspondants. La solution du système 3.10 dans le domaine fréquentiel est donnée par (Badaoui et al., 2007)

$$\bar{U}_E = -i q \Phi (\omega I - \Omega_R)^{-1} \Phi^T M \quad (3.13)$$

Et la pression interstitielle dans le domaine temporel est obtenu à partir de la transformée de Fourier inverse de  $\bar{U}_E$  comme suit

$$U_E = \frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \bar{U}_E e^{i\omega t} d\omega \quad (3.14)$$

En utilisant le résultat suivant

$$\frac{1}{2\pi} \int_{-\infty}^{\infty} \frac{e^{i\omega t}}{\omega - \omega_R} d\omega = i e^{i\omega_R t} \quad (3.15)$$

la pression interstitielle est donnée par (Badaoui et al., 2007)

$$U_E = q \Phi \Omega \Phi^T M \quad (3.16)$$

$\Omega$  est la matrice diagonale ont les éléments sont les termes  $e^{i\omega_R t}$ .

### 3.3. Investigation probabiliste de la consolidation

#### 3.3.1 Variabilités spatiales du module élastique et de la perméabilité du sol

Les sols sont des matériaux géologiques formés par des processus de désagrégation et qui sont transportés par des moyens physiques à leur position présente. Ces matériaux sont soumis à plusieurs contraintes physiques et chimiques. En principe, la variation spatiale des propriétés mécaniques du sol peut être caractérisée en détail, mais seulement si un grand nombre de données est disponible. Dans la pratique, le nombre d'essais indispensables excède de beaucoup ce qui serait nécessaire. De ce fait, apparaît le besoin de simulations numériques pour obtenir des données nécessaires à l'étude. Ainsi, la variabilité spatiale des propriétés de sol est décomposée en un terme déterministe, et une composante aléatoire décrivant la variabilité autour de ce terme (Vanmarcke, 1983; Fenton, 1990).

Dans la présente étude, les propriétés du sol choisies sont le module élastique et la perméabilité du sol. Ces paramètres sont modélisés comme des champs aléatoires spatiaux qui sont définis par leurs moments d'ordre 1 et 2, qui sont respectivement la moyenne et la variance, supposés déterminées à partir des échantillons in situ. Le module élastique et la perméabilité du sol sont supposés suivre des distributions Log-normales, parce que cette distribution convient pour des variables aléatoires strictement non négatives. En outre, réaliser des simulations en considérant une distribution normale, peut conduire à des valeurs négatives pour les propriétés de sol considérées pour de grandes valeurs du coefficient de variation. La distribution Log-normale a une relation simple avec la distribution normale, ce qui est important en cas de simulation pour l'analyse de milieux hétérogènes avec de larges variabilités (Nour et al., 2002). Parce qu'en pratique il n'y a pas d'information concernant la dépendance entre ces deux propriétés de sol, l'indépendance statistique entre le module élastique et la perméabilité du sol sera supposée.

Les expressions du module élastique et la perméabilité du sol en fonction de la profondeur  $z$ , sont données par (Badaoui et al., 2007)

$$\begin{cases} E(z) = \exp[\mu_{\ln E} + \sigma_{\ln E} \Delta g_E(z)] \\ k(z) = \exp[\mu_{\ln k} + \sigma_{\ln k} \Delta g_k(z)] \end{cases} \quad (3.17)$$

avec

$$\begin{cases} \mu_{\ln E} = \ln(\mu_E) - \frac{1}{2}\sigma_{\ln E}^2 & \text{et} \quad \sigma_{\ln E}^2 = \ln\left(1 + \frac{\sigma_E^2}{\mu_E^2}\right) \\ \mu_{\ln k} = \ln(\mu_k) - \frac{1}{2}\sigma_{\ln k}^2 & \text{et} \quad \sigma_{\ln k}^2 = \ln\left(1 + \frac{\sigma_k^2}{\mu_k^2}\right) \end{cases} \quad (3.18)$$

ou  $\mu_E$ ,  $\sigma_E^2$ ,  $\mu_k$  et  $\sigma_k^2$  sont respectivement, la moyenne et la variance du module élastique et de la perméabilité du sol. D'ailleurs,

$$\begin{cases} E[\Delta g_E(z)] = 0 \\ E[\Delta g_k(z)] = 0 \end{cases} \quad (3.19)$$

Les champs aléatoires Gaussiens, de moyenne nulle et de variance unité  $\Delta g_E(z)$  et  $\Delta g_k(z)$  sont simulés comme indiqué au paragraphe 2.8.1 du chapitre 2.

### 3.3.2 Implémentation numérique des simulations

La procédure décrite précédemment est mise en œuvre avec une stratégie de simulation au centre de chaque sous-couche, avec un module élastique et une perméabilité supposés constants à l'intérieur de la sous-couche. Les champs aléatoires pour le module élastique  $\Delta g_E(z)$  et la perméabilité du sol  $\Delta g_k(z)$  sont générés en utilisant la méthode de la simulation de Monte Carlo. Cette méthode consiste en :

- la simulation d'un certain nombre de réalisations probabilistes des paramètres cités ;
- le calcul du tassement final et du temps correspondant, via un calcul déterministe pour chaque réalisation ;
- le traitement statistique des résultats obtenus.

Dans cette étude, les fonctions de densité spectrale de puissance du module élastique et de la perméabilité du sol sont égaux i.e.  $S_E = S_k = S$ . La forme Gaussienne exponentiellement décroissante suivante avec une variance unité est adoptée

$$S(\kappa_z) = \frac{\sigma^2 a}{2\sqrt{\pi}} \exp\left(-\left(\frac{\kappa_z a}{2}\right)^2\right) \quad (3.20)$$

Correspondant à une auto-covariance

$$R(\xi_z) = \sigma^2 \exp\left(-\frac{\xi_z^2}{a^2}\right) \quad (3.21)$$

où  $\kappa_z$  et  $\xi_z$  sont respectivement le nombre d'onde et la distance relative entre deux points du champ, dans la direction vertical (i.e. la direction  $z$ ).

Malheureusement, la connaissance sur la variabilité des paramètres  $E$  et  $k$  pour les sols est très faible, et l'établissement d'une expression standard pour la fonction de corrélation pour les propriétés du sol est compliqué, puisqu'un grand nombre d'échantillons n'est disponible que très rarement. Comme établi dans Fenton et Griffiths (1996), et puisque les paramètres  $E$  et  $k$  sont des champs aléatoires spatialement variables, il y aura aussi un degré de corrélation entre leurs valeurs à différents positions. Dans la présente étude, la fonction de corrélation est



supposée être la même pour les deux propriétés de sol. Il est aussi supposé que la moyenne et l'écart type des propriétés de sol sont constants avec la profondeur.

Notons que sur les frontières du profil de sol, avec une discontinuité des conditions aux limites, nécessitant une discrétisation plus raffinée que sur le reste du système, l'utilisation de l'algorithme FFT pour le calcul des fonctions échantillons, produit des valeurs de  $\Delta g_E$  et  $\Delta g_k$ , qui généralement ne coïncident pas avec les coordonnées du centre de la couche désirée. Ainsi, les valeurs désirées sont obtenues en utilisant la technique d'interpolation (Neighbor Spline Interpolation Technique) comme établi dans Nour et al. (2002). L'utilisation de la FFT pour produire les réalisations doit être menée avec attention. L'approche FFT donne certaines valeurs élevées de la corrélation qui ne correspondent pas à la réalité, parce que cet algorithme suppose que le signal est périodique. Nous ferons très attention à ce point dans la simulation utilisée dans cette étude, le nombre d'incrémentés utilisés est déterminé de telle manière que tous les points du champ doivent être représentés par moins d'une longueur d'onde.

### 3.4. Application numérique

#### 3.4.1 Introduction

Dans cette section, nous analysons en utilisant la procédure décrite ci-dessus, la variabilité vis-à-vis du module élastique et de la perméabilité, de la consolidation primaire d'un profil de sol aléatoire. L'aspect unidimensionnel du problème est supposé, impliquant que sa composante verticale est prépondérante. Ainsi, seule est considérée la variabilité spatiale des propriétés mécaniques du sol dans la direction  $z$ . dans le plan  $(x-y)$ , les propriétés du sol sont supposés invariants, interprétés comme une moyenne sur ce plan ou ayant une longueur de corrélation infinie. Ainsi, nous traitons de l'analyse probabiliste de la consolidation unidimensionnelle avec des paramètres stochastiques des données de sol obtenus par des simulations numériques, en utilisant une méthode numérique déterministe permettant d'obtenir le tassement et le temps correspondant pour chaque réalisation (Elkateb et al., 2003).

Dans ce cadre, la TLM est choisie comme outil numérique déterministe pour la détermination des statistiques de la consolidation via des simulations de Monte Carlo, permettant l'analyse de milieux ayant une hétérogénéité même élevée. Cette technique est plus attractive pour les problèmes unidimensionnel que la méthode des éléments finis (MEF), parce que la TLM est semi analytique et ne requiert pas une discrétisation temporelle. Ce qui n'est pas le cas de la MEF, où l'on doit tenir compte des exigences de la stabilité et l'exactitude de l'algorithme d'incrémenté de temps choisi.

Considérons un profil de sol saturé de 8 m de hauteur soumis à une contrainte uniformément répartie  $q = 0,1 \text{ MPa}$  appliquée en surface. Les données suivantes sont utilisées (Nasri et Magnan, 1997):

Moyenne du module élastique du sol:  $E_0 = 20 \text{ MPa}$ ;

Coefficient de Poisson:  $\nu = 0$  ;

Moyenne de la perméabilité du sol:  $k_0 = 10^{-9} \text{ m/s}$ ;

Poids unitaire de l'eau:  $\gamma_w = 0,01 \text{ MN/m}^3$  ;

Distance de corrélation verticale  $a = 0,5 \text{ m}$  .

Ces données correspondent à un coefficient de consolidation  $C_v = 2 \cdot 10^{-6} \text{ m}^2/\text{s}$  .

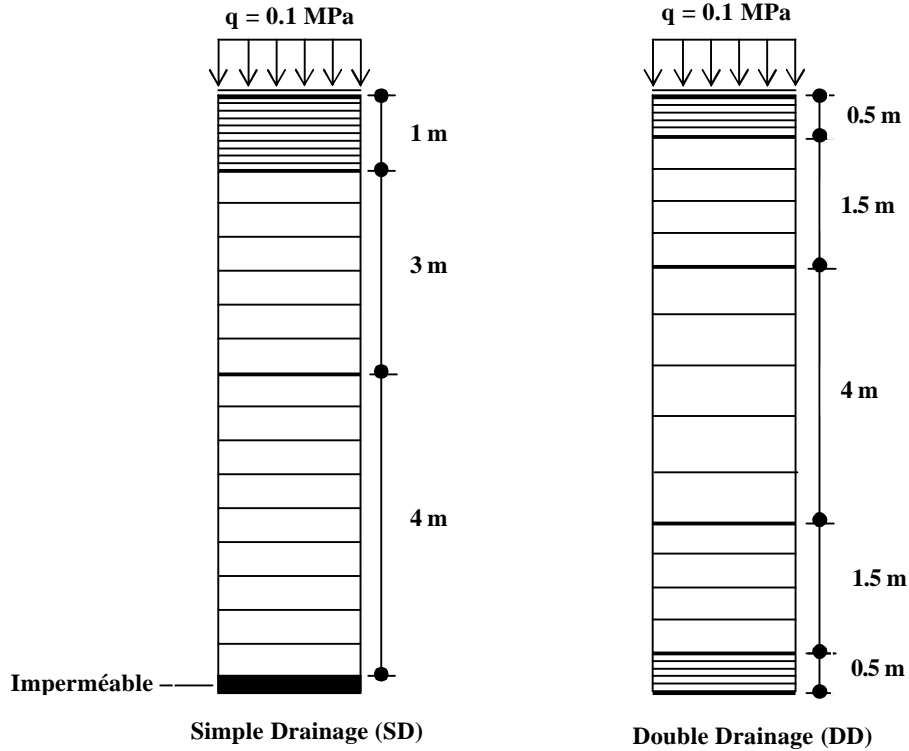


Figure 3.3: Modèle en couche mince.

Le modèle de la TLM utilisé dans l'analyse, les conditions aux limites et la position des charges appliquées sont illustrés dans la Figure 3.3. Pour le problème considéré, deux situations souvent rencontrées en pratiques sont étudiées. Le modèle avec simple drainage (SD) et le modèle avec double drainage (DD). Il est connu que le temps correspondant à 100% du degré de consolidation est égale à l'infini; cependant dans la littérature, il n'y a pas de formulation standard permettant la détermination de ce temps. Dans cette étude, le temps correspondant au tassement final est déterminé dans le processus d'incrémentation du temps,  $t_i = t_{i-1} + \Delta t$ , de telle sorte que  $|u_i - u_{i-1}| < \varepsilon$  avec  $\varepsilon = 10^{-16}$ , dans laquelle  $u_i$  est le tassement à la station du temps  $i$ .

### 3.4.2 Validation de la solution de la TLM avec la théorie Terzaghi

Le but de cette section est de démontrer la validité de la TLM dans la résolution des problèmes de la consolidation primaire unidimensionnelle. Cette technique est bien adaptée aux profils de sol multicouche avec des couches étendues horizontalement sur une longueur plusieurs fois supérieure à l'épaisseur du profil de sol. Les résultats obtenus à partir de la TLM concernant le degré de consolidation, le tassement final et la pression interstitielle sont comparés à la solution analytique donnée par la théorie de Terzaghi (Kézdi, 1974) dans le cas homogène. En utilisant la TLM, nous trouvons que le degré de consolidation moyen est gouverné par l'équation ci-dessous (Badaoui et al., 2007)

$$U = 1 - \frac{M^T \phi \Omega \phi^T M}{H} \quad (3.22)$$

Le tassement à la surface du sol est donné par

$$W = M^T E_L (2q I_1 - U_E) \quad (3.23)$$

Pour lequel  $I_1$  est le vecteur unité de même dimension que  $M$ , et la sous matrice  $E_L$  est donnée par l'équation suivante (Badaoui et al., 2007)

$$E_L = \frac{1}{E_i} \begin{bmatrix} 1 & 0 \\ 0 & 1 \end{bmatrix} \quad (3.24)$$

La figure 3.4 montre, les résultats (valeurs moyennes) d'une couche unique pour le degré de consolidation, le tassement final et la pression interstitielle pour  $T_v = 0,050$ ,  $T_v = 0,195$  et  $T_v = 0,848$ , où  $T_v$  est le facteur de temps, défini par

$$T_v = \frac{C_v t}{H_{dr}^2} \quad (3.25)$$

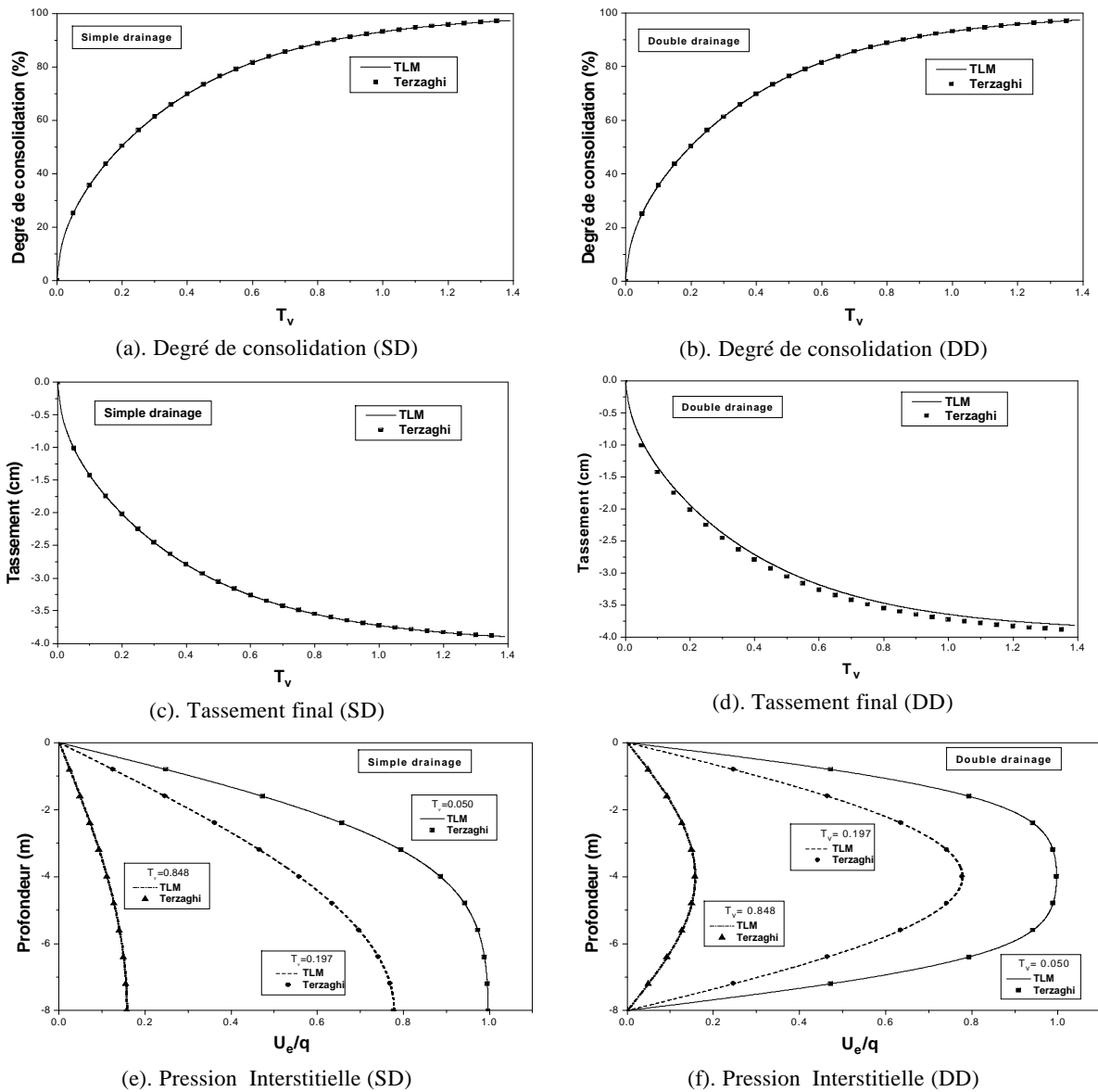


Figure 3.4: Comparaison des solutions TLM et la théorie de Terzaghi.

Dans cette équation  $H_{dr}$  est la hauteur de drainage, donnée par

$$\begin{cases} H_{dr} = H & \text{pour simple drainage} \\ H_{dr} = \frac{H}{2} & \text{pour double drainage} \end{cases} \quad (3.26)$$

Ainsi, les résultats obtenus par la TLM, sont assez proches de ceux obtenus avec les solutions de Terzaghi pour les deux cas, simple et double drainage. Ce qui démontre la validité de la TLM dans la résolution des problèmes de consolidation primaire unidimensionnelle.

Nous remarquons que les tassements finaux des cas SD et DD sont très proches. En effet, la différence entre le tassement final des deux cas dépend seulement des caractéristiques de la couche inférieure, et est égal à (Badaoui et al., 2007)

$$W_{SD} - W_{DD} = \frac{q h_n}{E_n} \quad (3.27)$$

dans laquelle  $h_n$  et  $E_n$  sont hauteur de la couche inférieure et le module élastique correspondant respectivement.

Dans le cas qui nous intéresse, la valeur moyenne de cette différence est de l'ordre de  $0.05\text{ cm}$  qui représente  $1.25\%$  du tassement final.

Soit la variable aléatoire  $k$  de densité de probabilité  $f_K(k)$ . La réponse (tassement maximum et temps correspondant) est aussi une variable aléatoire  $Y$  qui s'exprime en fonction de la variable  $X$  par :  $Y = g(X)$  (pour le tassement final voir l'équation 3.23). La valeur moyenne de la variable  $Y$  est donnée par l'expression :

$$E[y] = \int_{-\infty}^{+\infty} g(x) f(x) dx \quad (3.28)$$

Si la fonction de densité de probabilité est une loi uniforme, cette valeur est constante. Par contre, si c'est une autre loi de probabilité, cette valeur dépendra du coefficient de variation de la variable  $X$ .

### 3.4.3 Résultats et analyse

Dans cette section, les statistiques concernant le tassement final ainsi que le temps correspondant seront analysés en réalisant une étude paramétrique. Bien qu'il soit indiqué dans la littérature que l'intervalle de la variabilité du module élastique ( $CV_E$ ) est entre 0.4 et 0.5, celui-ci peut prendre de plus grandes valeurs (Becker, 1996). La variabilité du module élastique varie de zéro à 2. Pour ce qui est de la perméabilité du sol, il n'y a pratiquement pas d'information sur son domaine de variabilité. Notons que Fenton et Griffiths (1995; 1996) ont considéré  $CV_k$  variant entre 0.1 et 8. Ainsi, le coefficient de variation de la perméabilité du sol varie aussi de zéro à 2 dans notre cas. Il est important de noter que les statistiques de la consolidation sont évaluées à partir de l'étude de 1000 échantillons simulés, donnant 1000 valeurs du tassement final et du temps correspondants.

Dans le but de déterminer les statistiques, comme illustré par la Figure 3.5, des histogrammes correspondants aux cas de simple et double drainage sont tracés.

La forme des histogrammes suggère une distribution Log-normale qui est adoptée dans cette étude. Sur l'histogramme, sont superposées les valeurs déterminées dans la présente étude et

ceux correspondant à la distribution Log-normale. Cependant, les paramètres de la distribution ajustée sont estimés par la méthode des moments à partir de l'ensemble des réalisations.

La Figure 3.5 montre que l'ajustement apparaît raisonnable. Le test d'ajustement khi carré (Ang et Tang, 1975) est utilisé pour évaluer l'adéquation de la distribution Log-normale supposée.

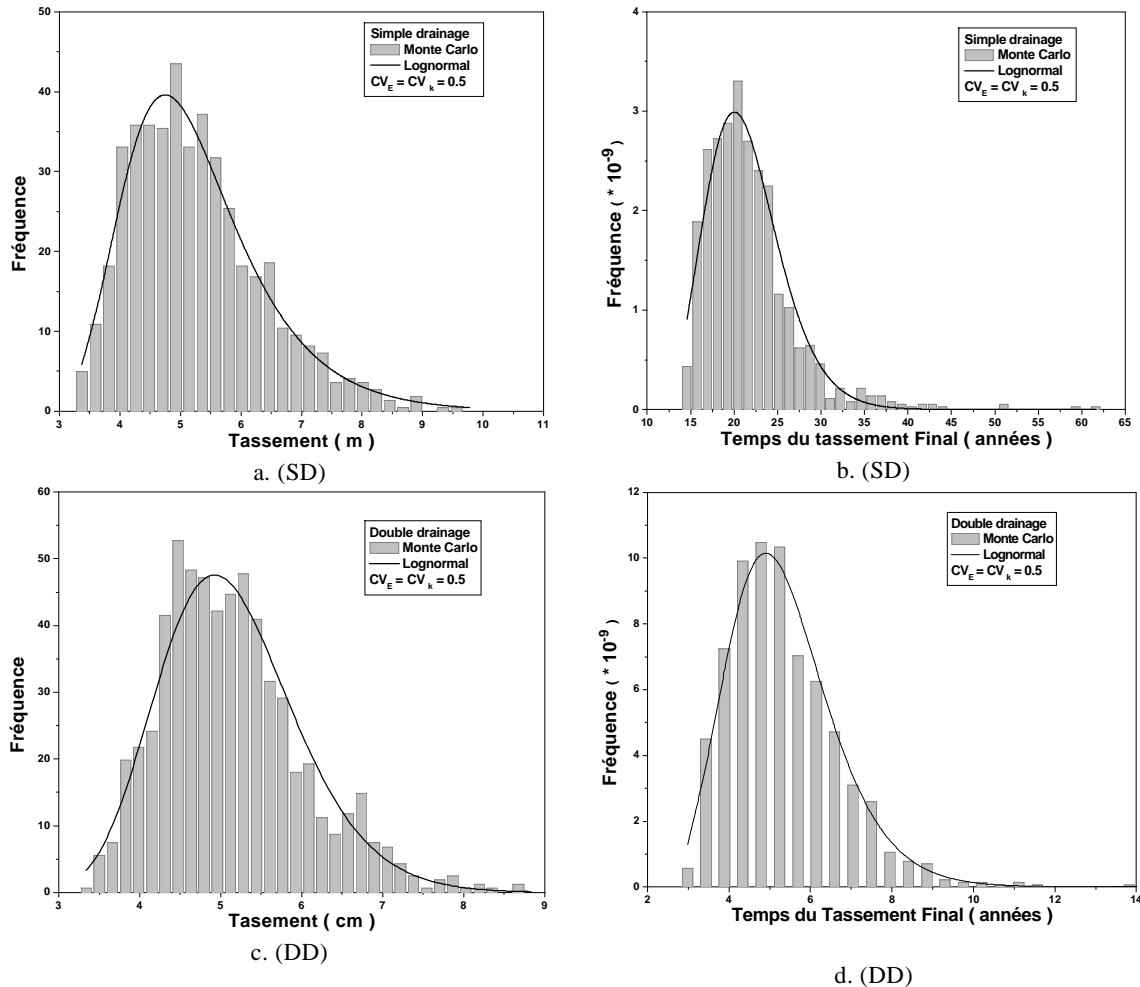


Figure 3.5: Histogramme de fréquence typique et la distribution Log-normale ajustée.

La Figure 3.6 est tracée en se basant sur l'ensemble des simulations données dans cette étude, et illustre la probabilité de rejet de la distribution Log-normale ( $P_r$ ) en fonction du nombre de simulation en (%).

Les Figures 3.6.a et 3.6.b indiquent que l'hypothèse de la distribution Log-normale est raisonnable pour le tassement (SD et DD). En ce qui concerne le temps du tassement final (SD et DD), comme montré par les Figures 3.6.c et 3.6.d, et malgré le fait que le test ne soit pas réussi pour tous les histogrammes, la distribution Log-normale est adoptée puisque celle-ci capture les tendances majeures dans l'histogramme.

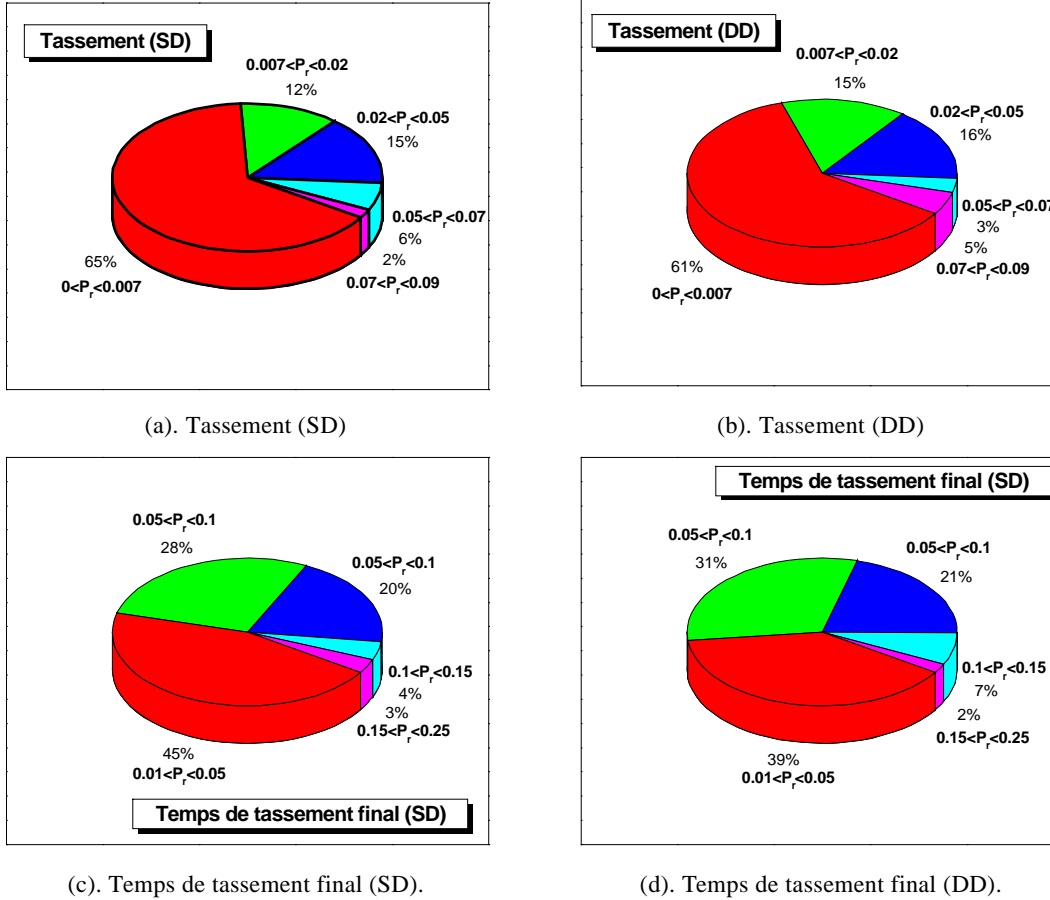


Figure 3.6: Diagramme de la probabilité de rejet de la distribution Log-normale.

### 3.4.3.1 Influence du coefficient de variation

Dans cette section, l'influence du coefficient de variation du module élastique et de la perméabilité du sol sur les statistiques de la consolidation est étudiée. Dans ce but, les coefficients de variation  $CV_E$  et  $CV_k$  sont variés de zéro à 2.

La Figure 3.7 montre les courbes de réalisations typiques du degré de consolidation, du tassement final et la pression interstitielle.

Ces grandeurs correspondant à  $T_v = 0,03125$  pour le cas de simple drainage et  $T_v = 0,12500$  pour double drainage (les deux cas se référant au même temps  $10^6$  s).

Nous observons que l'hétérogénéité génère un chemin différent du réarrangement des grains solides et de la dissipation de la pression interstitielle en comparaison avec le cas homogène. D'ailleurs, une autre réalisation donnerait des courbes du degré de consolidation, du tassement final et de la surpression interstitielle tout à fait différentes en fonction du degré d'hétérogénéité. En effet, plus le coefficient de variation est grand et plus la dispersion des paramètres simulée est importante.

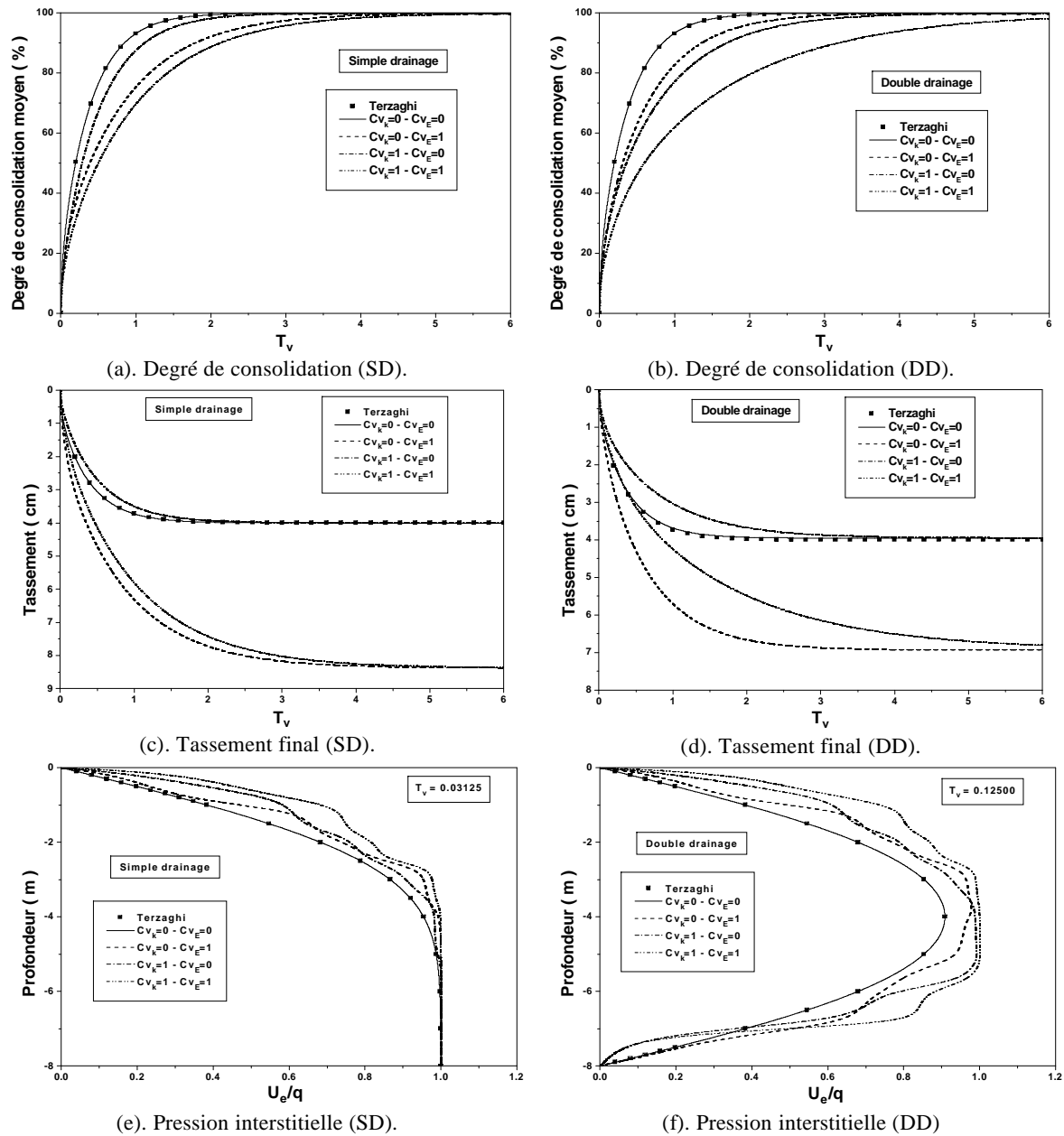


Figure 3.7: Courbes de réalisations typiques.

La Figure 3.8 montre les statistiques du tassement final en fonction des variabilités du module élastique et de la perméabilité du sol, pour les deux cas de drainage. Notons que les statistiques du tassement final sont estimées lorsque la pression interstitielle tend vers zéro. Nous observons que, quelle que soit la variabilité de la perméabilité, à mesure que le coefficient de variation du module élastique  $CV_E$  augmente, le tassement induit augmente aussi. C'est une indication sur le fait que le profil de sol simulé devient plus lâche.

Puisque les statistiques finales du tassement dépendent des propriétés mécaniques à long terme du sol (i.e. du module élastique), celles-ci sont indépendantes du coefficient de variation de la perméabilité  $CV_k$ . En effet, la perméabilité contrôle la vitesse avec laquelle le sol atteint son tassement final et non pas la valeur de ce tassement.

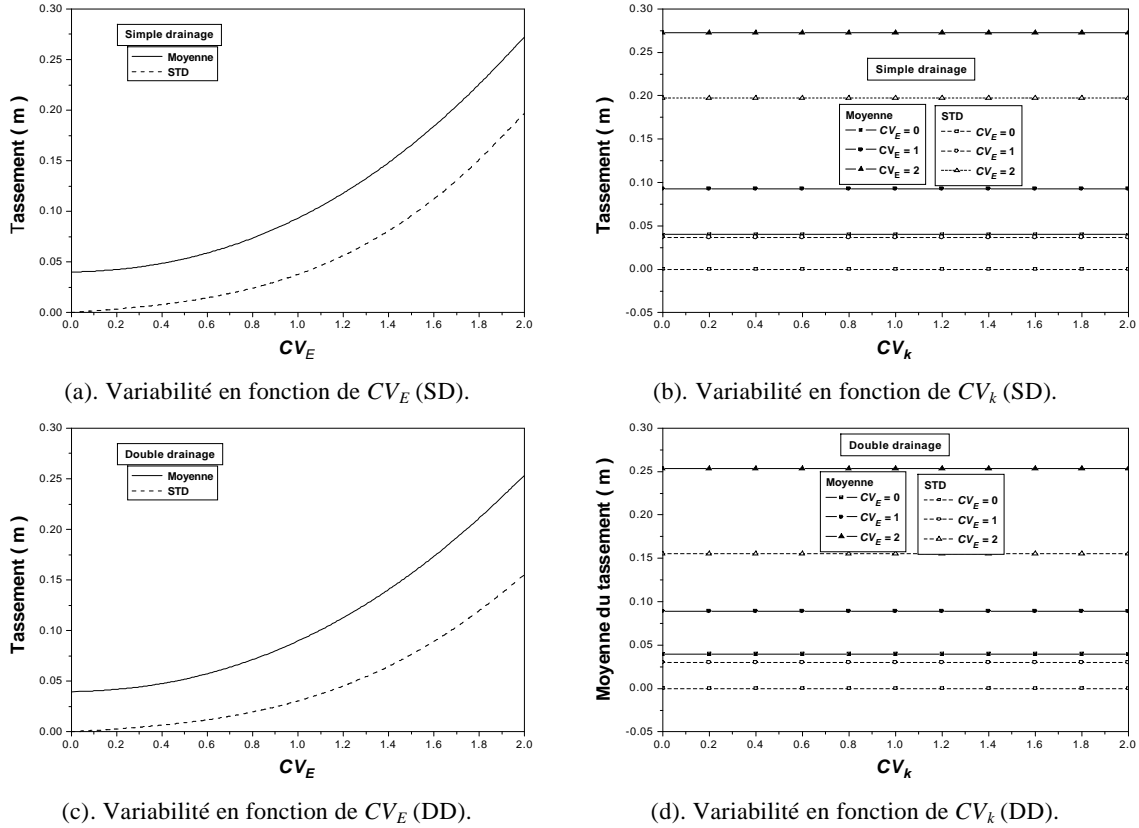


Figure 3.8: variabilité du tassement final en fonction de  $CV_E$  et  $CV_k$ .

Nous remarquons que les statistiques sont légèrement plus grandes pour le cas de simple drainage en comparaison avec le cas de double drainage (figure 3.9). Ce résultat est conforme à l'équation 3.27 (avec  $U_E = 0$ ).

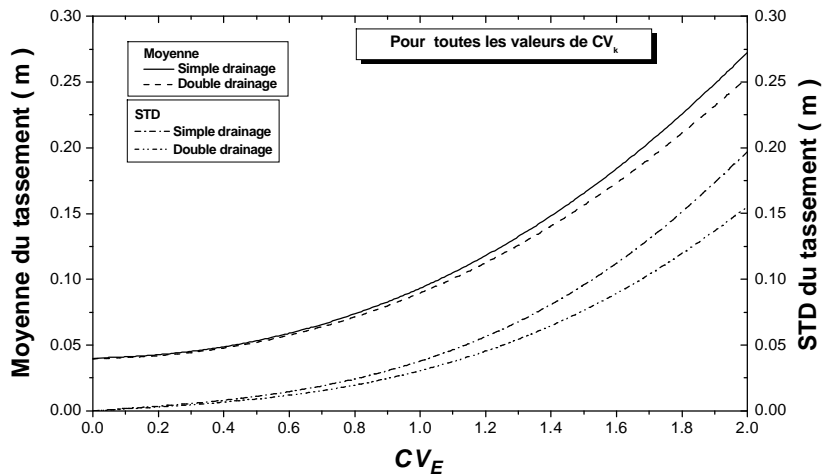


Figure 3.9: Comparaison des variabilités du tassement final.

Les Figures 3.10 et 3.11 montrent les statistiques du temps correspondant au tassement final, interprété comme la période de l'accomplissement de la consolidation primaire, pour les deux cas de drainage.



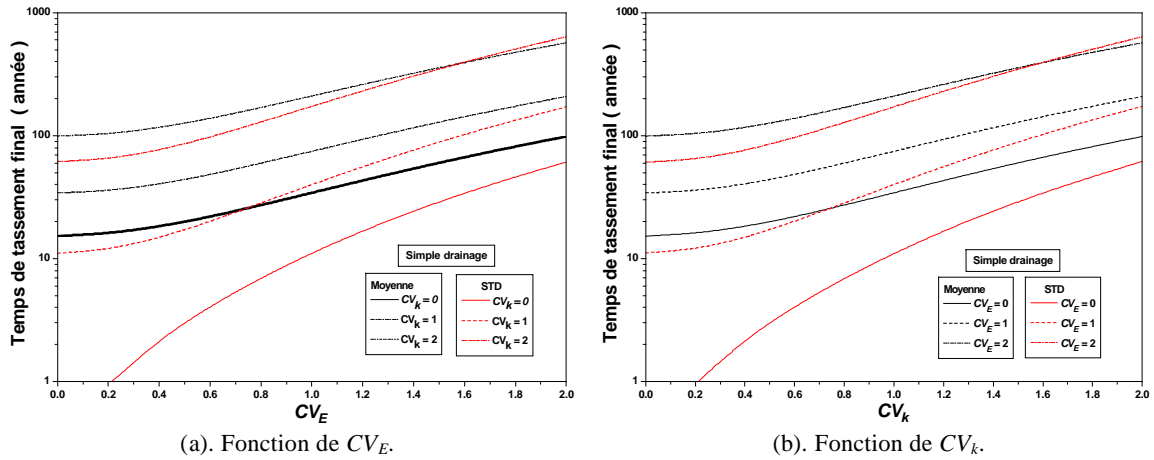


Figure 3.10: Variabilité du temps du tassement final pour le cas de simple drainage.

Nous observons qu'à mesure que les coefficients de variation du module élastique  $CV_E$  et de la perméabilité du sol  $CV_k$  augmentent, le temps du tassement final augmente aussi. Ce qui cause un retard du processus de consolidation. Ceci peut être expliqué également par le fait que dans l'analyse du tassement unidimensionnel, la perméabilité effective est donnée par la moyenne harmonique, qui est toujours régie par les zones de perméabilité les plus basses.

En outre, les résultats obtenus montrent que pour de grandes valeurs de  $CV_E$  et de  $CV_k$ , correspondant à un milieu fortement hétérogène, le processus de consolidation nécessite un temps très long avant son achèvement. Nous constatons aussi que le processus de consolidation est plus rapide pour le cas de double drainage, parce que l'eau est évacuée à partir des deux extrémités supérieure et inférieure ce qui nécessite moins de temps que si l'eau était évacuée par une seule extrémité. En outre, nous observons que les formes des courbes des Figures 3.10 et 3.11 sont semblables, parce que le temps correspondant au tassement final dépend du coefficient de consolidation  $C_v$  qui est en relation bilinéaire avec  $E$  et  $k$  (Equation 3.4).

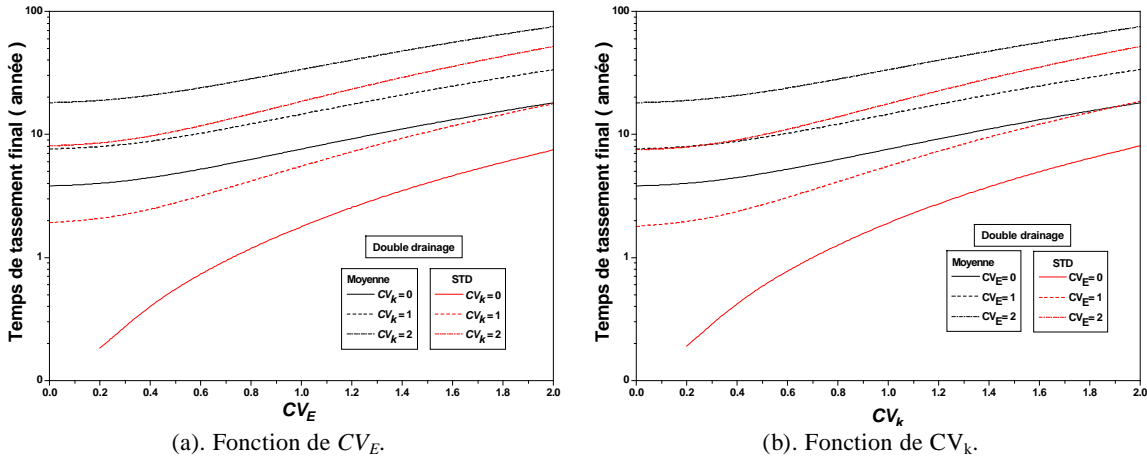


Figure 3.11: Variabilité du temps du tassement final pour le cas de double drainage.

### 3.4.3.2 Influence de la longueur de corrélation verticale

Cette section traite de l'influence de la longueur de corrélation ( $a$ ) sur les statistiques de la consolidation. Lorsque  $a$  est très faible ( $a \rightarrow 0$ ), comme montré par la Figure 3.12, la fonction de densité spectrale de puissance est définie dans une large gamme de nombre

d'onde, le domaine des nombres d'ondes devient très important et approche l'infini, par conséquent la longueur d'onde du champ simulé tend vers zéro suivant la direction verticale, tandis que le module élastique et la perméabilité du sol deviennent des champs de bruit blancs, avec des valeurs de  $E$  et de  $k$  indépendants en deux points distincts quelconques, ce qui est une situation physiquement irréalisable.

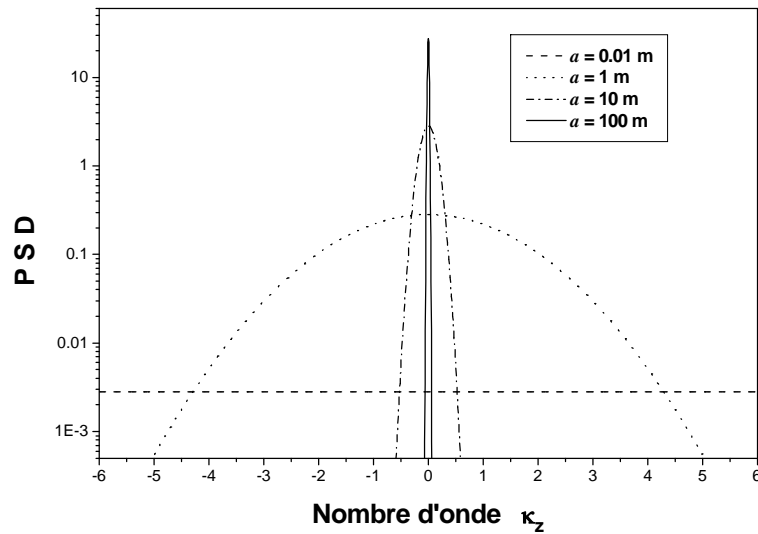


Figure 3.12: Fonction de densité spectrale de puissance en fonction de  $\kappa_z$ .

En fait, les longueurs de corrélation inférieures à la taille des échantillons de laboratoire employés pour estimer le module élastique et la perméabilité du sol ont peu de signification. Ces longueurs sont interprétées soit comme une variabilité qui est plus petite que l'ordre de grandeur, soit comme en relation avec les erreurs de mesure. Dans cette situation, nous sommes en présence de l'annulation de la variance de la consolidation et nous nous attendons à ce que la consolidation soit comparable à celle obtenue dans le cas déterministe, avec un module élastique et une perméabilité égales à  $E_0$  et  $k_0$  partout. Dans le cas où  $a \rightarrow \infty$  (Figure 3.12), la fonction de densité spectrale de puissance est définie dans une gamme de bande de nombre d'onde très étroite (fonction Dirac), le domaine de nombre d'onde devient très petit et approche zéro, par conséquent la longueur d'onde du champ simulé tend à l'infini suivant la direction verticale, et tous les points sur le champ sont complètement corrélés, ce qui correspond à une homogénéisation du milieu simulé. Dans cette situation, le module élastique et la perméabilité du sol tendent respectivement vers  $E_0 / \sqrt{1 + CV_E^2}$  et  $k_0 / \sqrt{1 + CV_k^2}$  partout (Nour et al., 2002) mais chaque réalisation sera différente.

Comme indiqué sur la Figure 3.13, la longueur de corrélation verticale exerce une grande influence sur des statistiques du tassement final, pour les deux cas de drainage. Nous observons pour les longueurs de corrélation relativement petites, des valeurs de tassement final importantes par rapport aux grandes longueurs, tandis que, pour une grande longueur de corrélation, le tassement final moyen est indépendant de la longueur de corrélation verticale, et l'écart type tend vers zéro.

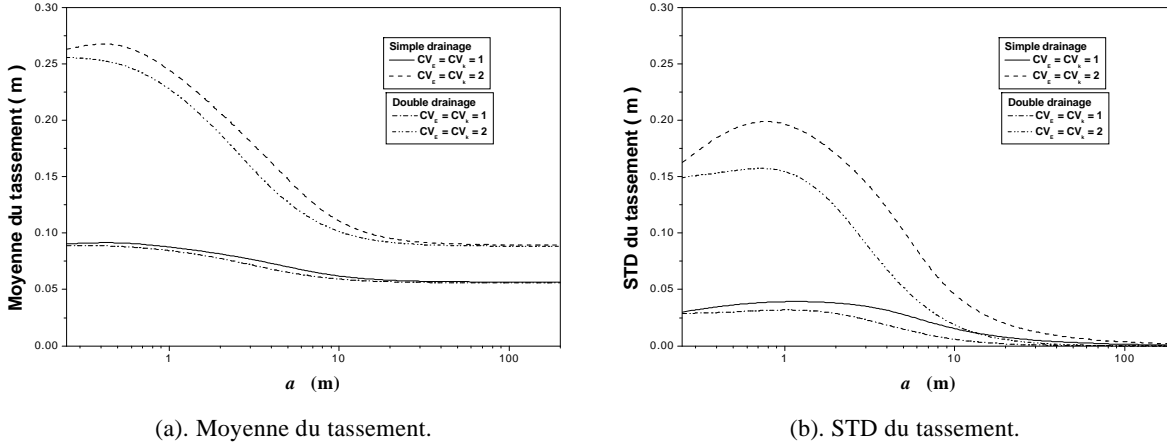


Figure 3.13: tassement final en fonction de la longueur de corrélation verticale.

La Figure 3.14 illustre les statistiques du temps de tassement en fonction de la longueur de corrélation, pour les deux cas de drainage. Les résultats obtenus indiquent que le processus de consolidation est très lent pour des valeurs relativement petites de la longueur de corrélation verticale; alors que pour de grandes longueurs de corrélation, ce processus est plus rapide et sa moyenne devient indépendante de la longueur de corrélation verticale. En outre, l'écart type correspondant diminue de manière significative et tend vers zéro quand  $a \rightarrow \infty$ .

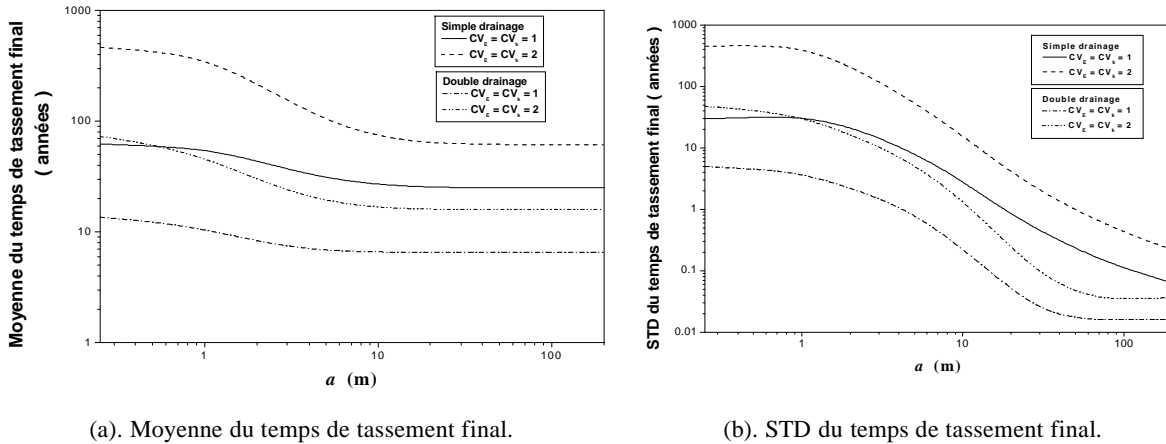


Figure 3.14: variabilité du temps de tassement final en fonction de la longueur de corrélation.

### 3.5. Conclusions

Dans ce chapitre, la consolidation primaire d'un profil de sol hétérogène aléatoire est analysée. Les propriétés de sol considérées sont le module élastique et la perméabilité, modélisés comme des champs aléatoires spatiaux et indépendants. Ces propriétés sont obtenues en adoptant une distribution Log-normale, qui permet analyser leur grande variabilité. Ainsi, les statistiques concernant le tassement final et le temps correspondant sont évaluées en utilisant des simulations de Monte Carlo combinées avec la TLM déterministe. Ainsi, les statistiques de consolidation sont raisonnablement représentées par la technique de simulation proposée. Les résultats obtenus pour deux modèles souvent rencontrés dans la pratique, modèle avec simple drainage et modèle avec double drainage, indiquent que l'hétérogénéité influence de manière significative la consolidation du profil de sol, produisant un chemin de réarrangement des grains solides et de dissipation de la pression interstitielle

tout à fait différent du cas homogène, et entraînant un retard dans le processus de consolidation.

L'étude paramétrique réalisée prouve que pour toutes les valeurs de la variabilité de la perméabilité, le tassement final augmente avec le coefficient de variation du module élastique. Ce qui signifie que le milieu simulé devient plus lâche. Aussi, à mesure que les coefficients de variation du module élastique et de la perméabilité du sol augmentent, le tassement final augmente aussi. En outre, les résultats obtenus prouvent que pour un milieu fortement hétérogène, l'achèvement du processus de consolidation est plus lent.

Les statistiques du tassement final sont légèrement plus grandes pour le cas de simple drainage que pour celui de double drainage.

D'autre part, la longueur de corrélation verticale a une grande influence sur les statistiques du tassement final, pour les deux cas de drainage. Ainsi, pour des longueurs de corrélation relativement faibles, le tassement final prend des valeurs très importantes et pour une grande longueur de corrélation, le tassement final moyen est indépendant de la longueur de corrélation verticale avec un écart type qui tend vers zéro. Les résultats obtenus indiquent aussi que le processus de consolidation est très lent pour les faibles valeurs de la longueur de corrélation verticale, alors que pour des valeurs importantes, ce processus est plus rapide et le temps de tassement final moyen est indépendant de cette longueur. En outre, l'écart type correspondant tend vers zéro.

En dépit du fait que le modèle utilisé dans cette étude soit simple, car le problème de 1D est adopté, mais il fournit un guide pour une modélisation plus réaliste des milieux comme le sol dans les modèles plus sophistiqués. Cette formulation peut servir lors des avant-projets concernant des milieux fortement hétérogènes, car celle-ci est simple tout en tenant compte de l'aspect aléatoire des caractéristiques du sol.

## **Chapitre 4**

### **Comportement sismique d'un profil de sol ayant une hauteur aléatoire**

## Chapitre 4 : Comportement Sismique d'un profil de sol ayant une hauteur aléatoire

### 4.1. Introduction

L'analyse de l'amplification des ondes sismiques, implique la prise en compte de plusieurs incertitudes. En géotechnique, ces incertitudes sont principalement liées aux données du séisme, aux propriétés de sol qui changent d'un point à l'autre dans le dépôt, aux conditions aux limites (base rigide ou demi-espace), ainsi qu'aux caractéristiques géologiques, notamment la hauteur du profil de sol (ou la profondeur du rocher). Dans ce contexte, les approches déterministes semblent être insuffisantes, parce que le sol est hétérogène de nature, même sur de petites portions, et le recours aux techniques probabilistes permet de modéliser les incertitudes et analyser leurs effets. Plusieurs travaux de recherches liés à la dynamique des sols stochastique ont été réalisés (Manolis, 2002). La réponse sismique en champ libre d'un profil de sol est la première étape dans la résolution de tout problème d'interaction sol-structure. Il est bien connu que les conditions géologiques du profil de sol peuvent causer de fortes anomalies locales du mouvement en surface. Généralement, pour les sols multicouches, sans irrégularités latérales, il suffit d'utiliser des modèles unidimensionnels pour prendre en compte les effets de site. Par conséquent, la TLM semble être l'une des méthodes les plus appropriées dans ce cadre.

Ce chapitre traite du comportement sismique d'un profil de sol hétérogène, composé d'un ensemble de couches superposées se prolongeant horizontalement à l'infini, et ayant des propriétés aléatoires. L'objectif étant de montrer que la variabilité de la hauteur du profil de sol, notamment, peut engendrer un comportement différent du cas homogène. Pour mettre en évidence la nécessité de tenir en compte de ce paramètre dans la pratique.

La variabilité spatiale des propriétés du sol est considérée dans la direction verticale seulement. L'analyse sismique stochastique d'un profil de sol est réalisée via des simulations Monte Carlo combinées avec la TLM. Les propriétés du sol considérées comme aléatoires sont :

- la vitesse de propagation de l'onde de cisaillement, modélisée comme un champ aléatoire vectoriel spatial, en choisissant la distribution Log-normale.
- la hauteur du profil de sol correspondant à la profondeur du rocher, modélisée comme un champ aléatoire scalaire avec une distribution Log-normale.

Parce qu'en pratique, les études ont trouvé une corrélation entre ces deux paramètres uniquement pour les grandes périodes et non pas pour les petites (Douglas, 2003), l'indépendance stochastique sera supposée plutôt que de conclure à une quelconque corrélation erronée.

Il est important de noter que la génération de la vitesse de cisaillement et de la hauteur représente la simplification faite dans un but pratique, dans laquelle la valeur de la propriété du sol est décomposée en une tendance déterministe, et une composante aléatoire variant autour de la valeur précédente. Dans une telle décomposition, la tendance représente l'effet du phénomène, qui influence la formation du sol pendant de longues périodes, tandis que la composante aléatoire décrit les fluctuations de courtes durées des états des conditions de formation du sol. Ces paramètres sont intégrés dans une formulation stochastique globale, dans le but d'étudier leurs répercussions sur la réponse sismique probabiliste dans les domaines temporel et fréquentiel. Les statistiques (moyenne et écart type) de l'accélération maximale en surface et de la fonction transfert sont calculées à partir de 500 échantillons

aléatoires, en réalisant une étude paramétrique, qui intègre l'influence du coefficient de variation de la hauteur du profil de sol et de la vitesse de propagation de l'onde de cisaillement. L'effet de la longueur de corrélation sur la réponse du sol multicouche aléatoire est enfin considéré.

## 4.2. Mouvement sismique du sol

Dans cette étude, nous considérons l'accélération du sol appliquée au rocher  $\ddot{u}_e(t)$  issues de trois (03) cas d'excitations sismiques: séisme majeur, fort et modéré, pour pouvoir couvrir tous les cas d'excitations. Ces accélérations sont simulées en utilisant le programme "Strong Ground Motion Synthesis" (SGMS) (Halldorsson et Papageorgiou, 2004) et leurs caractéristiques sont illustrées dans le tableau 4.1.

La Figure 4.1 montre les accélérations sismiques simulées, ainsi que les amplitudes de Fourier correspondantes.

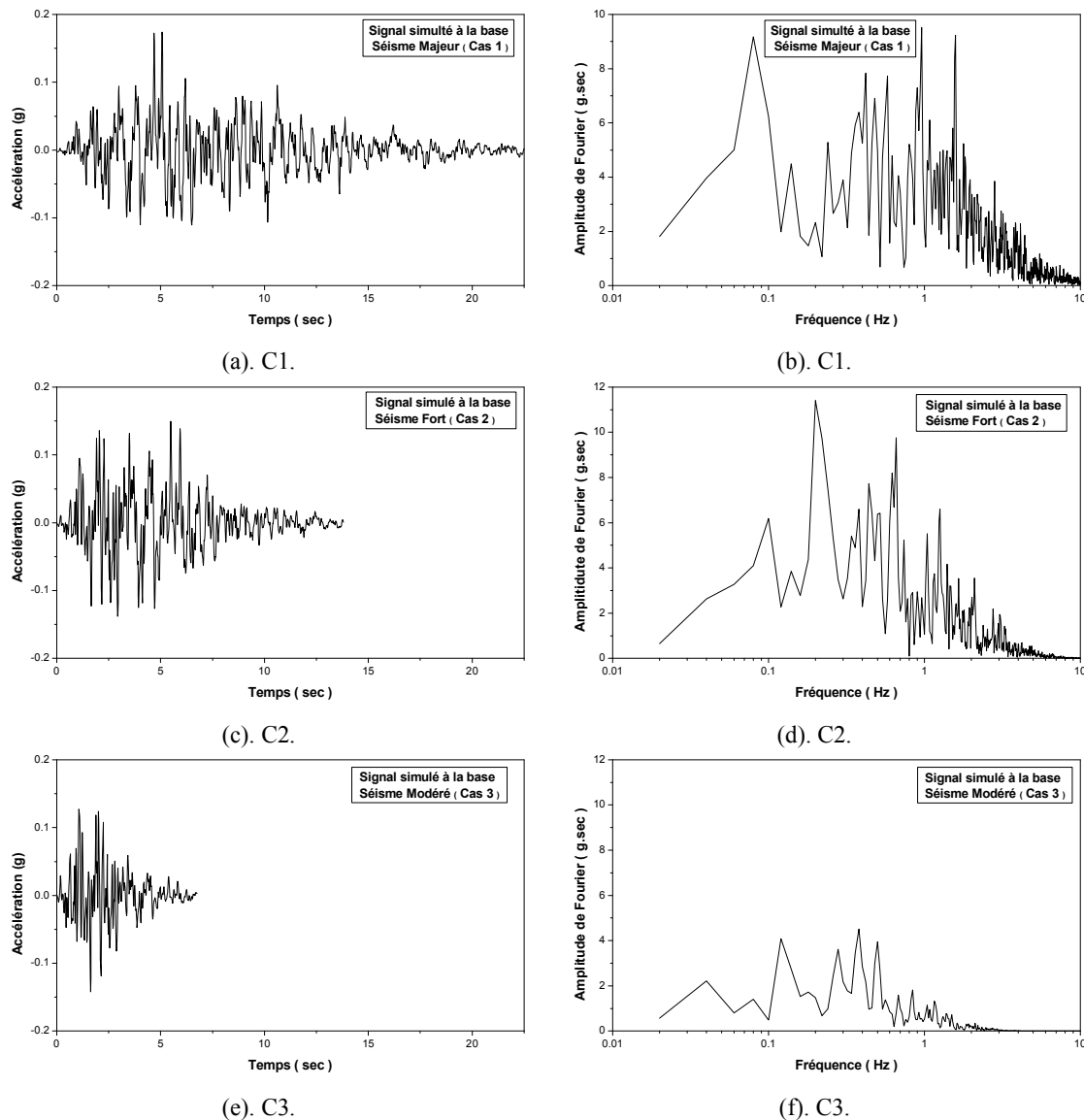


Figure 4.1 : Accélérations simulées au rocher.

Tableau 4.1 : Accélérations simulées.

Cas	Symbole	Magnitude	Distance épacentrale	Classification
Cas 1	C1	M = 7.0	d = 80 km	Séisme majeur
Cas 2	C2	M = 6.5	d = 50 km	Séisme fort
Cas 3	C3	M = 5.5 – 6.0	d = 80 km	Séisme Modéré

### 4.3. Calcul de la réponse sismique stochastique d'un profil de sol hétérogène

En réalité, nous avons à résoudre un problème classique de vibrations aléatoires pour un large nombre d'excitations et différents profils de sols hétérogènes. La TLM est combinée avec une formulation stochastique intégrant des simulations de Monte Carlo pour l'investigation de la propagation d'onde anti-plane (i.e. des ondes SH) d'un profil de sol aléatoire ayant une profondeur incertaine. La vitesse de l'onde de cisaillement et la hauteur du profil de sol sont traités comme des champs aléatoires et générés en utilisant la méthode des simulations Monte Carlo.

La TLM est une méthode était appropriée pour les sols composés de couches s'étendant horizontalement sur de grandes distances sans grandes irrégularités (Kausel et Roësset, 1981; Kausel et Peek, 1982; Kausel, 1994). Chaque couche est subdivisée en sous-couches (Figure 4.2) dans lesquelles le champ de déplacement est supposé linéaire en fonction de la variable verticale.

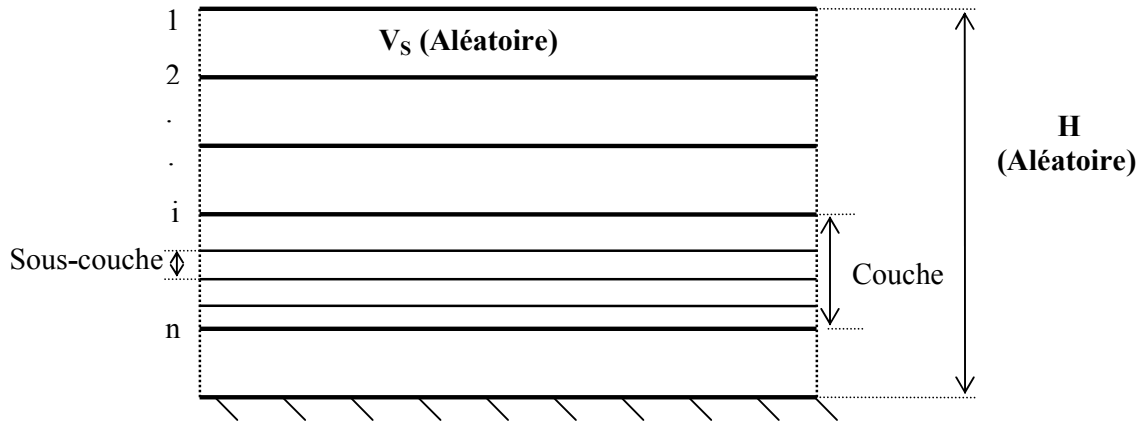


Figure 4.2: Discrétisation du sol multicouche.

L'équation de la propagation d'onde pour des milieux continus peut être exprimée comme (Kausel, 1994)

$$\rho \ddot{u} - L^T D L u = -\rho \ddot{u}_e \quad (4.1)$$

où  $\rho$  est la masse volumique,  $L$  un opérateur différentiel,  $D$  est la matrice constitutive,  $u$  est le déplacement relatif et  $u_e$  le déplacement d'entraînement. Pour les milieux discrets, en considérant le cas anti-plan pour une couche, l'équation 4.1 peut être réécrite comme suit (Kausel, 1994)

$$\left( -A \frac{\partial^2}{\partial x^2} + \bar{G} + M \frac{\partial^2}{\partial t^2} \right) U = -M_1 \ddot{u}_e \quad (4.2)$$



Dans cette expression  $U = \{u_1 \quad u_2\}^T$ , où  $u_1$  et  $u_2$  sont les déplacements correspondants aux extrémités supérieure et inférieure de la couche, respectivement,  $V_s$  représente la vitesse de l'onde de cisaillement et  $h$  la hauteur de la couche. Les matrices  $A$ ,  $\bar{G}$ ,  $M$  et  $M_1$  sont données par les équation A1.1 à A1.4 de l'annexe 1.

En procédant de la même manière que celle exposée au chapitre 3, l'expression du déplacement total est donnée par

$$U = (I - \omega^2 \Phi K_L^{-2} \Phi^T M_1) u_e \quad (4.3)$$

où  $\omega$  est la pulsation. La fonction de transfert est donnée par l'expression

$$H(\omega) = \left| \frac{u_{t \text{ surface}}}{u_{t \text{ base}}} \right| \quad (4.4)$$

ici  $u_{t \text{ surface}}$  est le déplacement de la surface du sol et  $u_{t \text{ base}}$  est le déplacement de la base, qui correspond au déplacement d'entraînement pour le cas de base rigide. Par conséquent, la fonction de transfert pour un profil de sol multicouche reposant sur une base rigide peut être exprimée comme suit:

$$H(\omega) = 1 - \omega^2 \Phi K_L^{-2} \Phi^T M_1 M_2 \quad (4.5)$$

ou  $M_2$  est une matrice de dimension  $1 \times n$  donnée par l'équation

$$M_2 = [1 \quad 0 \quad . \quad . \quad 0] \quad (4.6)$$

$n$  étant le nombre d'interfaces (figure 4.2).

L'accélération à la surface du sol dans le domaine des fréquences pour le cas de base rigide est obtenue à partir de la formule suivante (Badaoui et al., 2004)

$$\ddot{u} = -q \omega^2 H(\omega) \quad (4.7)$$

## 4.4. Application

### 4.4.1. Introduction

Dans cette section notre analyse utilise la procédure décrite ci-dessus pour étudier le comportement sismique d'un profil de sol hétérogène reposant sur une base rigide. L'aspect unidimensionnel du problème étant supposé, ainsi la variabilité spatiale des propriétés mécaniques du sol est considérée uniquement dans la direction verticale.

Les données suivantes sont considérées:

- masse volumique :  $\rho = 2000 \text{ kg} / \text{m}^3$  ;
- vitesse moyenne de l'onde de cisaillement du sol varie de  $\mu_{V_s} = 100$  à  $1000 \text{ m} / \text{s}$ , pour analyser une large gamme de types de sols ;
- amortissement critique:  $\beta_0 = 5\%$  ;
- hauteur moyenne du profil de sol :  $\mu_H = 30 \text{ m}$ .

Nous supposons, d'autre part, que la densité du sol est constante parce que la variation statistique de ce facteur est relativement petite comparée à d'autres propriétés du sol (Wang et

Hao, 2002). L'utilisation d'une valeur moyenne de 30 m pour les simulations de la hauteur du profil de sol résulte du fait que, basé sur des études empiriques, plusieurs auteurs ont recommandé l'utilisation de la vitesse moyenne des ondes sur les 30 premiers mètres en surface pour la classification du site (Kim et al., 2002).

De grandes fluctuations de la vitesse des ondes de cisaillement sont considérées, i.e.,  $CV_C$  varie de 0 à 1, et de petites fluctuations de la hauteur du profil de sol sont prises en compte (Manolis, 2002), i.e.  $CV_H$  est varié de 0 à 0.3. Cette dernière gamme de variation est conforme aux hypothèses faites en exploration géophysique.

Dans cette section, l'influence de la variabilité de la vitesse de l'onde de cisaillement ( $CV_C$ ) et de la hauteur du profil de sol ( $CV_H$ ) sur l'accélération maximale du sol en surface ainsi que sur la fonction de transfert est étudiée. A cet effet, une variété de sols est considérée où la vitesse moyenne des ondes de cisaillement  $V_{S0}$ , est variée de 100 à 1000 m/s.

#### 4.4.2. Ajustement des distributions de probabilité

Puisque l'accélération sismique du sol est non stationnaire, dans l'amplitude et dans le contenu fréquentiel, il est très difficile de développer une formulation exacte pour décrire les réponses statistiques (valeur moyenne et écart type) d'un tel processus stochastique. Car ceci implique de grands efforts numériques sans fournir des informations additionnelles pratiques. Les principales techniques disponibles traitant de la description statistique d'un processus stochastique se rapportent seulement au processus stationnaire. En outre, comme indiqué dans Nour et al. (2003), même l'utilisation des techniques approximatives, utilisant des outils de processus stochastiques stationnaires pour qui considèrent la non stationnarité de manière implicite, ne semble pas appropriée pour déterminer les statistiques de l'accélération maximale en surface pour un milieu fortement hétérogène.

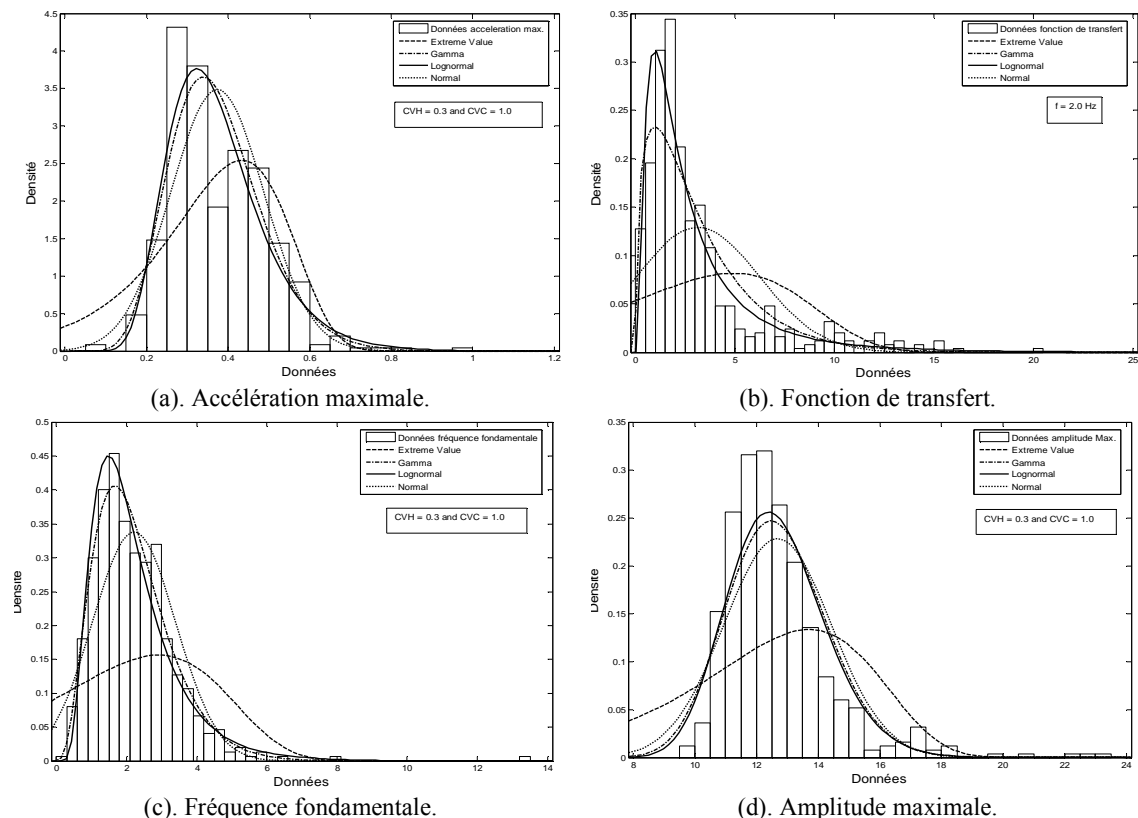


Figure 4.3: Courbes ajustées pour les paramètres étudiés pour  $V_{S0} = 500 \text{ m/s}$ .

La figure 4.3 montre que la distribution Log-normale est la plus appropriée pour l'accélération maximale, la fonction de transfert, la fréquence fondamentale, l'amplitude maximum (amplitude correspondant à la fréquence fondamentale) et les facteurs d'amplification pour les courtes et moyennes périodes. Ainsi, nous adopterons, dans cette étude, une distribution Log-normale pour les paramètres cités ci-dessus.

Dans cette étude, après avoir simulé 500 réalisations probabilistes via les SMC combinées avec la TLM, 500 valeurs de l'accélération maximale  $\ddot{u}_{\max}$  et de la fonction de transfert sont calculées. Ensuite, les histogrammes correspondant sont ajustés vis-à-vis de quatre distributions bien connues: Valeur extrême, Gamma, Log-normale et Normale. Le test Chi-Square détermine si l'échantillon analysé est extrait d'une population qui suit une distribution spécifique (Benjamin et Cornell, 1970) et est employé pour évaluer l'ajustement des distributions précédentes. En dépit du fait que le test Chi-Square échoue. La distribution Log-normale est maintenue, car elle capture les tendances principales dans l'histogramme.

#### 4.4.3 Résultats dans le domaine des temps

Dans le domaine temporel, les figures 4.4 et 4.5 représentent les statistiques de l'accélération maximale en surface en fonction des variabilités de la hauteur du profil de sol et de la vitesse des ondes de cisaillement pour les trois cas d'excitation.

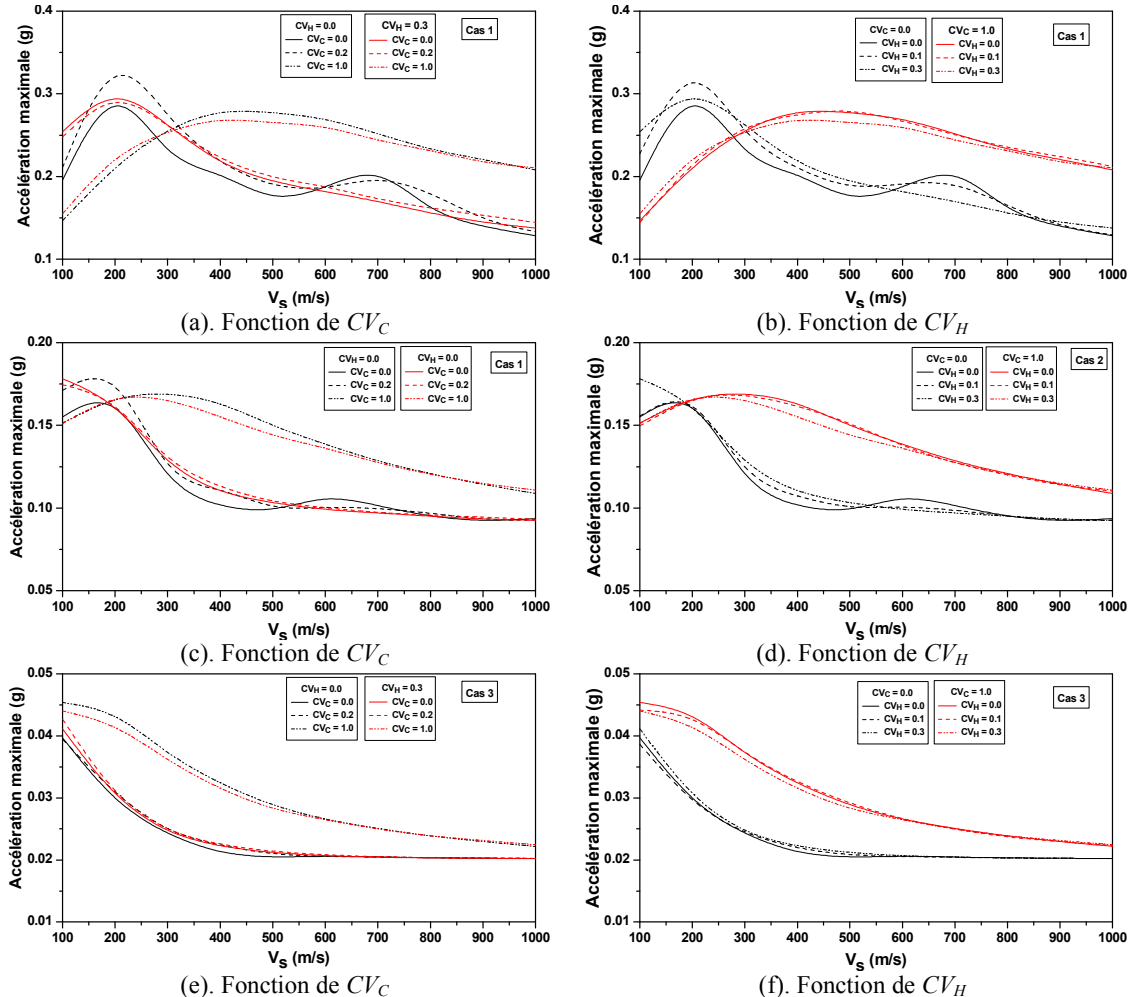


Figure 4.4: Moyenne de l'accélération maximale du sol en fonction de  $CV_H$  et  $CV_C$ .

Les figures 4.4a, 4.4c et 4.4e expriment la variation de ce paramètre pour  $CV_H = 0.0$  et  $CV_H = 0.3$ , en variant  $CV_C$  de 0 à 1. Ces figures montrent une diminution de l'accélération maximale en surface pour les basses vitesses de l'onde de cisaillement pour les cas 1 et 2 (jusqu'à 300 m/s pour le cas 1 et 200m/s pour le cas 2) lorsque le coefficient  $CV_C$  augmente. Alors que pour des vitesses importantes, une augmentation appréciable de l'accélération est notée lorsque  $CV_C$  augmente. Cette augmentation est observée pour toute les vitesses pour le cas 3. Cette situation implique une hétérogénéité importante entre les caractéristiques des différentes couches et donc plus de réflexions et des réfractions dans le sol impliquant des superpositions et une augmentation de l'accélération en surface (Nour et al., 2003; Safak, 2001). Nous remarquons l'invariabilité du cas 3 en fonction de  $CV_H$ . En effet, L'accroissement de ce paramètre implique une diminution de l'amplitude de la fonction de transfert qui est compensée par l'extension du contenu fréquentiel de cette fonction.

Dans les figures 4.4b, 4.4d et 4.4f est exposé la variation de l'accélération maximale en surface pour  $CV_C = 0.0$  et  $CV_C = 1.0$ ,  $CV_H$  variant de 0.0 à 0.3. Notons que la dispersion entre les courbes est moins importante pour une variation de  $CV_H$  que lorsque  $CV_C$  change, indiquant que l'hétérogénéité de la vitesse de l'onde de cisaillement a un impact plus important sur l'accélération maximum du sol.

La figure 4.5 montre que, dans tous les cas, l'écart type diminue avec la vitesse moyenne des ondes de cisaillement. On observe que la variabilité de la hauteur du profil de sol influence l'accélération extrême, même si aucune tendance n'est claire concernant les courbes de valeurs moyennes, mais il est bien évident qu'à mesure que  $CV_H$  augmente, la dispersion devient importante i.e. avec la même dimension que la valeur moyenne, c'est valide pour toutes les valeurs de  $CV_C$ .

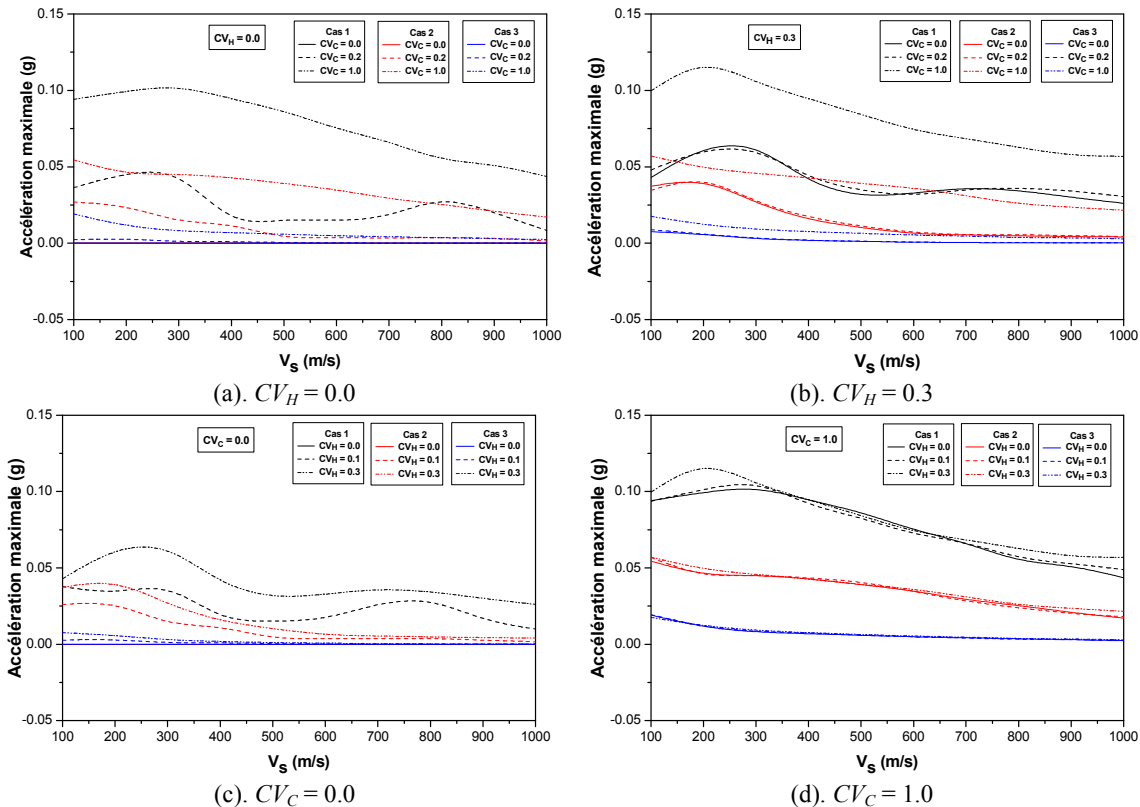


Figure 4.5: Ecart type de l'accélération maximale du sol en fonction de  $CV_H$  et  $CV_C$ .

Ceci indique que l'incertitude sur la hauteur du profil de sol est parmi les paramètres qui devraient être incorporés dans n'importe quelle investigation stochastique en dynamique de sol.

Les résultats de la figure ne sont pas linéairement équivalents au contraste d'impédance indiquant que le système hétérogène est équivalent à un sol multicouche constitué de différentes couches parce que l'amplification est non seulement affectée par la vitesse moyenne de l'onde de cisaillement mais également par la forme du profil de cette vitesse en fonction de la profondeur (Safak, 2001).

La figure 4.6 montre l'intervalle de confiance de la moyenne et de l'écart type de l'accélération extrême. L'intervalle de confiance mesure l'imprécision sur les estimations issues de l'échantillon. Cet intervalle est pratiquement constant pour les cas d'excitation C1 et C2 et approche du zéro pour C3.

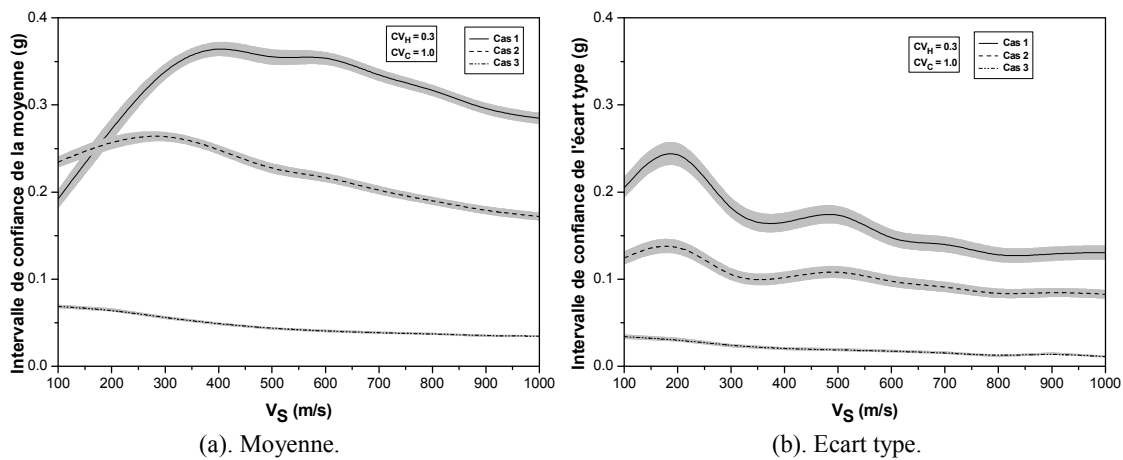


Figure 4.6: Intervalle de confiance de l'accélération maximale en surface.

#### 4.4.4 Résultats dans le domaine des fréquences

Dans le domaine des fréquences, l'amplification et le contenu fréquentiel du système en fonction de l'hétérogénéité sur la vitesse de l'onde de cisaillement et de la hauteur du profil de sol sont analysés. Cette étude traite des paramètres suivants :

- la fonction de transfert en fonction de la fréquence pour une vitesse moyenne des ondes de cisaillement  $V_{S0} = 500$  m/s.
- La fréquence fondamentale du système et l'amplitude correspondante, pour une vitesse moyenne de cisaillement  $V_{S0}$  variant de 100 à 1000 m/s.
- Les facteurs d'amplification pour les courtes et moyennes périodes sont étudiés.

##### 4.4.4.1 Fonction de transfert

Les figures 4.7 et 4.8 montrent les statistiques de la fonction de transfert moyenne correspondant à  $V_{S0} = 500$  m/s pour les deux cas de conditions aux limites. Nous observons que pour toutes les valeurs de  $CV_C$ , à mesure que  $CV_H$  augmente, l'amplitude moyenne de la fonction de transfert est sensiblement atténuée avec une extension du contenu fréquentiel.

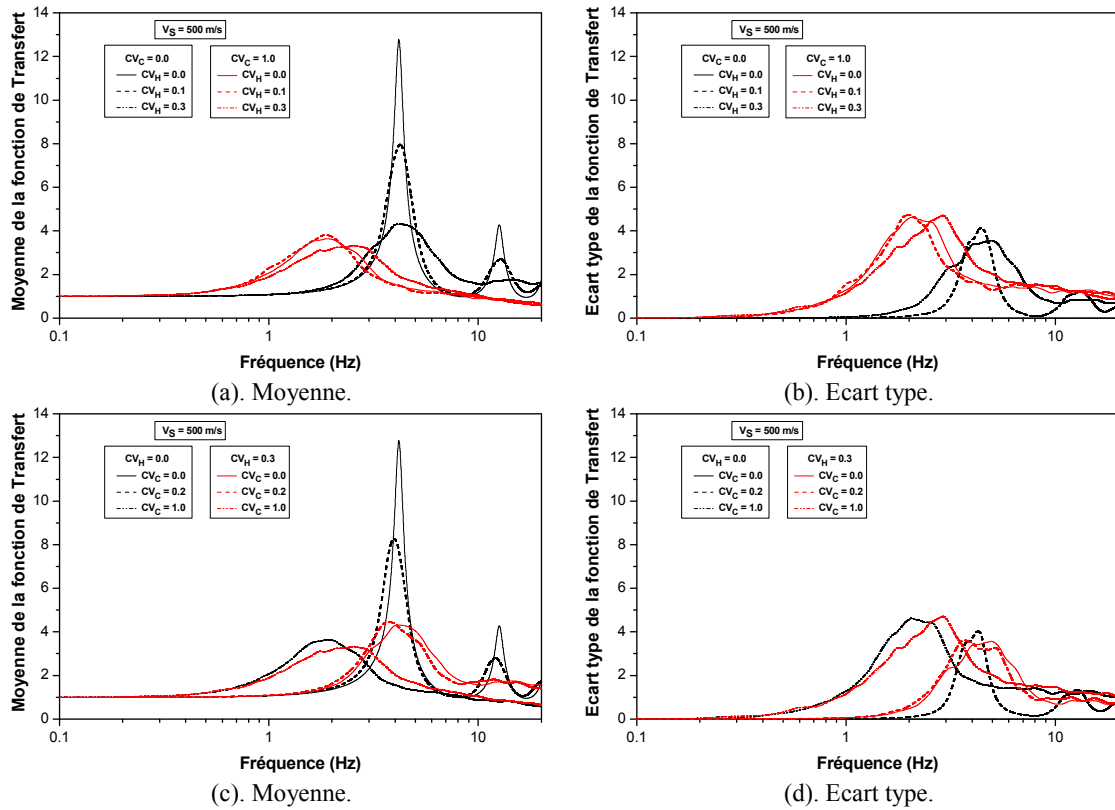


Figure 4.7: Fonction de transfert en fonction de  $CV_C$  et  $CV_H$  pour le cas de base rigide.

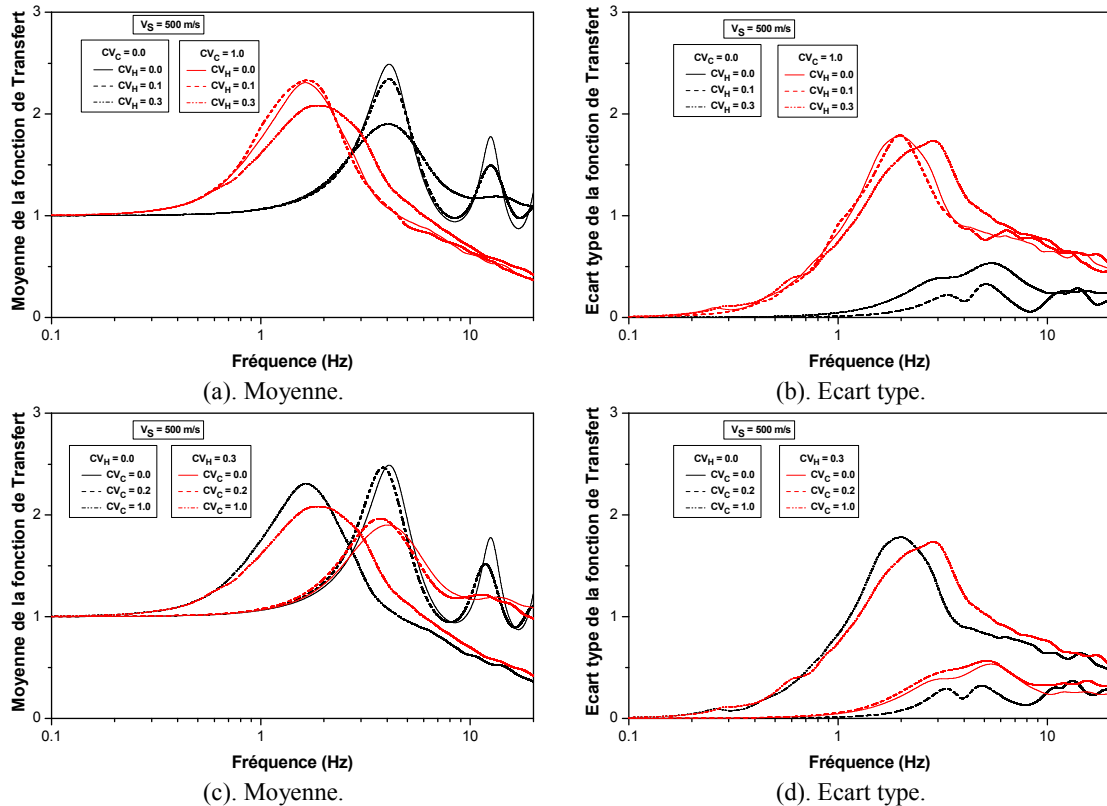


Figure 4.8: Fonction de transfert en fonction de  $CV_C$  et  $CV_H$  pour le cas de base demi-espace.

D'autre part, lorsque  $CV_C$  augmente, la fréquence fondamentale est décalée vers la gauche, l'amplitude correspondante diminue avec un élargissement du contenu fréquentiel et une atténuation sensible de la fonction de transfert pour les fréquences les plus élevées. Ceci est interprété par l'effet de filtrage des fréquences les plus élevées. Ce résultat indique qu'à mesure que l'hétérogénéité du milieu augmente, le contenu fréquentiel est dominé par les fréquences les plus basses et le sol simulé devient plus lâche.

Ce phénomène a également été observé par Safak (2001) et interprété par les diffractions aléatoires des ondes sismiques. En conséquence, les milieux élastiques aléatoires peuvent changer les mouvements du sol d'une manière semblable à celle des milieux non linéaires. En outre, un contenu fréquentiel plus étendu que celui du cas homogène est observé pour une augmentation de  $CV_C$  et  $CV_H$ , mais ce phénomène est plus important pour le cas de forte hétérogénéité des vitesses des ondes de cisaillement.

La figure 4.9 illustre l'intervalle de confiance de la fonction de transfert, notons que cet intervalle est faible pour les basses fréquences et important pour la hautes, le maximum correspondant aux fréquences fondamentales. Ce qui implique que la résonance favorise l'hétérogénéité.

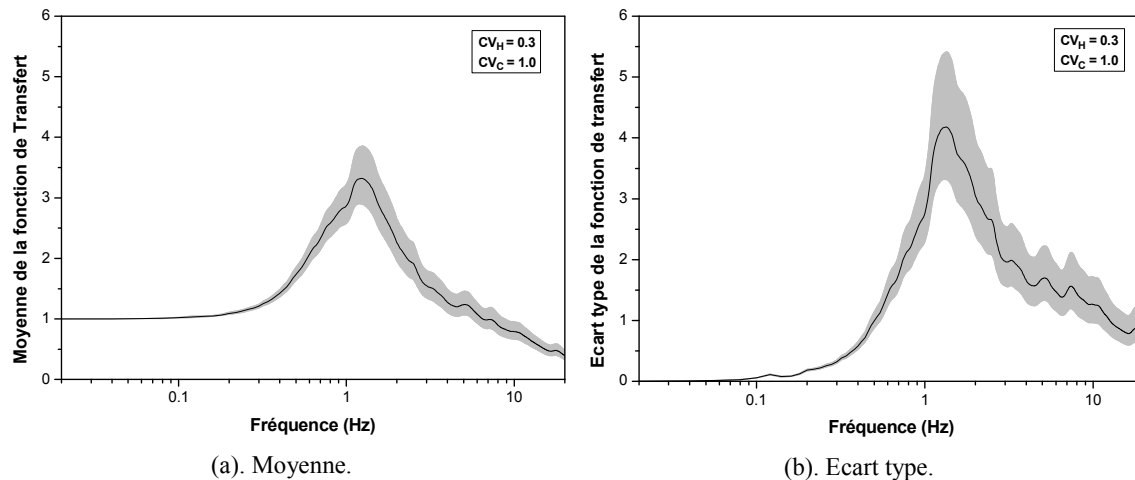


Figure 4.9: Intervalle de confiance de la fonction de transfert: (a): Moyenne. (b): STD.

#### 4.4.4.2 Fréquence fondamentale

La fréquence fondamentale du système en fonction de la vitesse moyenne de l'onde de cisaillement ( $V_{S0} = 100-1000$  m/s) est illustrée sur la figure 4.10. La ligne continue de la courbe correspond à la fréquence naturelle analytique (modèle continu) du site, qui dépend de la rigidité dynamique et la profondeur au rocher  $H$ , et est donnée par (Kim et al., 2002; Romero et Rix, 2001):

$$f_0 = \frac{V_{S0}}{4H} \quad (4.8)$$

ou  $f_0$  est la fréquence fondamentale,  $H$  est la hauteur totale du profil de sol homogène et  $V_{S0}$  la vitesse moyenne de l'onde de cisaillement.

Pour les niveaux d'hétérogénéité de  $V_{S0}$  considérés ( $CV_C$ ), et pour toutes les valeurs de  $V_{S0}$ , nous observons le phénomène de filtrage des hautes fréquences mentionné ci-dessus. En

outre, l'effet filtrant des hautes fréquences est plus prononcé pour les sols rigides que pour les états de sol mous.

D'autre part, comme le montrent les figures 4.10.c et 4.10.d, la variabilité de la hauteur du profil de sol ( $CV_H$ ) produit diminution de la fréquence fondamentale du système. Par conséquent, la variabilité de la hauteur du profil de sol est en faveur du filtrage des hautes fréquences pour les états de sol rigides uniquement. Ces figures montrent un décalage de la fréquence fondamentale pour le cas hétérogène par rapport à la valeur empirique.

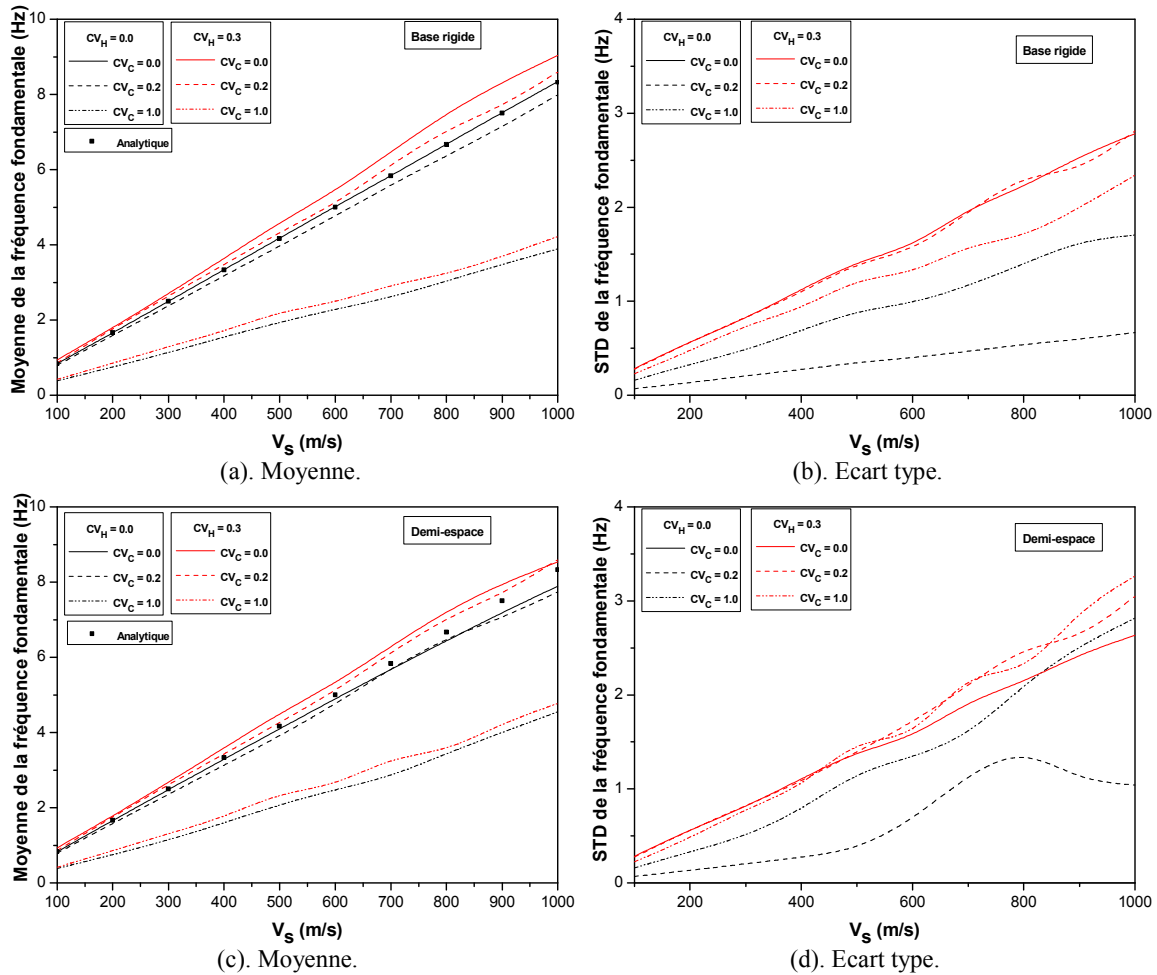


Figure 4.10: Fréquence fondamentale en fonction de  $CV_C$  et  $CV_H$ .

La figure 4.11 montre l'intervalle de confiance de la fréquence fondamentale. Cet intervalle est important pour des valeurs élevées de  $V_{S0}$ , i.e. celles supérieures à 500 m/s. Cette gamme correspond aux grandes valeurs empiriques des fréquences fondamentales.



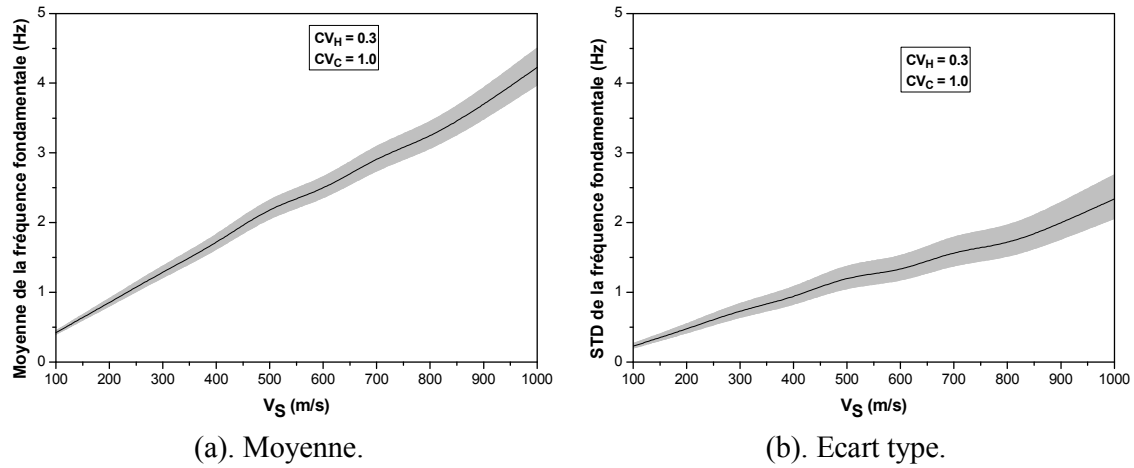


Figure 4.11: Intervalle de confiance de la fréquence fondamentale.

#### 4.4.4.3 Amplitude maximale

La figure 4.12 montre l'amplification correspondant à la fréquence fondamentale en fonction de la vitesse moyenne de l'onde de cisaillement. Lorsque  $CV_H$  et  $CV_C$  augmentent, et pour toutes les valeurs de  $V_{S0}$ , on observe une atténuation de l'amplitude de la fonction de transfert.

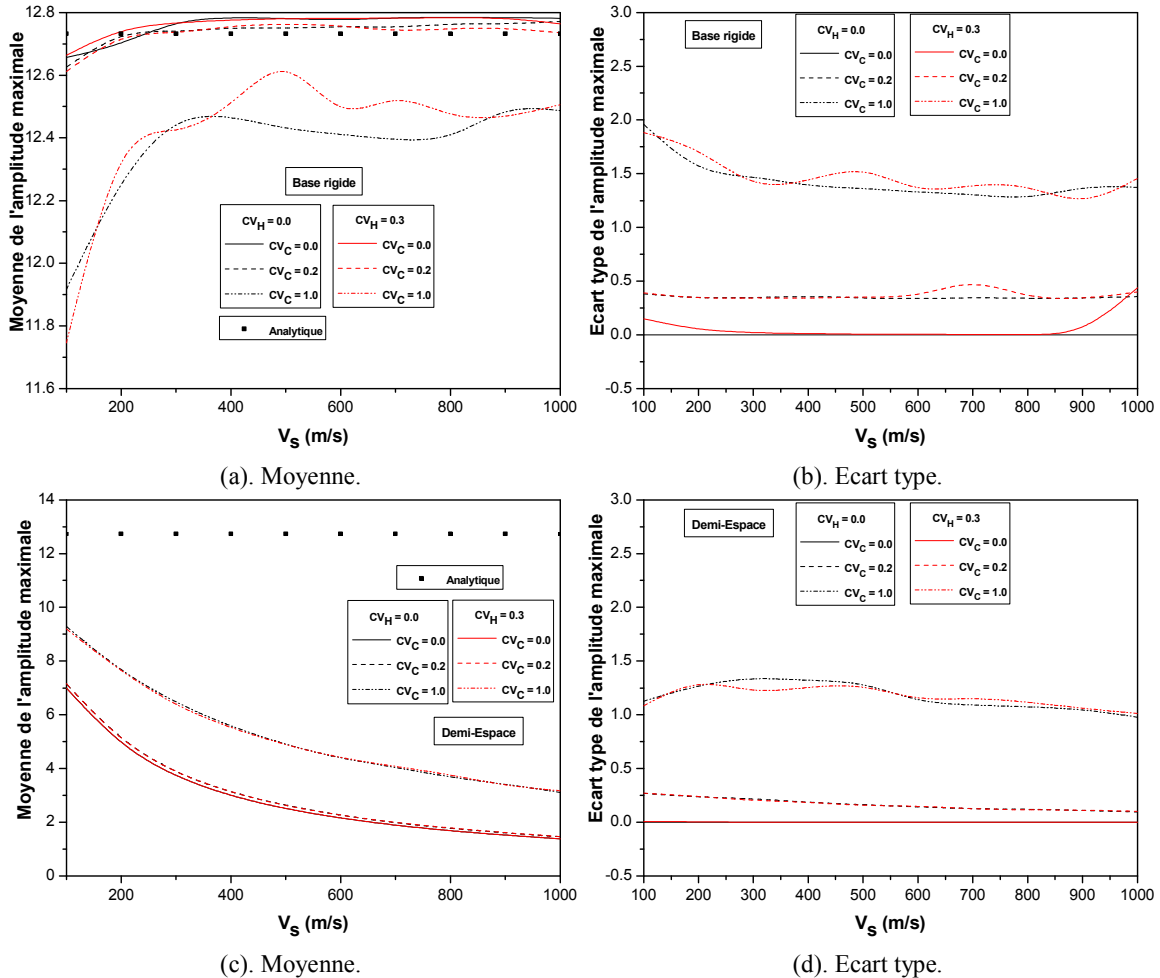


Figure 4.12: Amplitude maximale en fonction de  $CV_C$  et  $CV_H$ .

L'amplification empirique à la fréquence fondamentale de résonance est donnée par l'expression (Romero et Rix, 2001)

$$\left[ \frac{a_{soil}}{a_{rock}} \right] = \frac{1}{\frac{1}{I_p} + \frac{\pi}{2} \beta} \quad (4.9)$$

où  $\beta$  est la constante d'amortissement matériel du sol et  $I_p$  le rapport d'impédance donné par

$$I_p = \frac{\rho_r V_r}{\rho_s V_s} \quad (4.10)$$

où  $\rho_s$  et  $V_s$  sont respectivement, la masse volumique et la vitesse de l'onde de cisaillement du dépôt de sol et,  $\rho_r$  et  $V_r$  représentent les mêmes entités pour la base.

Dans le cas de base rigide, le rapport d'impédance  $\frac{1}{I_p}$  est égal à zéro, ce qui implique que

l'amplification est commandée par le facteur d'amortissement du sol et est exprimée par l'expression

$$\left[ \frac{a_{soil}}{a_{rock}} \right] = \frac{2}{\pi \beta} \quad (4.11)$$

Ainsi, l'augmentation de l'hétérogénéité à la fois de  $H$  et  $V_s$  (augmentation de  $CV_H$  et  $CV_C$ ) est équivalente à l'augmentation du facteur d'amortissement, ce qui indique que dans le présent cas, l'hétérogénéité des caractéristiques géologiques et mécaniques agit comme un amortisseur.

L'hétérogénéité de la vitesse de l'onde de cisaillement implique donc une atténuation importante de l'amplitude maximale pour les faibles valeurs des vitesses des ondes de cisaillement moyennes. D'autre part, l'augmentation de l'hétérogénéité de la hauteur du profil de sol influence de manière significative la variation de l'amplitude pour de grandes valeurs de  $CV_C$ : une atténuation pour les faibles et les grandes valeurs de  $V_{s0}$  et une augmentation pour les valeurs intermédiaires de cette vitesse.

La figure 4.13 montre l'intervalle de confiance pour l'amplitude maximale, cet intervalle est important pour les grandes valeurs de  $V_{s0}$  et assez faible pour celles inférieures à 200 m/s.

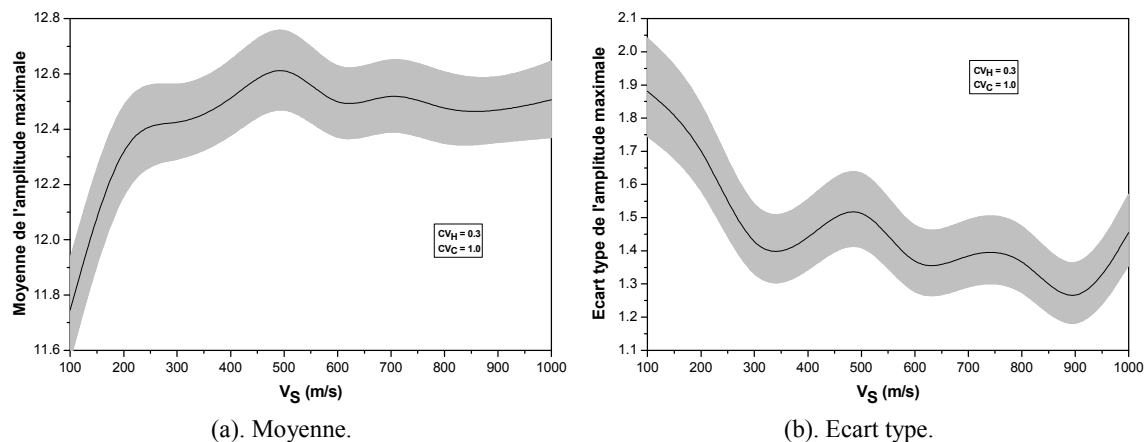


Figure 4.13: Intervalle de confiance de l'amplitude maximale.

4.4.4.4 Facteurs d'amplification ( $F_a$  et  $F_v$ )

Dans la présente section nous évaluerons les facteurs d'amplification pour les courtes et moyennes périodes ( $F_a$  et  $F_v$ ) respectivement en fonction de la vitesse moyenne de l'onde de cisaillement. Ces facteurs sont définis comme suit (Kim et al., 2002)

$$\begin{cases} F_a = \frac{1}{0.4} \int_{0.1}^{0.5} \frac{RS_{soil}(T)}{RS_{rock}(T)} dT \\ F_v = \frac{1}{1.6} \int_{0.4}^2 \frac{RS_{soil}(T)}{RS_{rock}(T)} dT \end{cases} \quad (4.12)$$

où  $RS_{soil}$  et  $RS_{rock}$  sont les réponses sur le sol et sur le rocher à une période  $T$  donnée respectivement (Kim et al., 2002). Ces facteurs sont commodes pour ajuster les moments des lois d'atténuation pour prendre en compte les effets des conditions de sites.

La figure 4.14 montre le facteur d'amplification de courtes périodes pour une variation de  $CV_C$  et  $CV_H$ . Une diminution du facteur d'amplification moyen  $F_a$  est observée pour de faibles valeurs de  $V_{S0}$  et une augmentation pour celles importantes.

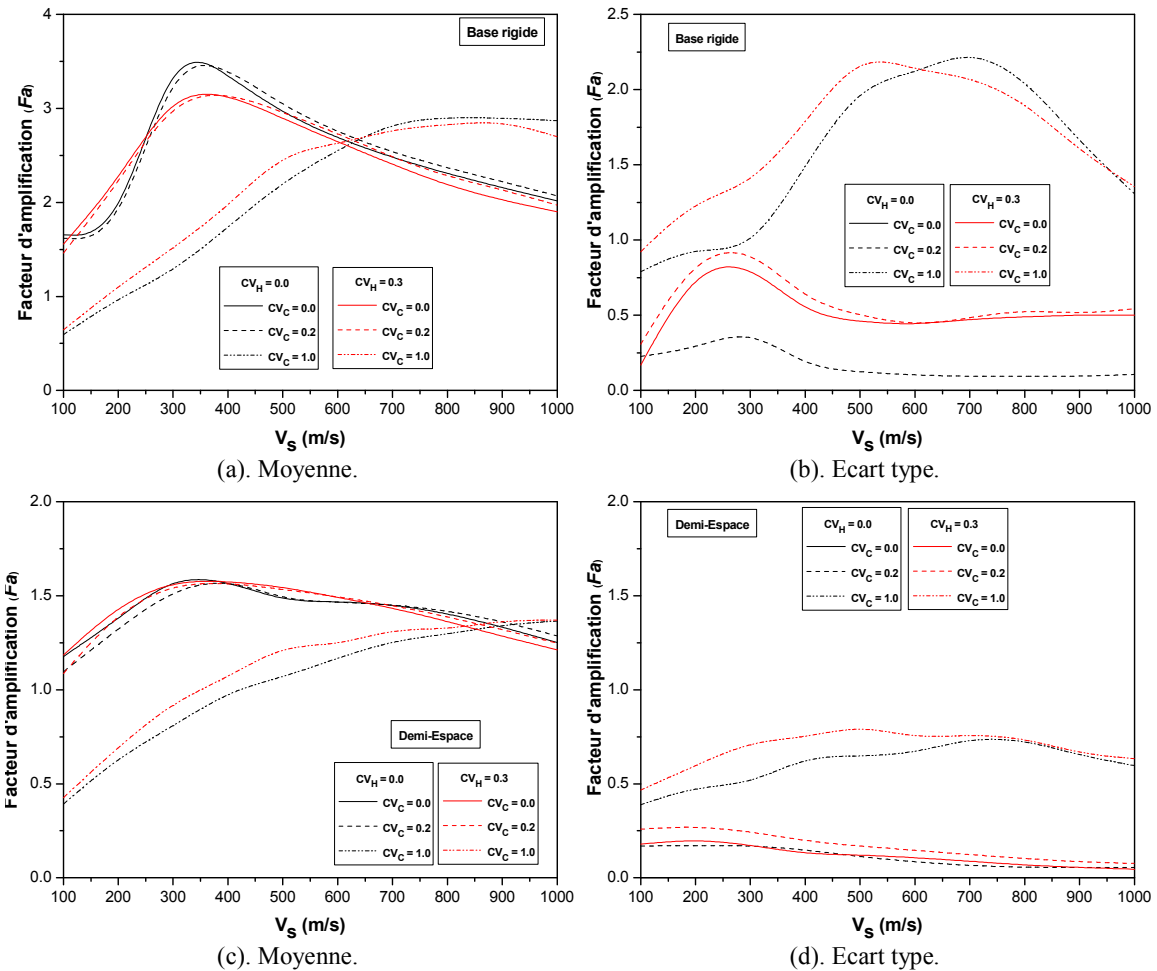


Figure 4.14: Facteur d'amplification des courtes périodes en fonction de  $CV_C$  et  $CV_H$ .

Cet effet est plus évident lorsque  $CV_C$  augmente mais n'est pas clair vis-à-vis de  $CV_H$ .

L'écart type est important pour les valeurs élevées de  $CV_C$ , indiquant que l'hétérogénéité de la vitesse de l'onde de cisaillement influence fortement l'hétérogénéité de  $F_a$ .

La figure 4.15 montre l'intervalle de confiance pour le facteur ( $F_a$ ), qui est important pour des valeurs intermédiaires de  $V_{S0}$  (500-700 m/s).

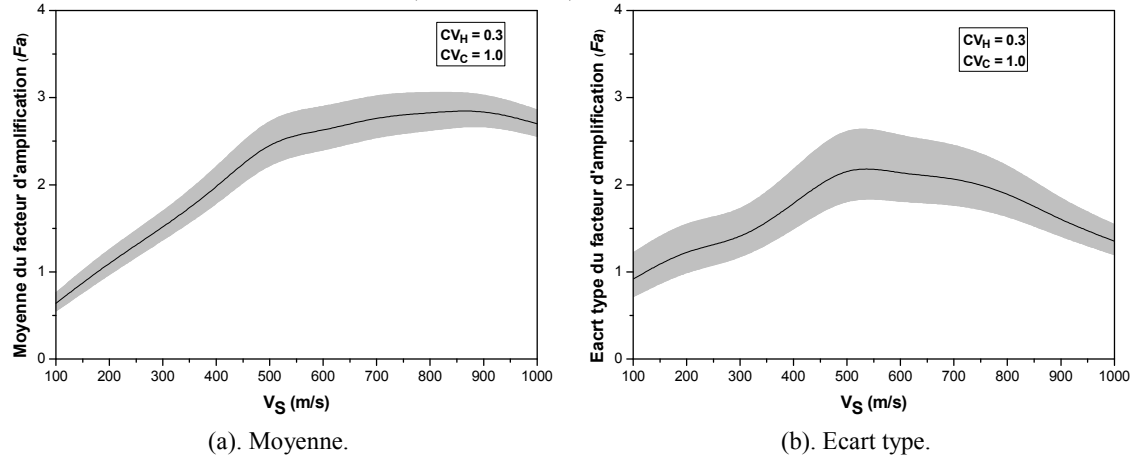


Figure 4.15: Intervalle de confiance pour le facteur d'amplification ( $F_a$ ).

Dans la figure 4.16, le facteur d'amplification pour les périodes moyennes ( $F_v$ ) est observé en fonction de  $CV_C$  et  $CV_H$ .

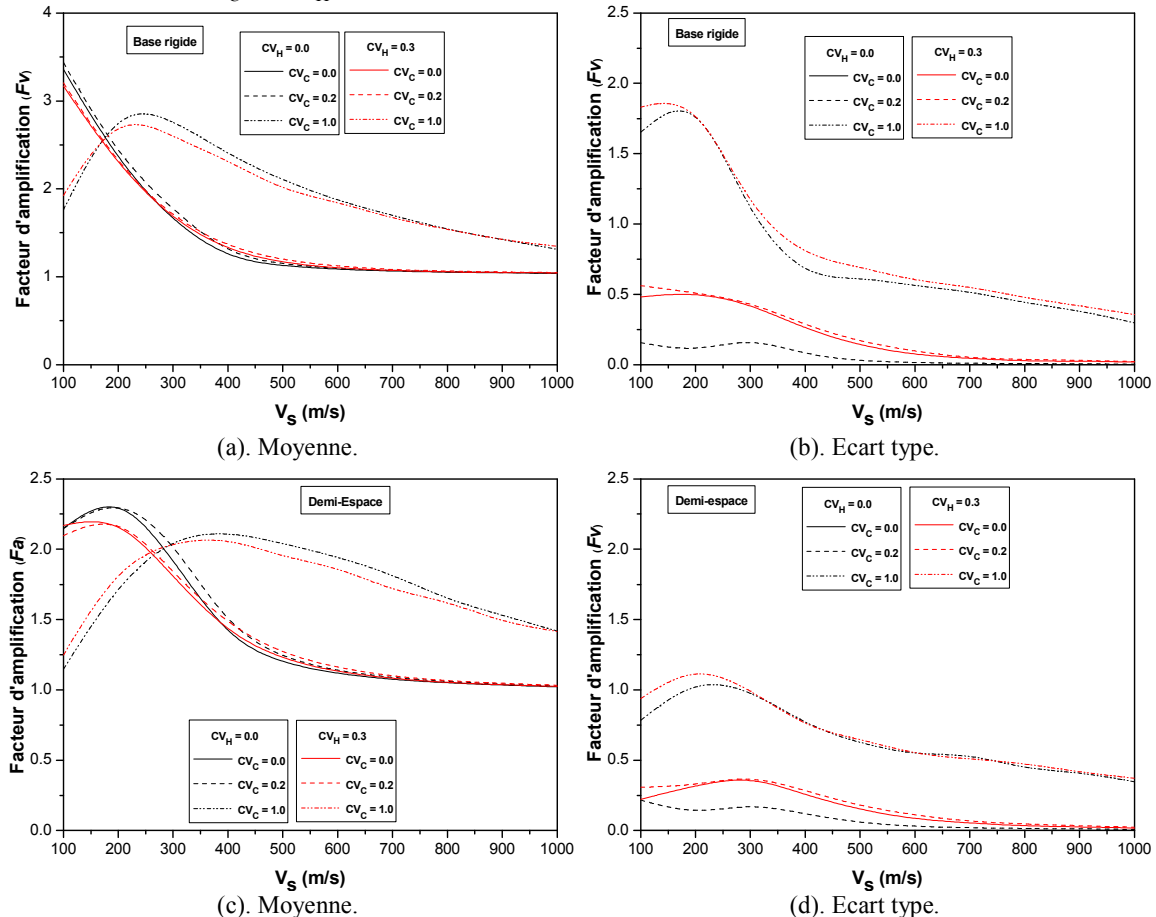


Figure 4.16: Facteur d'amplification des périodes moyennes en fonction de  $CV_C$  et  $CV_H$ .

Les valeurs de ce facteur sont plus importantes que celles de  $F_a$ , et diminuent avec la vitesse moyenne  $V_{S0}$ . Lorsque  $CV_C$  augmente,  $F_v$  augmente aussi, indiquant que l'hétérogénéité affecte la gamme des périodes moyennes (0.4 - 2 sec). Dans cette gamme,  $CV_H$  n'a aucun effet sur le facteur d'amplification. Nous pouvons conclure que l'hétérogénéité du sol induit plus d'énergie dans la gamme des périodes naturelles moyennes.

La figure 4.17 montre l'intervalle de confiance du même facteur. Les intervalles de confiance, correspondant à la moyenne et à l'écart type, sont importants pour les faibles valeurs  $V_{S0}$ .

L'analyse effectuée dans cette étude met en évidence l'importance de la prise en compte de l'incertitude concernant la hauteur des profils de sol. En effet, ce facteur qui n'est pas pris en compte par le règlement induit une extension du contenu fréquentiel, ainsi qu'une variation de l'amplification du système considéré.

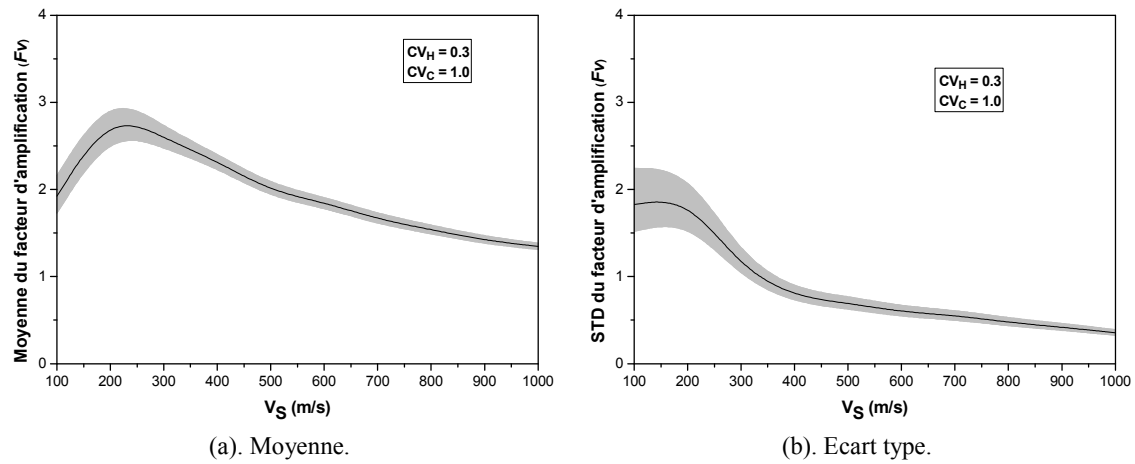


Figure 4.17: Intervalle de confiance pour le facteur d'amplification ( $F_v$ ).

#### 4.4.5 Influence de la longueur de corrélation verticale

Cette section traite de l'influence de la longueur de corrélation verticale de la vitesse des ondes de cisaillement sur les statistiques de l'accélération extrême en surface du sol, ainsi que sur la fonction de transfert. Pour la présente analyse  $CV_C = 1$  et  $V_{S0} = 200$  m/s. Cette analyse est effectuée en réalisant une étude paramétrique en fonction de  $CV_H$ .

La variabilité spatiale de la vitesse de l'onde de cisaillement dans la direction verticale est définie par sa fonction d'auto-corrélation  $R_{V_{S_i}V_{S_j}}$ , donnée par l'expression

$$R_{V_{S_i}V_{S_j}} = E[V_{S_i}(z) \cdot V_{S_j}(z + \xi)] \quad (4.12)$$

où  $z$  est le vecteur de position verticale et  $\xi$  est le vecteur de séparation entre les points  $i$  et  $j$ .

Dans la présente étude, la fonction d'auto-corrélation suivante est adoptée

$$R_{V_{S_i}V_{S_j}} = \exp\left[-\left(\frac{2\xi}{a}\right)^2\right] \quad (4.13)$$

Dans laquelle  $a$  est la longueur de corrélation. Plus grand est ce facteur, plus lentement disparaît la corrélation.

Dans le domaine des temps, la figure 4.18 montre les statistiques de l'accélération extrême en surface en fonction de la longueur de corrélation verticale réduite  $\frac{a}{h}$ .

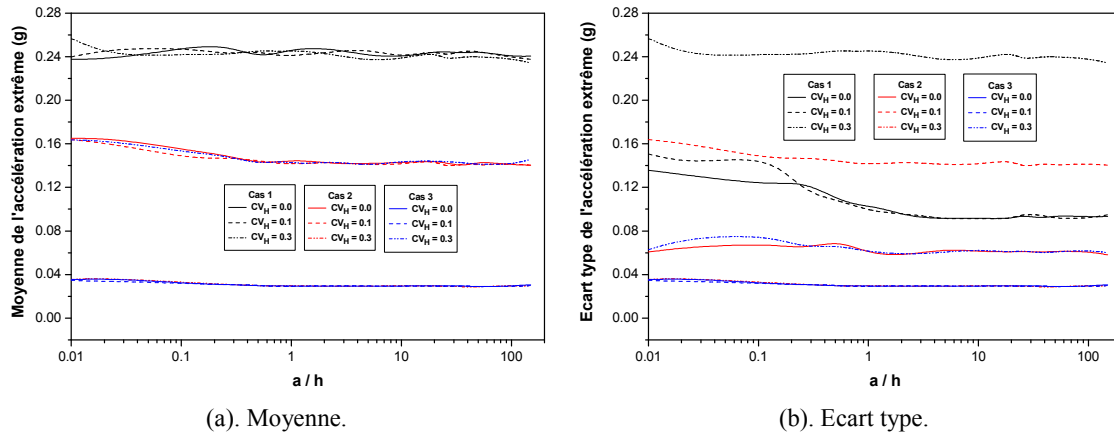


Figure 4.18: Statistiques de l'accélération maximale en surface en fonction de la longueur de corrélation verticale.

Nous observons que, pour de grandes valeurs du facteur  $a$  pour lesquelles le champ aléatoire est entièrement corrélé verticalement, toutes les courbes moyennes de l'accélération maximale (figure 4.18.a) sont indépendantes de la longueur de corrélation verticale. En outre, à mesure que le coefficient de variation de profil de sol  $CV_H$  augmente, cette accélération augmente aussi. D'autre part, pour toutes les valeurs de  $a$ , la dispersion observée sur l'accélération extrême (figure 4.18.b) est plus grande pour des valeurs importantes de  $CV_H$ .

Dans le domaine des fréquences, la figure 4.19 illustre l'influence de la longueur de corrélation verticale sur la fonction de transfert. Nous observons que l'amplitude est sensiblement influencée pour tous les cas. En négligeant la variabilité de la hauteur du profil de sol, la figure 4.19.a indique qu'à mesure que la longueur de corrélation verticale augmente, l'amplitude de la fonction de transfert moyenne diminue, alors que pour  $CV_H = 0.3$ , les amplitudes sont pratiquement du même ordre. En outre, le contenu fréquentiel est plus étendu lorsque  $a$  augmente et la fréquence fondamentale du système est légèrement décalée vers la droite pour de grandes longueurs de corrélation et pour  $CV_H \neq 0$ , en d'autres termes, le sol simulé devient relativement plus ferme.

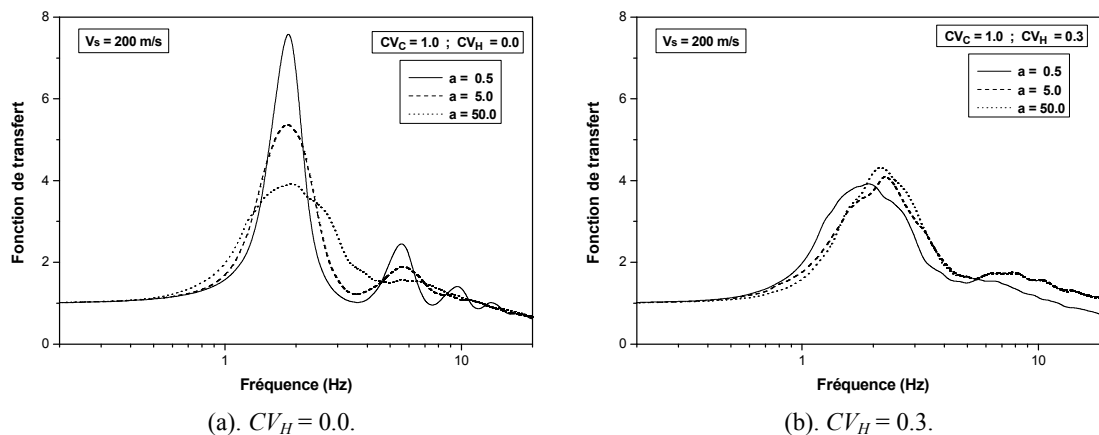


Figure 4.19: Fonction de transfert en fonction de la longueur de corrélation verticale.

#### 4.5. Conclusion

Cette étude traite du comportement sismique d'un profil de sol hétérogène, composé par un ensemble de couches superposées se prolongeant horizontalement à l'infini, et ayant des propriétés aléatoires. Cette analyse est effectuée par l'intermédiaire de simulations Monte Carlo combinées avec la TLM. La propriété de sol qui nous intéresse est la vitesse de l'onde de cisaillement, modélisée ci-dessus comme un champ aléatoire spatial, en choisissant la distribution Log-normale. L'analyse considère également la hauteur du profil de sol comme incertaine, qui est ainsi intégrée dans la formulation stochastique globale, dans le but d'étudier les répercussions de l'incertitude concernant la profondeur sur la réponse sismique probabiliste dans les domaines temporel et fréquentiel.

Dans le domaine temporel, on constate qu'à mesure que le niveau d'hétérogénéité de la vitesse de l'onde de cisaillement augmente, il se produit une atténuation importante de l'accélération en surface en comparaison avec le cas homogène pour des valeurs intermédiaires de  $V_S$ , et pour toutes les valeurs du coefficient de variation de la hauteur du profil de sol. Ceci est interprété par les réflexions et les réfractions multiples du mouvement du sol dues à la propriété non homogène du sol. L'hétérogénéité de la hauteur du profil de sol induit une diminution de la fonction de transfert (amplification) et de l'accélération maximale en surface.

Dans le domaine fréquentiel, pour tous les niveaux de la variabilité de vitesse de l'onde de cisaillement, à mesure que le coefficient de variation de la hauteur du profil de sol augmente, l'amplitude moyenne de la fonction de transfert est sensiblement atténuée avec une extension du contenu de fréquentiel. D'autre part, à mesure que le coefficient de variation de vitesse de l'onde de cisaillement augmente, la fréquence fondamentale est décalée vers la gauche, ce qui indique que le sol devient plus mou. Ce résultat indique que l'hétérogénéité du milieu étend, le contenu fréquentiel, ce qui implique qu'un plus grand nombre de structures peuvent être affectées par le phénomène de résonance. Cette extension du contenu fréquentiel avec l'hétérogénéité doit être considérée dans le spectre de calcul sismique.

Les facteurs d'amplification pour les courtes périodes diminuent avec le coefficient de variation de la vitesse des ondes de cisaillement et aucun effet clair n'est observé avec le coefficient de variation de la hauteur. Le facteur d'amplification pour les périodes moyennes ( $F_a$ ) augmente avec l'hétérogénéité du sol induite par la vitesse des ondes de cisaillement et aucun effet clair n'est observé pour la variation de la hauteur.

En outre, la longueur de corrélation verticale exerce une grande influence sur les statistiques de l'accélération en surface, comme sur la moyenne de la fonction de transfert pour les deux cas de base rigide et celui de demi-espace. L'augmentation de cette longueur cause une augmentation de l'accélération maximale en surface et une diminution de la fonction de transfert.

L'analyse effectuée dans cette étude met en évidence l'importance de la prise en compte de l'incertitude concernant la hauteur des profils de sol dans n'importe quelle investigation dynamique stochastique de sol. En effet, ce facteur induit des variations du mouvement du sol qui ne sont pas prises en compte par les spectres de calcul, telle que l'extension du contenu fréquentiel, qui peut avoir un effet néfaste sur les structures fondées dans ce sol.

## **Chapitre 5**

### **Influence de la hauteur aléatoire du sol sur sa réponse dynamique**



## Chapitre 5 : Influence de la hauteur aléatoire du sol sur sa réponse dynamique

### 5.1. Introduction

L'effet de site est une composante significative du mouvement du sol lors d'un séisme, qui dépend des propriétés du matériau, de la topographie en surface et de l'input sismique. Les effets de site les plus importants sont l'amplification due au contraste d'impédance et le filtrage du contenu fréquentiel. Ces phénomènes altèrent les caractéristiques sismiques du site et causent une concentration des dommages lors d'un séisme. Ces paramètres doivent, donc, être estimés pour l'évaluation des risques sismiques à une échelle locale. Les effets de site locaux tels que la variation de l'épaisseur et des propriétés des couches de sol, ainsi que la profondeur du rocher ont des effets importants sur les mouvements en surface, donc sur les structures.

Les excitations sismiques produisent des ondes qui se propagent dans le sol environnant. Ces ondes ont une influence mécanique sur les structures et les bâtiments qui sont situés dans leur voisinage (Pais, 1988; Pais et Kausel, 1989). Pour des structures enterrées dans un sol multicouche, l'analyse de la réponse sismique fait intervenir les propriétés des structures (rigidité, géométrie, discontinuité) ainsi que les caractéristiques du sol (géométrie, frontières infinies, incertitudes). À cette fin, la méthode des éléments finis (FEM) est la plus largement répandue. Cependant, cette méthode exige la discrétisation d'une grande partie du milieu et de sa frontière. A cause des frontières latérales infinies du milieu, un grand nombre de variables doit être utilisé et des frontières artificielles spéciales doivent être employées.

Alternativement, la méthode des éléments aux frontières (BEM) est plus appropriée car elle exige uniquement la discrétisation des frontières (Pais, 1988). Par conséquent, la dimension numérique du problème est sensiblement réduite. Cependant, ce procédé exige la détermination des fonctions de Green. Dans la présente étude, ces fonctions sont calculées en utilisant la TLM (Kausel et Roësset, 1981). Par conséquent, l'utilisation de la BEM dans le calcul des déplacements en surface ainsi que ceux des structures enterrées devient relativement facile (Kausel et Roësset, 1981; Kausel et Peek, 1982).

Dans le présent chapitre, la méthodologie traitant de l'effet de l'hétérogénéité géologique sur le comportement sismique des sols multicouches présentée dans le chapitre précédent est appliquée au cas d'un site d'Alger. L'étude est réalisée dans deux cas de figure :

- (1). En considérant uniquement le sol multicouche (sol en champ libre) ;
- (2). En considérant la présence dans la précédente configuration du sol d'un tunnel enterré.

### 5.2. Influence de la variabilité de la hauteur du sol en champ libre

#### 5.2.1. Introduction

Le séisme de Boumerdes (Algérie) du 21 mai 2003 a montré l'importance de l'effet de site, parce que dans une même zone certaines parties ont été touchées plus que d'autres. La ville d'Alger, éloignée de 50 kilomètres de Boumerdes, a été touchée par ce séisme malgré la distance. Dans le présent chapitre, l'effet de l'hétérogénéité de la hauteur de la couche la plus basse est considéré, puisque les données sur ce paramètre ne sont pas disponibles pour le profil entier. En effet, les essais in situ sont arrêtés à 28.44 m et aucune information n'est disponible au-delà de cette profondeur. Pour pouvoir étudier le comportement sismique de ce

site, des méthodes probabilistes doivent être employées pour tenir compte de l'incertitude sur la profondeur du sol dans la limite des essais in situ. Pour ce genre de problèmes, la méthode de la matrice de rigidité (Kausel et Roësset, 1981) est un outil commode, elle combine l'avantage des méthodes analytiques et numériques (Kausel, 2006).

Les Simulations de Monte Carlo sont combinées à la méthode de la matrice de rigidité, utilisée ici en tant que méthode déterministe, dans la détermination de la réponse sismique du sol multicouche dans les domaines temporel et fréquentiel. En effet, la méthode de la matrice de rigidité est appliquée à chaque réalisation de manière déterministe donnant autant de réponses que de réalisations. Les statistiques, i.e. la moyenne, l'écart type et l'intervalle de confiance sont obtenues à partir de ces résultats. Les paramètres du domaine des temps sont l'accélération maximale du sol en surface et son spectre de réponse, alors que pour le domaine des fréquences, nous nous focaliserons sur: la fonction de transfert, la fréquence fondamentale, l'amplitude maximum de la fonction de transfert et les facteurs d'amplification des périodes courtes et moyennes. Cette étude concerne la propagation des ondes SH en utilisant comme accélération sismique les deux composantes horizontales E-W et N-S séparément.

### 5.2.2. Formulation stochastique de la matrice de rigidité

La solution exacte pour la réponse sismique du sol multicouche est très complexe, ce qui conduit à l'utilisation de méthodes numériques, les plus populaires sont la méthode des éléments finis (FEM) et la méthode des éléments de frontières (BEM). Cependant, ces méthodes induisent un nombre significatif de variables et la dimension du problème devient très grande. La méthode de la matrice de rigidité est un outil commode pour des problèmes dynamiques de sols multicouches avec une stratification horizontale (Kausel et Roësset, 1981; Kausel, 2006). Elle dérive de la méthode de la matrice de transfert (Thomson-Haskell) et a comme avantages sur elle qu'elle est symétrique, impliquant ainsi un nombre de degrés de liberté réduit de moitié. Elle est robuste et stable et conduit naturellement aux solutions de modes normaux (Kausel, 2006). Dans la présente étude, la méthode de la matrice de rigidité, présentée ici dans une formulation probabiliste, est employée en tant qu'outil déterministe. C'est une méthode analytique pour l'analyse dynamique des milieux stratifiés. Elle consiste en la résolution du problème dans le domaine fréquence-nombre d'onde, la solution dans le domaine de l'espace étant obtenue par transformation de Fourier inverse analytique par rapport à la variable nombre d'onde dans la direction horizontale.

L'équilibre du sol multicouche est réalisé en assemblant les effets de toutes les couches. Considérons l'équilibre de chaque couche du sol séparément. L'équation d'équilibre dynamique discrète pour le cas de la propagation unidimensionnelle (ondes SH) (Kausel, 1994; Kausel, 2006)

$$b + G \frac{\partial^2 u_t}{\partial x^2} + G \frac{\partial^2 u_t}{\partial z^2} = \rho \ddot{u}_t \quad (5.1)$$

où  $b$  est le vecteur des forces volumiques,  $\rho$  la masse volumique,  $u_t$  et  $\ddot{u}_t$  respectivement le déplacement et l'accélération du mouvement total,  $G$  le module de cisaillement et  $x$  et  $z$  respectivement les coordonnées horizontale et verticale. En considérant que les forces volumiques sont nulles ( $b = 0$ ), l'équation 5.1 transformée dans le domaine fréquence-nombre d'onde peut être exprimée comme suit

$$\frac{\partial^2 \bar{u}}{\partial z^2} - \kappa^2 s^2 \bar{u} = \frac{1}{V_s^2} \bar{\ddot{u}}_e \quad (5.2)$$

ou:  $\omega$  est la pulsation,  $\kappa$  est le nombre d'onde,  $\bar{u}$  et  $\bar{u}_e$  sont respectivement le déplacement relatif et l'accélération sismique (accélération d'entraînement) dans le domaine fréquence-nombre d'onde,  $V_s$  est la vitesse des ondes de cisaillement et le paramètre sans dimension  $s$  est le nombre d'onde dans la direction verticale pour les ondes de cisaillement défini par

$$s = \sqrt{1 - \left( \frac{\omega}{\kappa V_s} \right)^2} \quad (5.3)$$

La solution de l'équation 5.2 peut être donnée par

$$\bar{u}(z) = C_1 e^{-\kappa z} + C_2 e^{\kappa z} - \left( \frac{1}{\kappa s c_s} \right)^2 \bar{u}_e \quad (5.4)$$

$C_1$  et  $C_2$  étant des constantes d'intégration.

La contrainte sur les plans horizontaux associée avec cette solution est exprimée comme suit

$$\bar{\tau}_{yz} = \kappa s \mu \left( -C_1 e^{-\kappa z} + C_2 e^{\kappa z} \right) \quad (5.5)$$

En choisissant l'origine des coordonnées au centre de la couche et en notant  $\bar{u}_1$  et  $\bar{u}_2$  étant les déplacements aux interfaces supérieure et inférieure respectivement. Le vecteur déplacement est donné par l'expression

$$\begin{Bmatrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_2 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} e^{-\frac{\kappa h}{2}} & e^{+\frac{\kappa h}{2}} \\ e^{+\frac{\kappa h}{2}} & e^{-\frac{\kappa h}{2}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \end{Bmatrix} - \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \frac{\bar{u}_e}{(\kappa s c_s)^2} \quad (5.6)$$

et le vecteur chargement par

$$\begin{Bmatrix} \bar{p}_1 \\ \bar{p}_2 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} \bar{\tau}_1 \\ -\bar{\tau}_2 \end{Bmatrix} = \kappa s \mu \begin{bmatrix} -e^{-\frac{\kappa h}{2}} & e^{+\frac{\kappa h}{2}} \\ e^{+\frac{\kappa h}{2}} & -e^{-\frac{\kappa h}{2}} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} C_1 \\ C_2 \end{Bmatrix} \quad (5.7)$$

$h$  étant la hauteur de la couche. Après quelques manipulations, nous obtenons

$$\begin{Bmatrix} \bar{p}_1 \\ \bar{p}_2 \end{Bmatrix} = K \left[ \begin{Bmatrix} \bar{u}_1 \\ \bar{u}_2 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \frac{\bar{u}_e}{(\kappa s c_s)^2} \right] \quad (5.8)$$

où la matrice de rigidité  $K$  est donnée par l'équation A1.5 de l'Annexe 1 (Kausel et Roësset, 1981; Kausel, 2006). Le système d'équations 5.8 correspond à l'équilibre d'une couche. Le système correspondant au profil de sol multicouche est obtenu en assemblant les matrices élémentaires pour toutes les couches. Pour des cas simples, comme celui du site qui nous concerne avec seulement cinq (05) couches différentes, les solutions de ce système peuvent être obtenues analytiquement.

En géotechnique, nous observons une différence importante entre les comportements observé et prévu des sols. Ceci est la conséquence entre autres de la variabilité spatiale des propriétés de sol. Les sols sont hétérogènes, leur hétérogénéité reflète des processus géologiques de formation des sols spatialement variables, tels que la déposition et la consolidation. Cependant, les dépôts naturels de sol peuvent montrer une large variabilité dans les directions verticale et horizontale résultant de l'histoire des dépôts. D'autre part, les mouvements sismiques du sol sont fortement variables dans l'espace et le temps, la variation temporelle est facilement quantifiée par des sismographes, contrairement à la variabilité spatiale qui dépend des caractéristiques du séisme (les ondes sismiques et des caractéristiques

mécaniques et géologiques du site). Pour le mouvement sismique, la variabilité spatiale peut prendre des valeurs très importantes et doit être considérée (Pais, 1988). Dans le présent travail de recherche seule les effets de la variabilité des caractéristiques géologiques sont considérés, la charge sismique est considérée comme déterministe.

Dans cette étude, nous nous concentrerons sur la réponse sismique probabiliste d'un site d'Alger due à l'hétérogénéité géologique. La formulation probabiliste considérée ne concernera pas uniquement la détermination des dimensions moyennes mais également l'erreur liée à cette évaluation. Nous considérons la profondeur du rocher comme une variable aléatoire suivant une distribution Log-normale. Dans ce but, les simulations de Monte Carlo en connexion avec la méthode de la matrice de rigidité utilisée comme outil numérique déterministe, sont employées pour étudier l'effet de l'incertitude de la profondeur du rocher sur le comportement sismique du sol.

### 5.2.3. Résultats

#### 5.2.3.1. Description du problème

Dans cette section, nous nous concentrons sur l'étude du comportement sismique unidimensionnel d'un profil de sol hétérogène situé à Alger et reposant sur une base rigide. La figure 5.1 montre les caractéristiques du site considéré. Ce système est soumis à l'accélération du séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 ( $M_w = 6.5$ ), dans les deux directions horizontales E-W et N-S. L'accélération d'entrée est collectée à la station de Keddara (située à 12 kilomètres de Boumerdes), parce que celle-ci est située directement sur le rocher. La hauteur de la couche inférieure (celle reposant directement sur le rocher) est supposée incertaine, avec une distribution probabiliste Log-normale de valeur moyenne  $\mu_H = 30\text{ m}$  et de coefficient de variation variant de 0 (correspondant au cas homogène) à 50% (Badaoui et Berrah, 2005; Badaoui et al., 2006b).

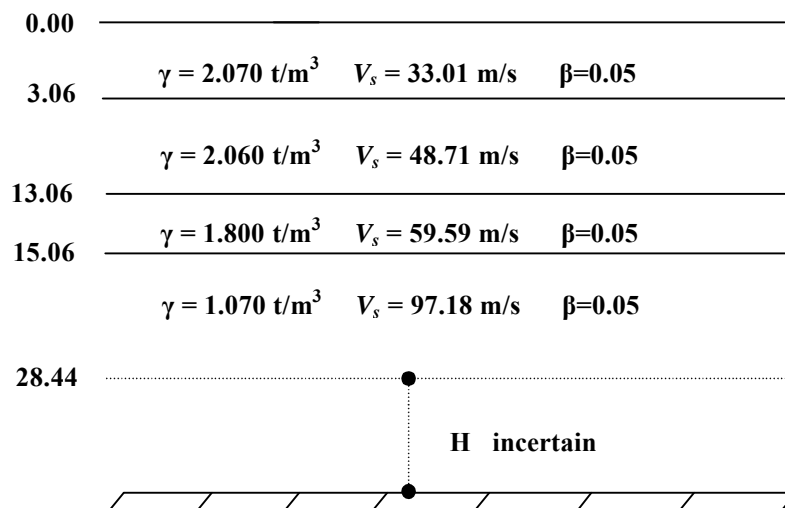


Figure 5.1: Propriétés du sol du site d'Alger.

1000 échantillons indépendants avec une distribution Log-normale sont générés. La procédure numérique déterministe est appliquée à chaque simulation individuelle, fournissant ainsi 1000 valeurs des paramètres de la réponse sismique. Enfin, les statistiques, i.e. la moyenne et l'écart type, ainsi que l'intervalle de confiance pour les résultats sont calculés afin d'étudier l'effet probabiliste de l'incertitude de la hauteur de couche du sol sur sa réponse sismique dans les domaines de temps et de fréquence.

Les accélérations sismiques temporelles et spectrales dans les deux directions horizontales E-W et N-S sont présentées sur la figure 5.2.

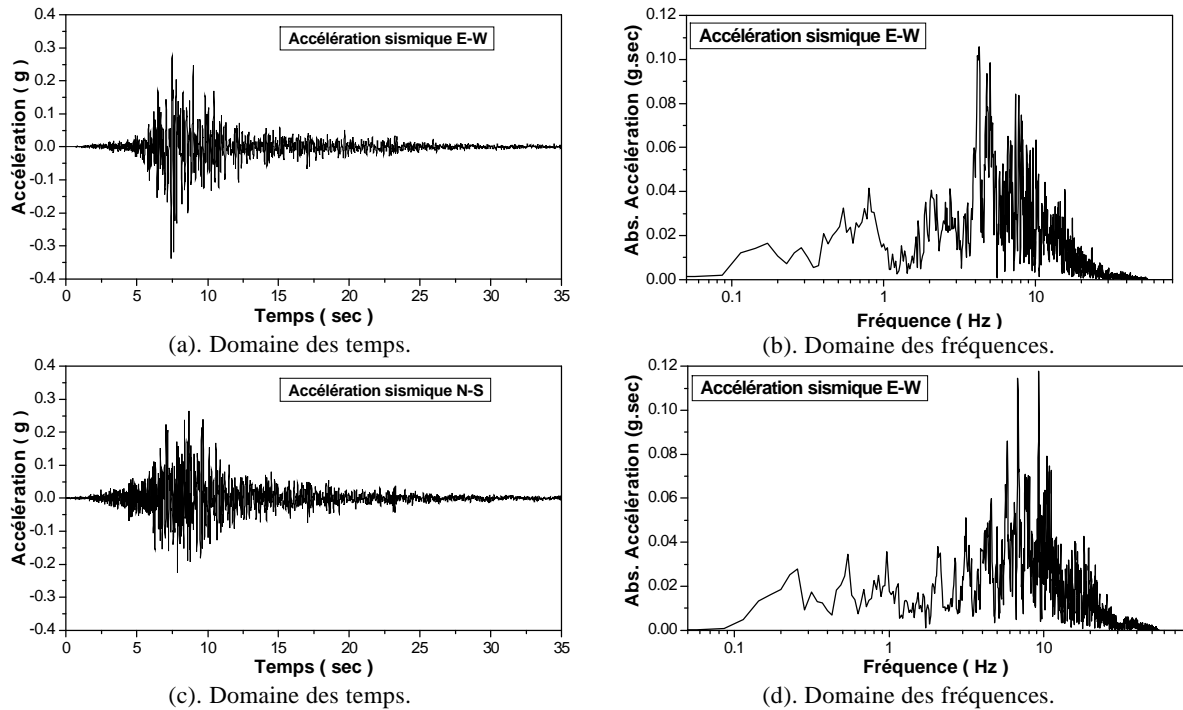


Figure 5.2: Accélération sismique.

On peut conclure que l'amplitude de la composant E-W est plus grande que celle N-S, et que les fréquences centrales (piques de fréquences) sont de 4.1 hertz ( $T = 0.24$  sec) pour la composant E-W et de 9.3 hertz ( $T = 0.11$  sec) pour celle de NS, alors que les fréquences prédominantes (fréquences moyennes) sont de 4.9 hertz ( $T = 0.20$  sec) pour E-W et de 6.0 hertz ( $T = 0.17$  sec) pour NS.

La figure 5.3 montre les spectres de réponse des accélérations E-W et N-S. Il s'avère que le spectre de réponse horizontal moyen montre un contenu fréquentiel élevé à partir de 3 hertz avec une fréquence centrale autour de 8 hertz.

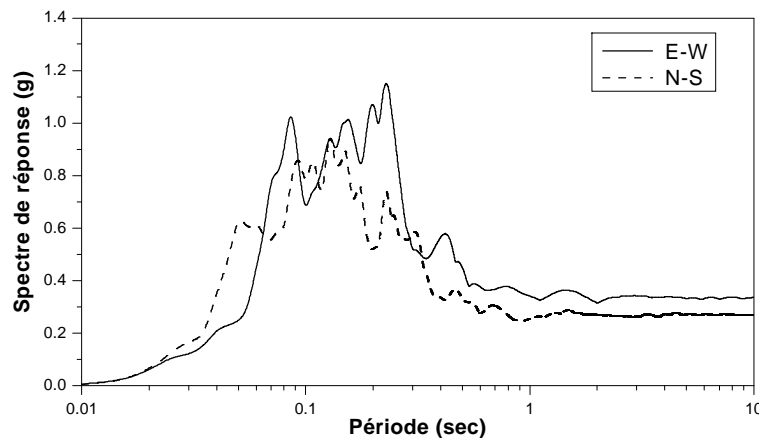


Figure 5.3: Spectre de réponse (pseudo accélérations).

### 5.2.3.2. Lissage des paramètres

Pour trouver la distribution de probabilité des différents paramètres considérés dans notre étude, nous comparons la distribution Log-normale à celle obtenue par le principe de maximum d'entropie. Comme notre but est d'analyser la réponse sismique d'un profil de sol multicouche en fonction de la variabilité de la hauteur de sol, nous utilisons une valeur de  $CV_H$  égale à 0,4 (forte hétérogénéité) pour lisser les points à partir du cas considéré dans une loi Log-normale et avec le principe de maximum d'entropie présentée au chapitre 2, pour les différents paramètres à étudier.

La figure 5.4 illustre le lissage des paramètres considérés dans la présente analyse. La figure 5.4.a montre la fonction empirique de densité de probabilité de l'accélération maximale, la fonction ajustée avec la distribution Log-normale et celle qui correspond au maximum d'entropie du logarithme (toutes les valeurs étant positives, nous utilisons le logarithme de celles-ci). Nous observons que la distribution Log-normale décrit de manière satisfaisante le comportement des données originales. La figure 5.4.b illustre la même procédure pour la fonction de transfert en choisissant une fréquence de 0.5 hertz pour illustration. Nous remarquons que les données de la fonction de transfert sont parfaitement reliées à celles de la distribution Log-normale, alors qu'une faible partie seulement ne correspond pas. De manière similaire, une distribution Log-normale est également suggérée par les figures 5.4.c et 5.4.d pour le lissage de la fréquence fondamentale et l'amplitude maximale.

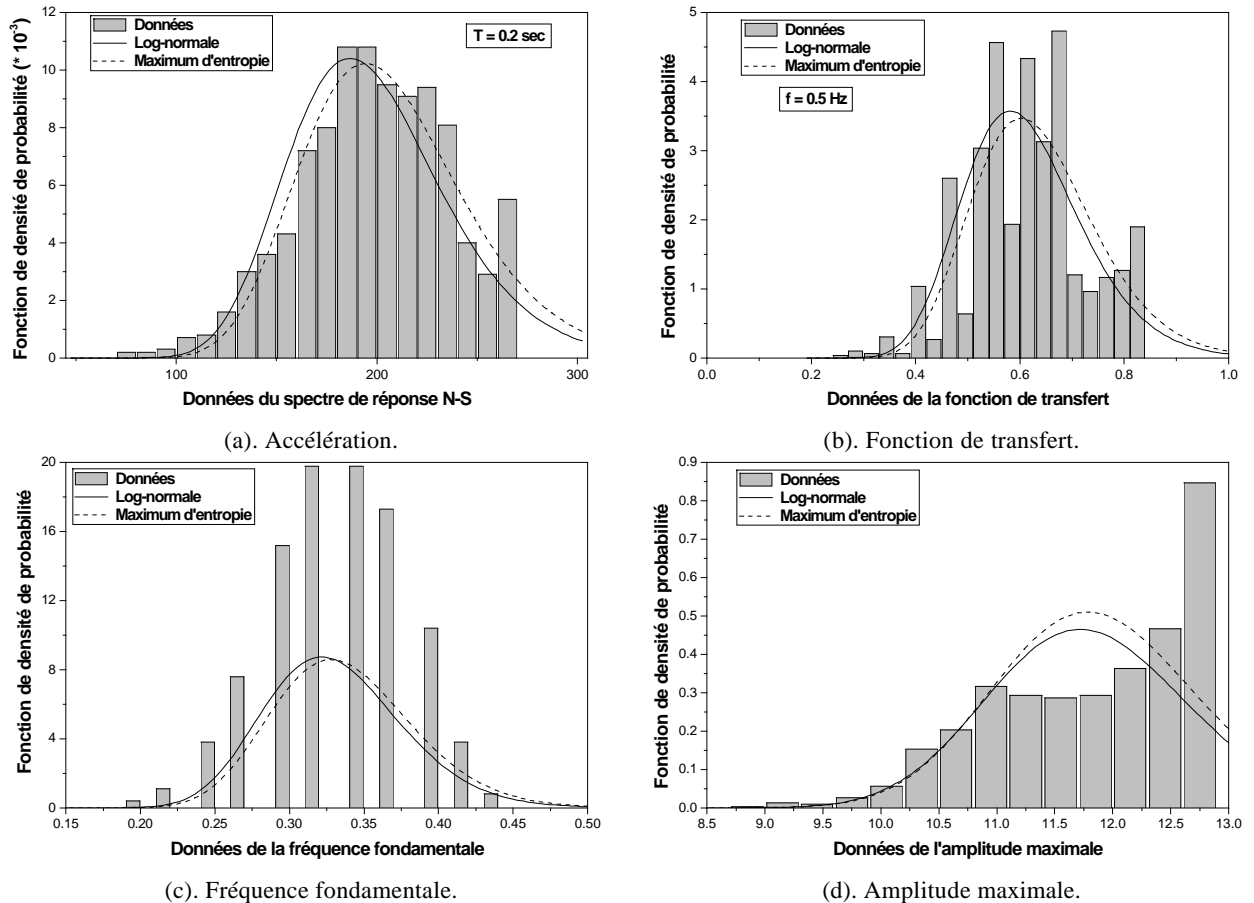


Figure 5.4: Lissage des paramètres.

### 5.2.3.3. Analyse dans le domaine des temps

Dans ce paragraphe nous nous concentrerons sur les paramètres dans le domaine de temps qui sont les accélérations maximales en surface et leurs spectres de réponse correspondants dans les deux directions horizontales.

La figure 5.5 donne les statistiques (moyenne et écart type), ainsi que l'intervalle de confiance de l'accélération maximale du sol en surface due aux composantes E-W et N-S de l'excitation sismique, en fonction du coefficient de variation de la hauteur  $CV_H$ . Notons dans les figures 5.5.a et 5.5.c (correspondant aux valeurs moyennes) que l'hétérogénéité de la hauteur de profil de sol cause une diminution des deux composantes pour des faibles valeurs de  $CV_H$ .

Pour les valeurs élevées, une augmentation de la composante N-S de l'ordre de 5% et une stabilisation pour la composante E-W est observée. Ceci prouve que l'hétérogénéité de la hauteur de sol favorise le phénomène de résonance pour dans la direction N-S et dévie de cette valeur pour la composante E-W. Les figures 5.5.b et 5.5.d montrent que les écarts type des deux accélérations augmentent de manière semblable et sont pratiquement linéaires en fonction de cette hétérogénéité.

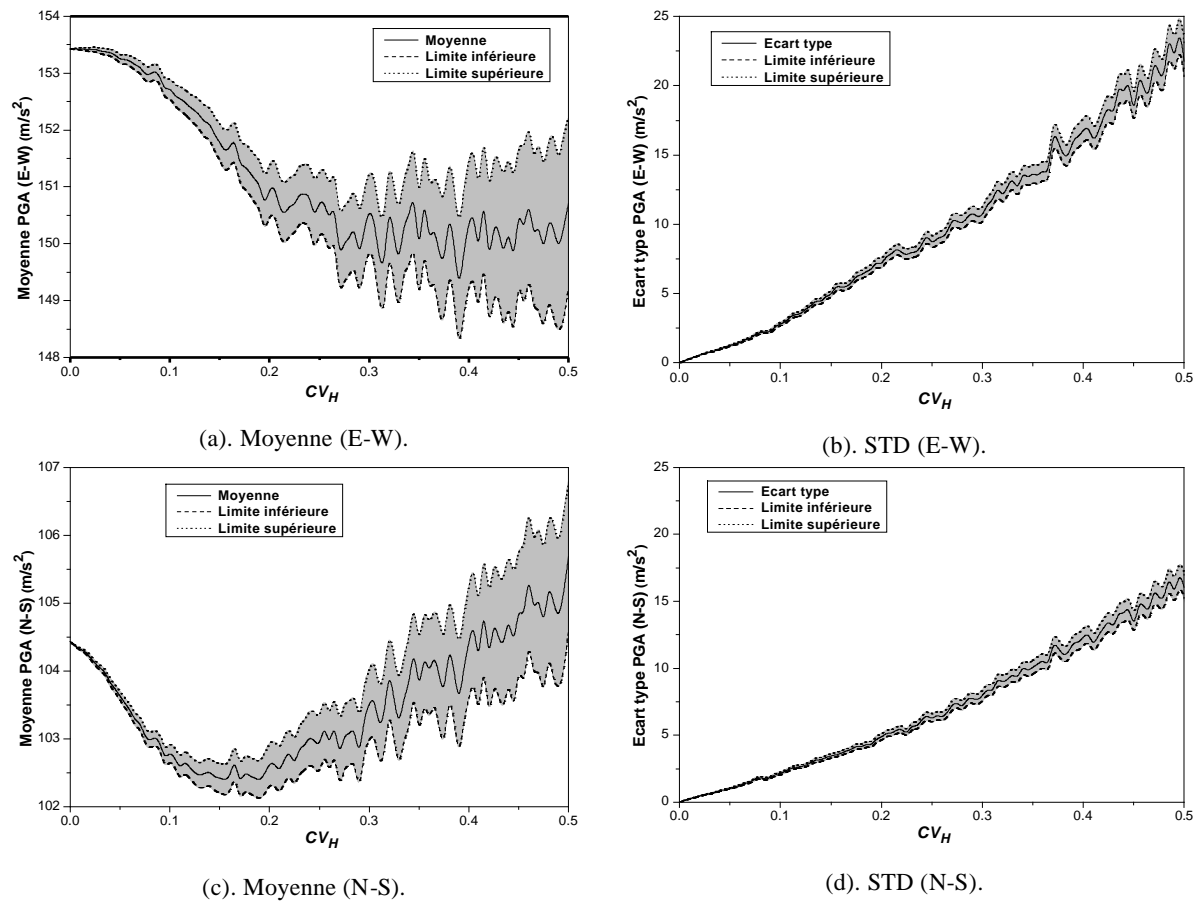


Figure 5.5: Statistiques des accélérations maximales et intervalles de confiances.

La figure 5.6 montre les statistiques des spectres de réponse pour l'accélération maximale à la surface du sol dues aux excitations sismiques E-W et N-S en fonction de la période pour

$CV_H = 0,0 ; 0,2$  et  $0,5$ . L'effet de l'hétérogénéité est minime pour la moyenne mais une grande influence sur l'écart type est notée.

Nous remarquons aussi une atténuation du spectre de réponse en surface par rapport au spectre de réponse au rocher. En effet, les périodes moyennes des deux signaux sont respectivement  $0,2$  sec pour la composante EW et  $0,17$  sec pour NS, alors que les fréquences fondamentales du système sont  $3,15$  sec pour les cas de  $CV_H = 0,0$  et  $0,2$  et de  $2,93$  sec pour le cas de  $CV_H = 0,3$ . Ce qui indique un décalage important dans le contenu fréquentiel des deux signaux et du système. Ceci peut aussi expliquer la faible influence du facteur  $CV_H$  sur le spectre de réponse.

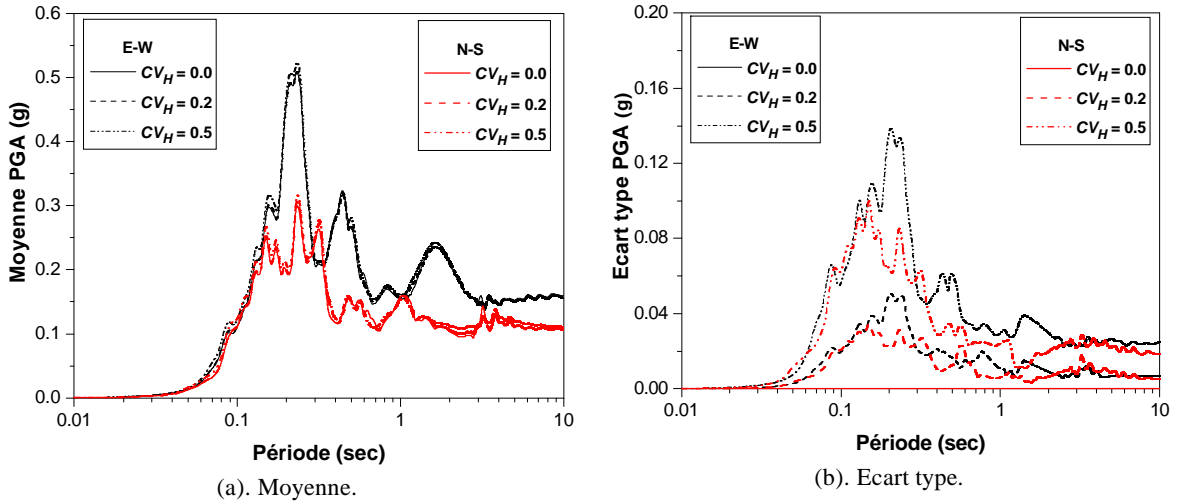


Figure 5.6: Statistiques des spectres de réponse des accélérations maximales.

**5.2.3.4. Analyse dans le domaine des fréquences**

La figure 5.7 présente les statistiques de la fonction de transfert (amplification) pour des valeurs de  $CV_H$  de  $0,0, 0,2$  et  $0,5$ .

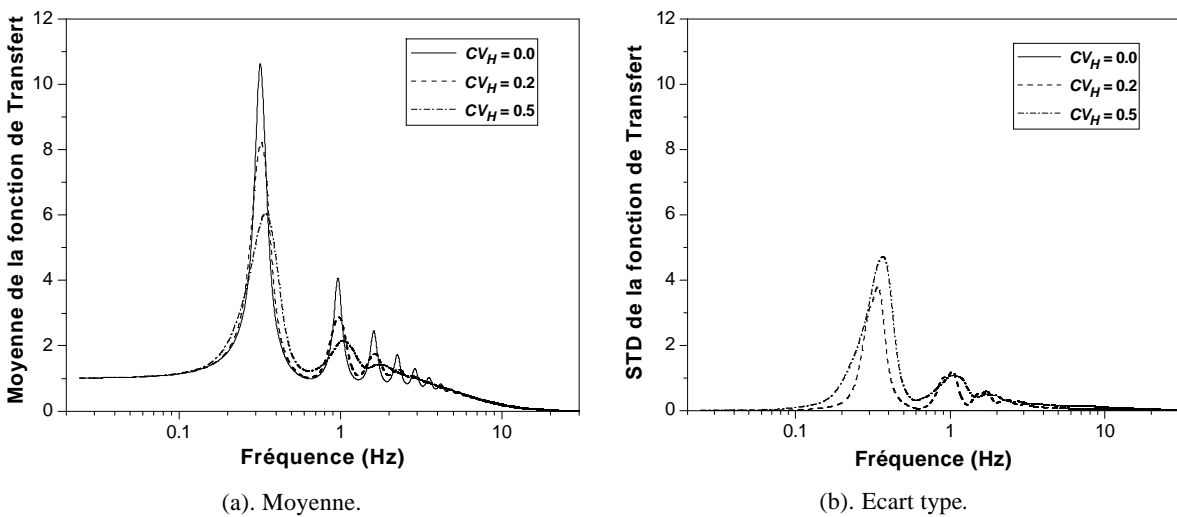


Figure 5.7: Statistiques de la fonction de transfert.

Nous pouvons conclure que l'hétérogénéité cause une augmentation de la fréquence fondamentale indiquant que le sol devient plus rigide et un élargissement du contenu



fréquentiel impliquant qu'un nombre plus significatif des structures est concerné par le phénomène de résonance.

L'écart type de la fonction de transfert a la même forme que la valeur moyenne, et prend des valeurs significatives pour les fréquences propres.

L'intervalle de confiance de la fonction de transfert pour  $CV_H = 0.5$  est donné par la figure 5.8.

Nous pouvons conclure que pour la moyenne et l'écart type, les valeurs maximales de cet intervalle correspondent aux fréquences propres, ce qui implique que l'incertitude est amplifiée par le phénomène de résonance.

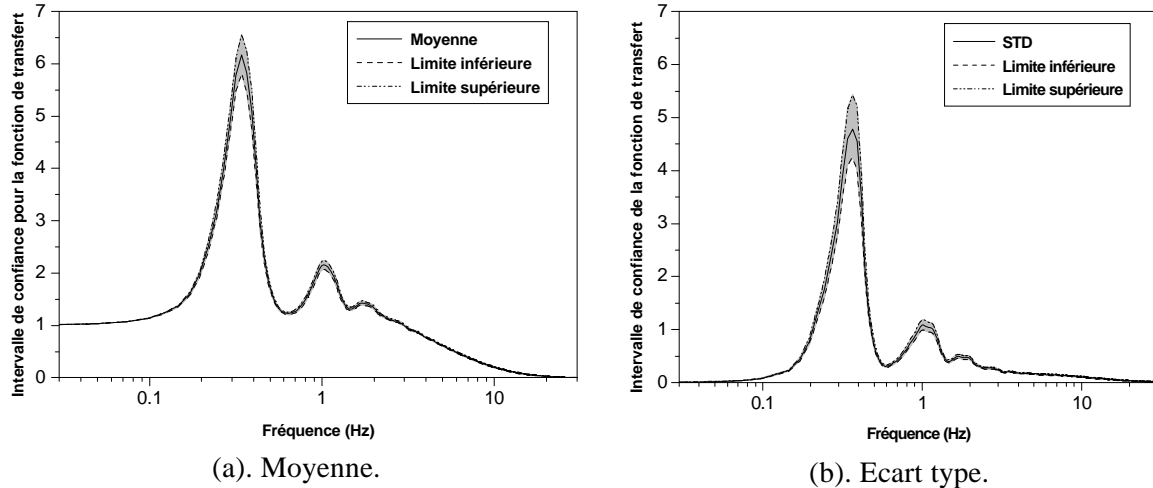


Figure 5.8: Intervalle de confiance pour la fonction de transfert.

Dans la figure 5.9, les statistiques correspondant à la fréquence fondamentale sont illustrées. Nous pouvons conclure que l'hétérogénéité du profil de sol cause une perturbation significative dans la fréquence fondamentale moyenne : pour des valeurs de  $CV_H$  proches de zéro, la moyenne et l'écart type sont constants, mais pour des valeurs croissantes, une augmentation importante de la valeur moyenne avec une forme oscillatoire est observée.

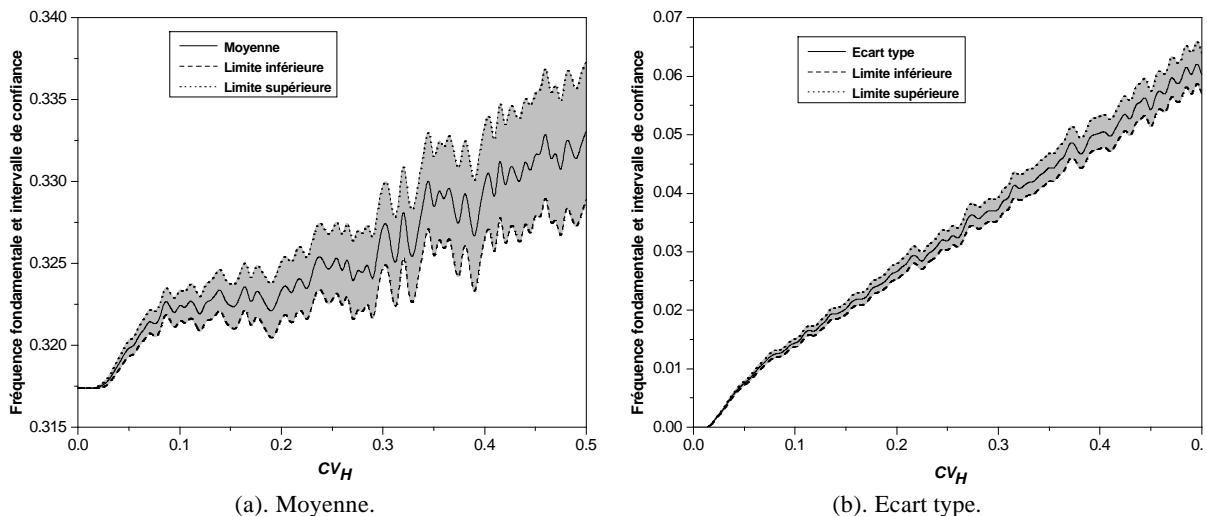


Figure 5.9: Statistiques de la fréquence fondamentale.

D'autre part, l'écart type augmente uniformément. Ce qui indique que l'hétérogénéité influence de manière significative l'amplitude et la forme de la fréquence fondamentale moyenne, l'amplitude de son écart type et que l'intervalle de confiance augmente de manière significative avec la variabilité de la hauteur. L'hétérogénéité du profil de sol conduit à une variation des statistiques de la fréquence fondamentale qui est la plus importante caractéristique dynamique du sol, affectant ainsi son comportement sismique.

La figure 5.10 montre les statistiques de l'amplitude maximale de la fonction de transfert. Nous pouvons noter que pour les faibles valeurs  $CV_H$  ( $CV_H = 0.00-0.08$ ), une diminution importante de la moyenne et une augmentation de l'écart type se produisent, et une stabilisation des deux paramètres pour des valeurs élevées ( $CV_H > 0.08$ ).

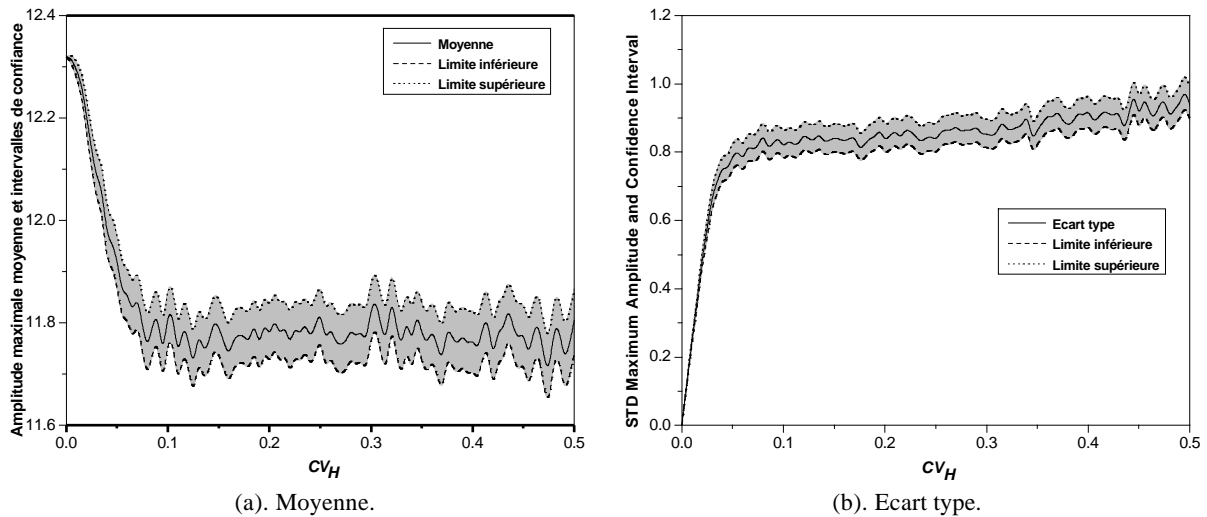


Figure 5.10: Statistiques de l'amplitude maximale.

Dans ce cas, l'intervalle de confiance est pratiquement constant pour les deux grandeurs, indiquant que la précision sur les caractéristiques statistiques n'est pas très affectée par l'hétérogénéité de la hauteur du sol.

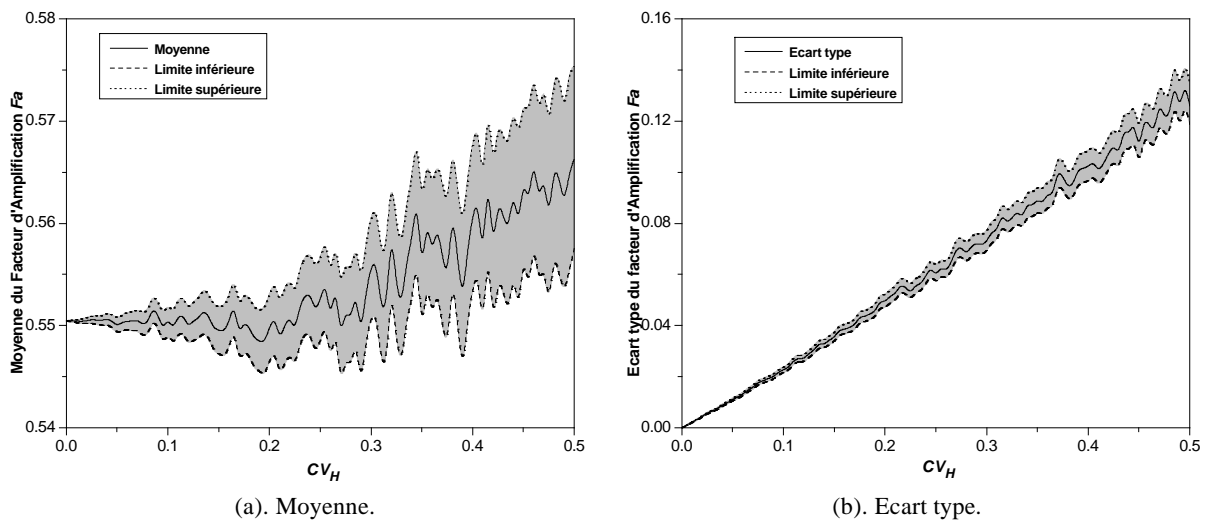


Figure 5.11: Statistiques du facteur d'amplification ( $F_a$ ).

La figure 5.11 montre les statistiques du facteur d'amplification des courtes périodes ( $F_a$ ), qui correspond à l'amplification moyenne sur la gamme des périodes de 0.1 à 0.5 sec. Comme pour la fréquence fondamentale, l'hétérogénéité de la hauteur du profil de sol influence la forme de la courbe moyenne de ce facteur et l'amplitude de son écart type. Pour la valeur moyenne, en fonction de  $CV_H$ , nous pouvons observer une forme oscillatoire et une augmentation importante de l'amplitude. Pour des valeurs de  $CV_H$  allant jusqu'à 0.25, les moyennes demeurent constantes mais pour des valeurs plus importantes une augmentation importante se produit. L'écart type augmente aussi de manière significative avec  $CV_H$  et l'intervalle de confiance prend des valeurs élevées.

La figure 5.12 montre une diminution de la moyenne du facteur d'amplification des périodes moyennes ( $F_v$ ), correspondant à l'amplification moyenne sur la gamme de périodes 0.4-2.0 sec, pour  $CV_H < 0.2$  et une faible augmentation pour des valeurs élevées, tandis que l'écart type augmente avec  $CV_H$  d'une manière différente de celle du facteur  $F_a$ .

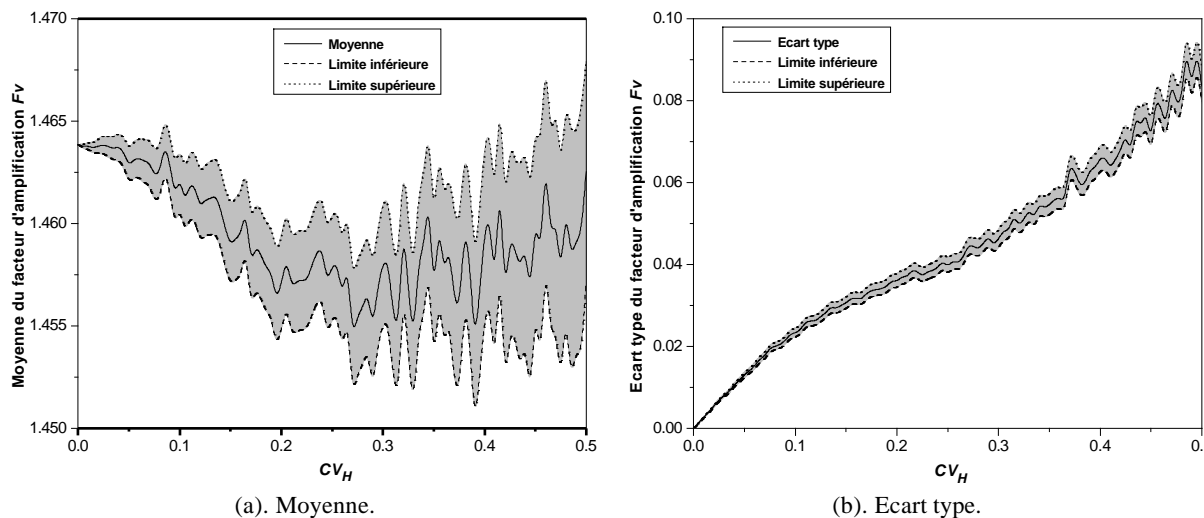


Figure 5.12: Statistiques du facteur d'amplification ( $F_v$ ).

L'intervalle de confiance prend des valeurs importantes pour la moyenne et reste pratiquement constant pour l'écart type.

Nous remarquons que pour les paramètres du domaine des fréquences, sauf pour l'amplitude maximale, l'hétérogénéité du profil de sol favorise l'augmentation de l'intervalle de confiance de la moyenne et de l'écart type, impliquant que la dispersion autour de la valeur moyenne devient importante et il est ainsi difficile de faire des conclusions sur le comportement de ces grandeurs.

### 5.2.3.5. Coefficient de variation

La figure 5.13.a montre les coefficients de variation des paramètres du domaine de fréquentiel.

Ces coefficients augmentent, excepté l'amplitude maximale qui est approximativement constante et le plus important est celui qui correspond à la fréquence fondamentale.

La figure 5.15.b montre le coefficient de variation de la fonction de transfert pour  $CV_H = 0.0, 0.2$  et  $0.5$ . On note que les maximums correspondent aux fréquences fondamentales.

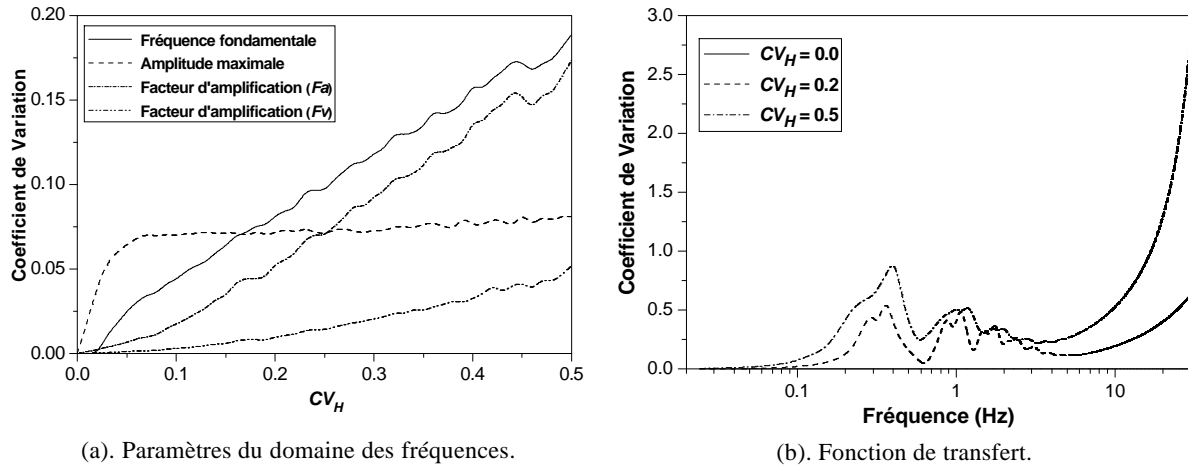


Figure 5.13: Coefficients de variation des paramètres du domaine fréquentiel.

### 5.3. Influence de la variabilité de la hauteur du sol sur l'interaction sol - structure

#### 5.3.1. Introduction

Dans la présente étude, le tunnel du Métro d'Alger ancré dans un sol multicouche et soumis à l'accélération du séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 (figure 5.14) est considéré.

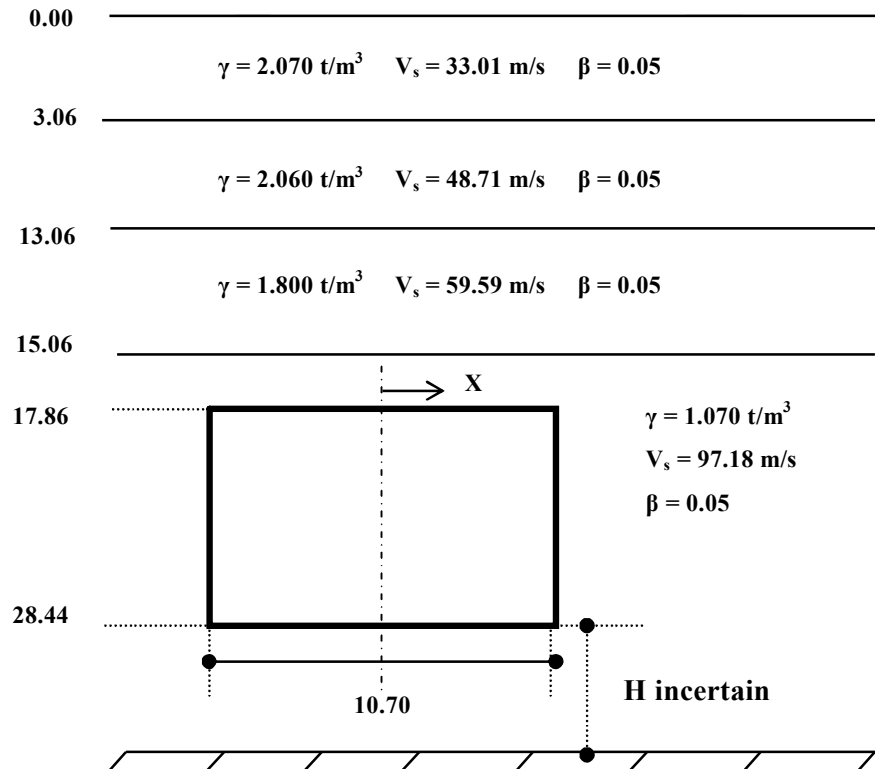


Figure 5.14 : Propriétés du sol et du tunnel.

Les accélérations d'entrée correspondent à la direction horizontale E-W et l'analyse se concentre sur la propagation d'onde unidimensionnelle (ondes SH). La hauteur de la couche inférieure est supposée être une variable aléatoire avec une distribution Log-normale. Des

simulations Monte Carlo sont ainsi réalisées: 100 échantillons sont considérés afin de calculer la moyenne et l'écart type du déplacement du sol en surface, celui du tunnel ainsi que la fonction de transfert dus à l'excitation sismique (Badaoui et al., 2006a,b; Badaoui et al., 2008).

### 5.3.2. Formulation théorique

Pour des sols représentés par un empilement de couches horizontales distinctes, se prolongeant à leurs frontières latérales à l'infini, avec la présence de structures souterraines, la BEM apparaît comme l'approche la plus adéquate. En fait, cette dernière n'exige pas une modélisation du milieu entier mais uniquement de sa frontière. Le point de départ de cette formulation est l'expression suivante

$$\iint_S t_i u_i^* dS + \iiint_V \left( b_i - \rho \frac{\partial^2 u_i}{\partial t^2} \right) u_i^* dV = \iint_S t_i^* u_i dS + \iiint_V \left( b_i^* - \rho \frac{\partial^2 u_i^*}{\partial t^2} \right) u_i dV \quad (5.9)$$

où  $t_i$  est la contrainte,  $u_i$  le déplacement,  $b$  les forces volumiques (supposées nulles dans notre cas),  $t$  représente le temps,  $S$  la surface et  $V$  le volume. Les variables avec le symbole \* correspondent aux solutions fondamentales.

L'équation 5.9 est la version continue de la formulation tandis que la version discrète pourrait être exprimé comme suit (Pais, 1988)

$$A U = B P \quad (5.10)$$

où:  $U$  est le vecteur déplacement,  $P$  le vecteur force,  $A$  la matrice des contraintes fondamentales et  $B$  la matrice des déplacements fondamentaux. Les matrices  $A$  et  $B$  correspondent au cas d'une force impulsive concentrée ayant une intensité unité.

En présence de structures rigides telles que des fondations, un tunnel ou une inclusion rigide dans le cas d'ondes sismiques incidentes, l'équation 5.10 devient (Pais, 1988)

$$A(U - U^*) = B(P - P^*) \quad (5.11)$$

ou:  $U^*$  et  $P^*$  sont les déplacements et les contraintes en champ libre (sans structures à l'intérieur).

Le comportement rigide des structures qui lie le déplacement de leurs nœuds à celui du point de référence ( $u_0$ ) par une matrice de transformation  $T$ , est décrit par l'expression

$$U = T u_0 \quad (5.12)$$

En introduisant l'équation 5.12 dans 5.11 et après quelques réarrangements, nous obtenons l'expression suivante

$$A T u_0 = A U^* + B(P - P^*) \quad (5.13)$$

En multipliant l'équation 5.13 par  $T^T B^{-1}$ , cette dernière devient

$$T^T B^{-1} A T u_0 = T^T B^{-1} A U^* + T^T P - T^T P^* \quad (5.14)$$

En posant

$$\begin{cases} K = T^T B^{-1} A T \\ H = B^{-1} A \end{cases} \quad (5.15)$$

L'équation 5.14 peut être réécrite comme

$$K u_0 - T^T P = T^T (H U^* - P^*) \quad (5.16)$$

$T^T P$  représente la résultante des forces sur le sol autour de la structure. Ces forces doivent équilibrer les forces d'inertie, i.e.

$$T^T P = \omega^2 M u_0 \quad (5.17)$$

où  $M$  est la matrice masse de la structure considérée et  $\omega$  est la pulsation. En substituant l'équation 5.17 dans 5.16, cette dernière devient

$$(K - \omega^2 M) u_0 = T^T (H U^* - P^*) \quad (5.18)$$

Après avoir obtenu le déplacement de la structure ( $u_0$ ), les déplacements des points en surface peuvent être obtenus en appliquant des forces fictives à la même position que le déplacement désiré. En désignant par  $A^I$  et  $B^I$  les matrices colonnes, respectivement, des contraintes et des déplacements résultant de ces forces, les déplacements des points en surface du sol sont donnés par

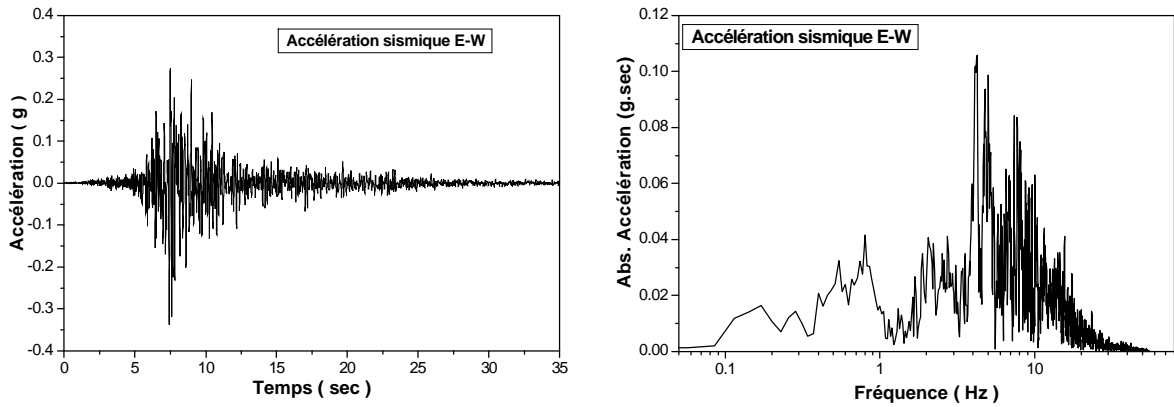
$$u_i = (B^I H - A^I)(T u_0 - U^*) + u_i^* \quad (5.19)$$

$u_i$  étant le déplacement du point  $i$  in en surface,  $u_i^*$  celui correspondant au même point en champs libre (sol sans structure).

La BEM méthode exige l'utilisation des fonctions de Green qui ne sont pas toujours disponibles. En fait, pour le cas des milieux multicouches horizontaux, la résolution analytique n'est pas toujours possible et les approches numériques conduisent à des termes singuliers lorsque la charge fictive est appliquée à la même position où les fonctions de Green sont calculées. Dans le cas présent, ces fonctions sont obtenues en utilisant la TLM (Kausel et Peek, 1982 ; Pais, 1988). A titre illustratif, la hauteur de la couche inférieure (sous le tunnel et au-dessus du rocher) est supposée une variable aléatoire suivant une distribution Log-normale avec une valeur moyenne  $\mu_H = 30m$  et un écart type  $\sigma_H = 5m$  (Badaoui et al., 2008), correspondant à un coefficient de variation  $CV_H = 16.67\%$ . Des simulations Monte Carlo sont réalisées. Dans le cas actuel, 100 échantillons indépendants avec une distribution Log-normale sont générés avec les caractéristiques  $(\mu_H, \sigma_H)$ , fournissant le même nombre de fonctions de transfert et de déplacements du tunnel. Finalement, les statistiques de ces paramètres sont calculées afin d'étudier l'effet de l'incertitude de la hauteur de la couche inférieure du sol sur sa réponse sismique dans les domaines des temps et des fréquences.

### 5.3.3. Résultats numériques

Le système constitué du tunnel et du sol environnant est soumis au séisme de Boumerdes du 21 mai 2003. L'accélération considérée correspond à la composante E-W du signal, car la présente étude est limitée au cas de la propagation des ondes SH. La figure 5.15 donne l'accélération considérée dans les domaines temporel et fréquentiel.



(a). Domaine des temps.

(b). Domaine des fréquences.

Figure 5.15 : Accélération sismique d'entrée.

Le spectre de réponse correspondant à l'accélération considérée est représenté dans la figure 5.16.

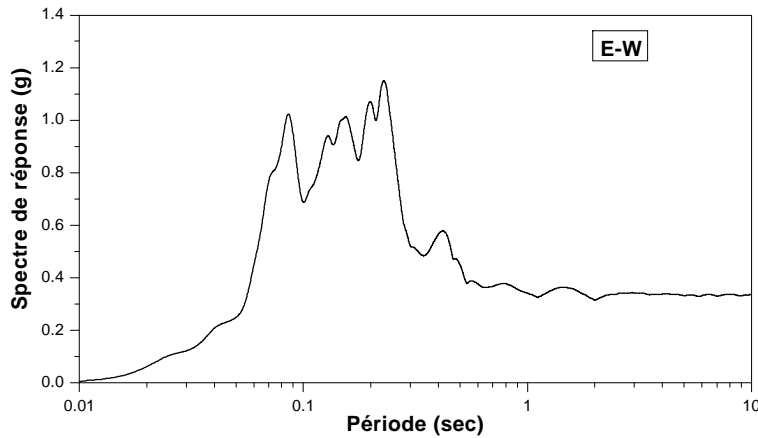


Figure 5.16 : Spectre de réponse de l'accélération sismique d'entrée.

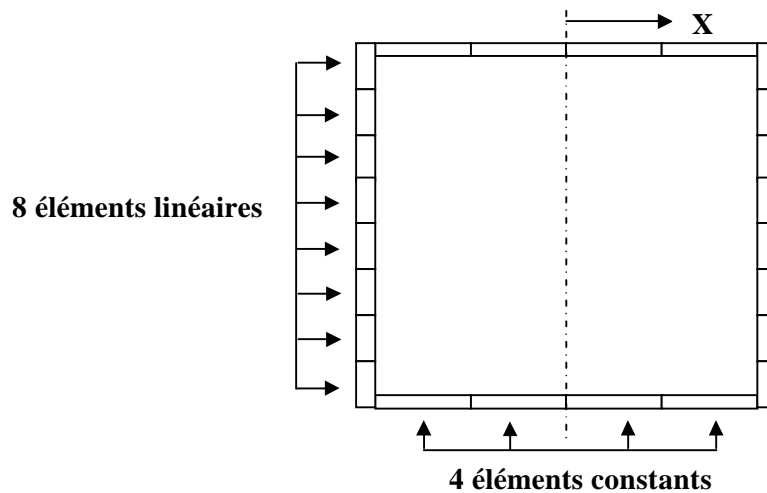


Figure 5.17 : Discrétisation du tunnel.

L'application de la TLM exige la discrétisation du sol multicouche en sous-couches, de telle sorte que l'on puisse supposer que le champ de déplacement est linéaire au niveau d'une sous-couche. En outre, la discrétisation du tunnel utilisé dans cette formulation en BEM consiste en 8 éléments linéaires dans la direction verticale et 4 éléments horizontaux constants (figure 5.17).

La figure 5.18 montre les statistiques du déplacement en surface, en fonction de la fréquence et de la distance à l'axe du tunnel (figure 5.17). Le déplacement moyen maximum correspond approximativement à une fréquence de 5 hertz qui est la fréquence fondamentale de l'excitation (figure 5.15b). A cette fréquence, le déplacement maximum correspond, comme décrit dans Pais (1988), aux points situés au-dessus de l'axe du tunnel et diminue en suivant une forme sinusoïdale en fonction des coordonnées horizontales : ceci confirme la remarque émise dans ces références indiquant que le mouvement induit est essentiellement harmonique. Mais pour les autres fréquences, ce déplacement est important au niveau des extrémités latérales du tunnel. Ces résultats indiquent que la variation de rigidité aux extrémités du tunnel accentue les mouvements en surface et que le tunnel n'influence pas fortement le contenu fréquentiel mais a une influence majeure sur l'amplitude du mouvement.

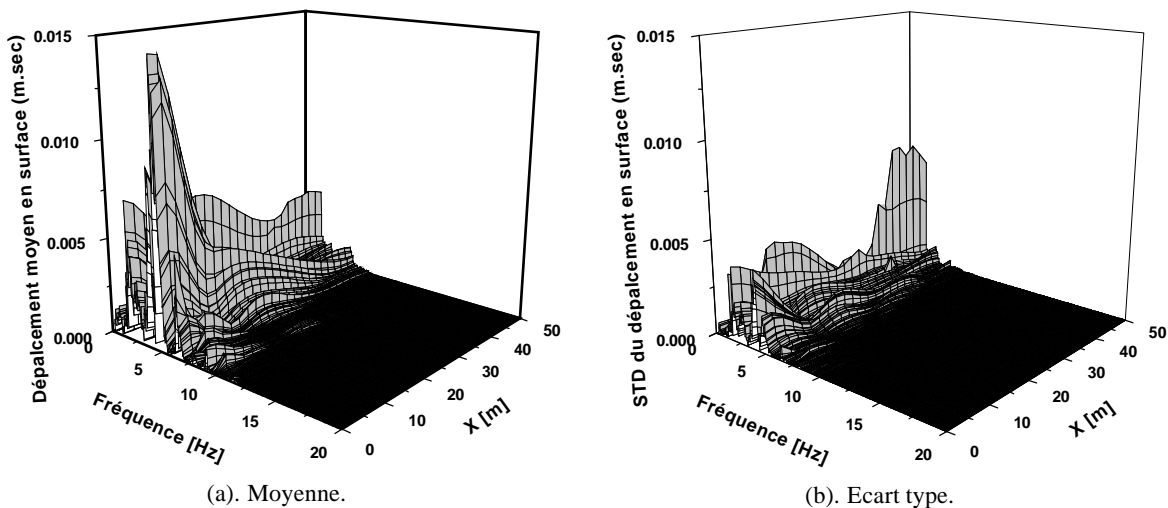


Figure 5.18 : Déplacement du sol en surface.

Les résultats montrent que l'écart type des déplacements : (1). est important pour les fréquences basses et fondamentales; (2). suit une forme sinusoïdale en fonction de la coordonnée horizontale, pour les fréquences fondamentales. Cet écart type est aussi important pour des distances de l'axe du tunnel autour de 50m, indiquant que la détermination de ce déplacement devient plus imprécise.

Les statistiques du déplacement de tunnel (valeurs absolues) sont représentées sur la figure 5.19. La fréquence fondamentale est déviée vers la gauche indiquant que le système composé par le tunnel et le sol multicouche devient plus massif. On peut conclure que le mouvement moyen du sol prend des valeurs importantes pour les fréquences fondamentales de l'excitation. L'écart type a, approximativement, la même forme que la valeur moyenne et prend des valeurs importantes autour des fréquences fondamentales, indiquant que la résonance accentue l'incertitude sur le déplacement du tunnel.



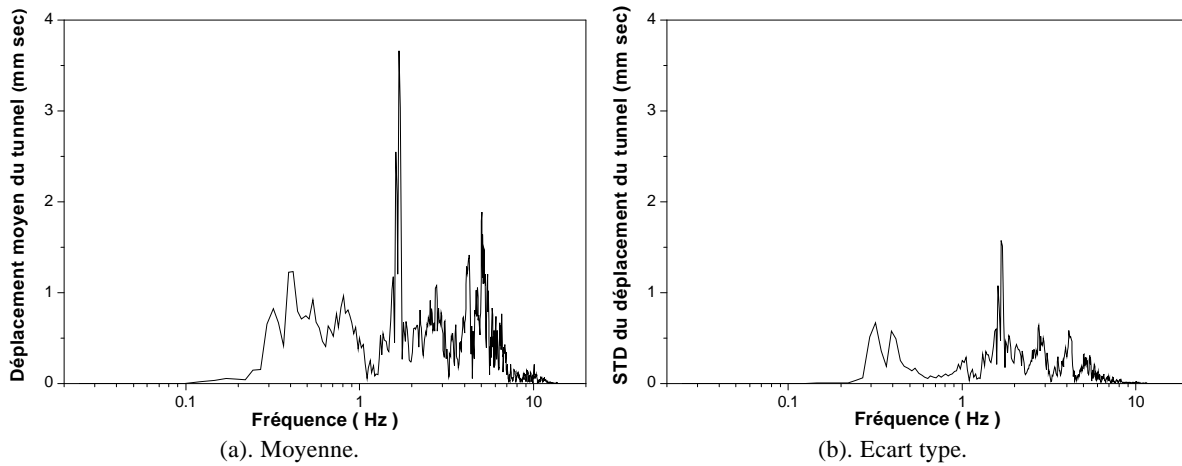


Figure 5.19 : Déplacement du tunnel.

La figure 5.20 montre la moyenne et l'écart type de la fonction de transfert, alors que la figure 5.21 montre la fonction de transfert pour le cas homogène, qui correspond au cas d'un coefficient de variation  $CV_H = 0$ .

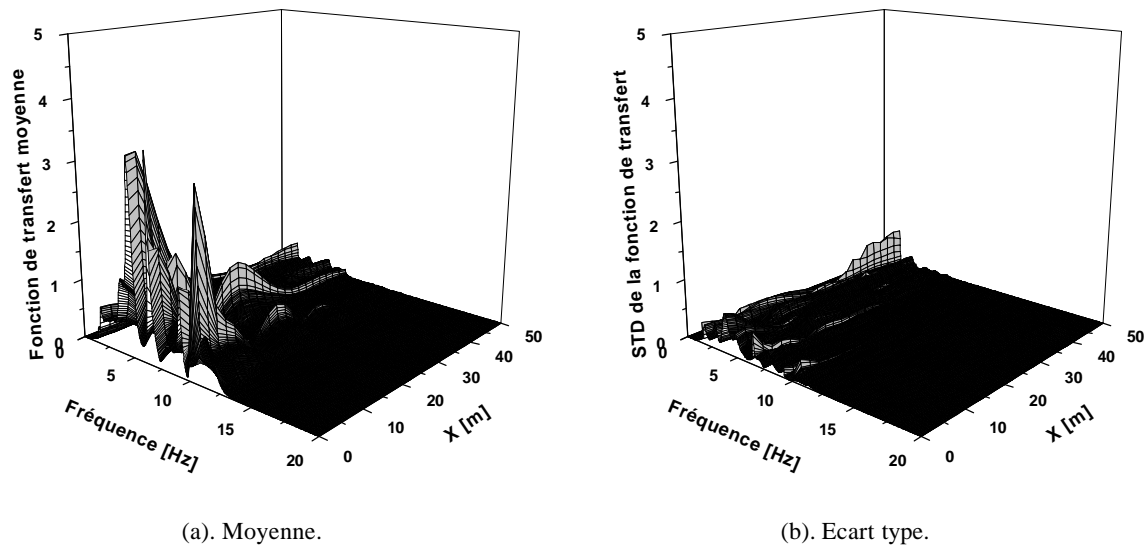


Figure 5.20 : Fonction de transfert entre la base et la surface du sol multicouche.

Les pics de la fonction de transfert correspondent approximativement aux mêmes fréquences que pour le déplacement de tunnel avec une augmentation de l'amplification pour les fréquences autour 2 hertz. En outre, le maximum est observé approximativement à la même position horizontale; c'est également le cas pour le déplacement en surface. L'écart type est important pour les basses fréquences et pour les points situés aux frontières latérales de tunnel. L'hétérogénéité implique une diminution légère de la fonction de transfert sans influence significative sur le contenu fréquentiel ni sur la forme (figures 5.20a et 5.21).

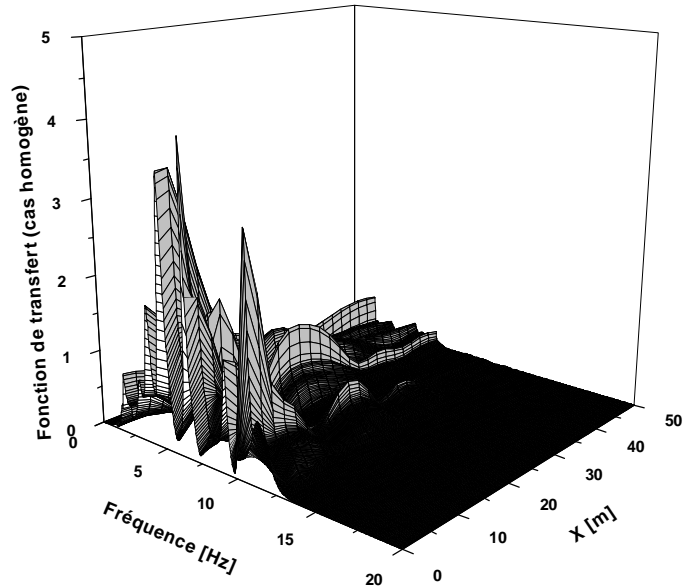


Figure 5.21 : Fonction de transfert pour le système sol-tunnel pour le cas homogène.

Les figures 5.22 et 5.23 donnent la fonction de transfert en champ libre (sol multicouche sans structure) pour les cas homogène et hétérogène, respectivement.

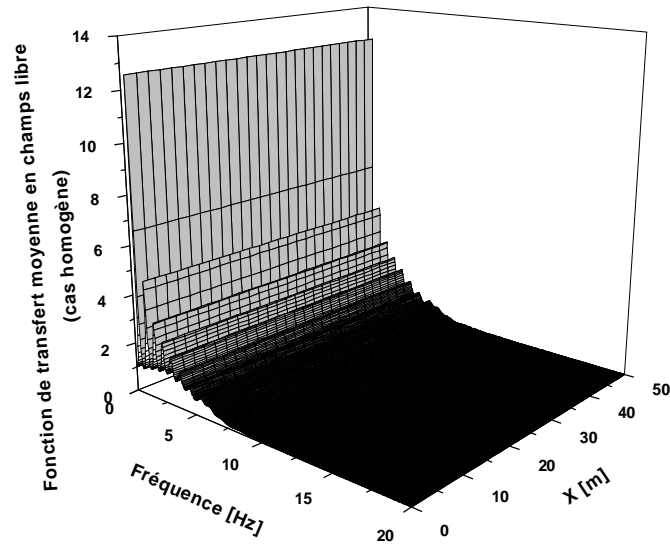


Figure 5.22: Fonction de transfert en champ libre pour le cas homogène.

Nous pouvons conclure que l'hétérogénéité cause une diminution de l'amplitude de cette fonction et un élargissement du contenu de fréquence (figure 5.22 et 5.23a).

L'écart type de la fonction de transfert (voir figure 5.23b) a la même forme que la valeur moyenne, tandis qu'il prend de grandes valeurs pour des fréquences autour 10 hertz.

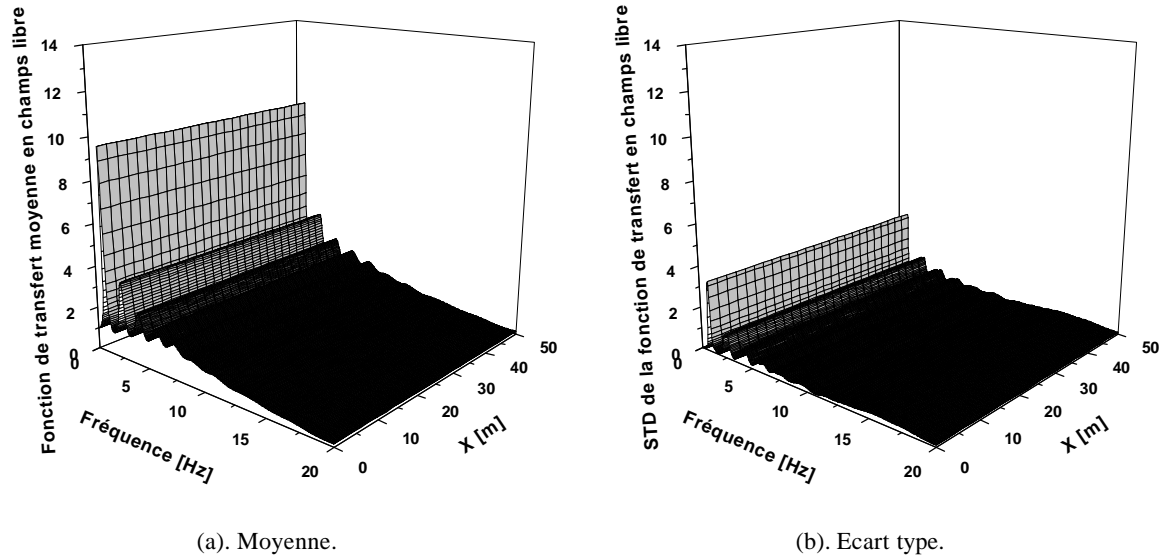


Figure 5.23 : Fonction de transfert en champs libre pour le cas hétérogène.

La figure 5.24 montre les valeurs moyennes du spectre de réponse de l'accélération en surface en fonction de la période et de la distance à l'axe de tunnel.

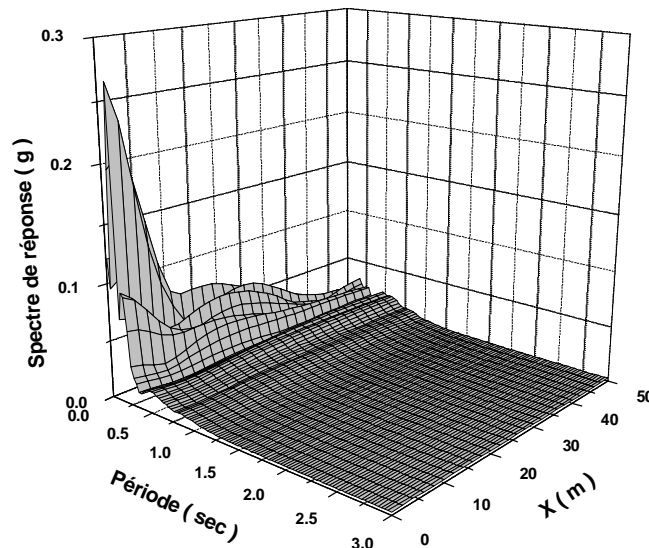


Figure 5.24 : Spectre de réponse de l'accélération en surface.

#### 5.4. Conclusion

Ce chapitre traite de l'effet de l'incertitude sur la profondeur du rocher, sur la réponse sismique d'un site d'Alger dans les domaines des temps et des fréquences, au séisme de Boumerdes (Algérie, 21 mai 2003, Mw = 6.5). L'analyse sismique stochastique du profil de sol est effectuée par l'intermédiaire de simulations Monte Carlo couplées à la méthode de la matrice de rigidité dans le cas unidimensionnel (ondes SH) parce que cette configuration donne en général une plus grande finesse dans la description des couches géologiques du fait de la plus faible longueur d'onde des ondes SH.

Les statistiques, i.e. la moyenne et l'écart type ainsi que l'intervalle de confiance pour les résultats sont calculés et leurs distributions sont comparées à la distribution Log-normal et celle dérivée du principe du maximum d'entropie.

L'hétérogénéité de la hauteur du sol conduit à une augmentation de l'accélération moyenne provoquée par l'excitation dans la direction N-S et une diminution pour la direction E-W. Les écarts type des deux accélérations augmentent d'une manière semblable et leurs formes sont pratiquement linéaires. L'hétérogénéité du profil de sol favorise la résonance pour le mouvement N-S contrairement à la composante E-W.

Pour les spectres de réponse des accélérations, l'effet de l'hétérogénéité du sol n'est pas significatif pour les valeurs moyennes mais a une grande importance pour l'écart type.

Nous pouvons conclure de l'étude de la fonction de transfert que l'hétérogénéité cause une diminution de l'amplitude de cette fonction, et implique une augmentation de la fréquence fondamentale ainsi que du contenu fréquentiel, indiquant que le sol devient plus rigide et qu'un plus grand nombre de structures est concerné par le phénomène de résonance. L'écart type de la fonction de transfert possède la même forme que la valeur moyenne, indiquant que la dispersion des valeurs de cette fonction autour de leur moyenne est amplifiée par le phénomène de résonance.

Pour des valeurs du coefficient de variation de la hauteur du profil proches de zéro, la moyenne et l'écart type de la fréquence fondamentale sont constants, mais augmentent avec ce paramètre, de façon linéaire pour l'écart type. Nous pouvons conclure que l'hétérogénéité de la hauteur du sol influence de manière significative l'amplitude et la forme de la fréquence fondamentale moyenne et l'amplitude de son écart type.

Pour des valeurs faibles de ce même coefficient, une diminution importante de la moyenne de l'amplitude maximale et une augmentation de son écart type se produisent, ainsi qu'une stabilisation des deux paramètres pour des valeurs élevées avec un intervalle de confiance pratiquement constant.

L'hétérogénéité de la hauteur du profil de sol influence également la forme du facteur d'amplification moyen pour les courtes périodes ( $F_a$ ) et l'amplitude de son écart type : une forme oscillante et une augmentation importante de la valeur moyenne et de l'écart type. Alors que pour le facteur d'amplification des périodes moyennes ( $F_v$ ), une diminution de la moyenne est notée pour une faible hétérogénéité et une faible augmentation pour les grandes valeurs de  $CV_H$ , avec un accroissement de l'écart type dans tous les cas d'une manière différente de celle du facteur  $F_a$ .

Les coefficients de variation des paramètres augmentent dans tous les cas sauf celui de l'amplitude maximale qui est approximativement constant, le plus important de ces coefficients étant celui correspondant à la fréquence fondamentale.

La présente analyse étudie aussi la réponse sismique probabiliste des sols multicouches contenant des tunnels ou des inclusions rigides. Elle se concentre sur la sensibilité du déplacement en surface et de la fonction de transfert à l'aspect aléatoire des propriétés géologiques.

La hauteur de la couche inférieure étant considérée comme une variable aléatoire Log-normale, des simulations Monte Carlo sont alors réalisées: 100 échantillons sont produits, avec une valeur moyenne de 30m et un écart type de 5m. Les distributions dérivées pour le

déplacement du sol en surface et la fonction de transfert sont alors analysées. La discrétisation des éléments de frontières du tunnel se fait par des éléments linéaires dans la direction verticale et des éléments constants suivant l'axe horizontal.

Le maximum du déplacement moyen correspond approximativement à la fréquence fondamentale de l'excitation: on l'observe aux points situés juste au-dessus de l'axe du tunnel. Cependant, pour les autres fréquences, ce déplacement est important au niveau des extrémités latérales du tunnel. L'écart type des déplacements est important pour les basses fréquences fondamentales, alors que le contenu fréquentiel de la réponse est moins sensible à la variabilité de la hauteur du profil du sol considéré.

La valeur moyenne du déplacement du tunnel est importante pour les fréquences fondamentales de l'excitation. L'écart type a approximativement la même forme que la valeur moyenne et prend des valeurs importantes pour les fréquences fondamentales.

Les valeurs maximales de la fonction de transfert correspondent approximativement aux mêmes fréquences que pour le déplacement de tunnel. En outre, une augmentation de cette amplification est observée pour des fréquences autour de 2 hertz et est située approximativement à la même position horizontale que l'amplification du déplacement du sol en surface et l'écart type est important pour les basses fréquences. Ce qui signifie que l'hétérogénéité cause une diminution de la fonction de transfert pour les basses fréquences fondamentales tandis qu'elle implique une augmentation pour les valeurs élevées, sans influence significative ni sur le contenu fréquence ni sur la forme.

L'hétérogénéité implique une diminution de l'amplitude de fonction de transfert tandis qu'elle prolonge le contenu de fréquence. En outre, l'écart type suit la même forme que la valeur moyenne, mais prend des valeurs importantes autour de 10 hertz. Pour les hautes fréquences l'hétérogénéité de la hauteur du profil du sol inuit une incertitude importante de la fonction de transfert pour les hautes fréquences malgré que l'amplitude moyenne de cette fonction diminue dans cet intervalle. Ainsi, la détermination de la valeur moyenne de la fonction de transfert pour les hautes fréquences n'est pas précise.

## **Chapitre 6**

### **Etude comparative des réponses sismiques stochastique et réglementaire**

## Chapitre 6 : Etude comparative des réponses sismiques stochastique et réglementaire

### 6.1. Introduction

Les effets de sites sont pris en charges dans les règlements parasismiques par l'introduction de catégories définissant des types de sols: l'UBC97 distingue six types de sols, l'EC8 définit cinq types de sol principaux et deux types spéciaux et le RPA99 en considère quatre. Le tableau de l'Annexe 2 donne les différents types de sols considérés par les différents règlements parasismiques.

Le système de classification est basé sur une définition en termes de la vitesse moyenne des ondes de cisaillement des 30 m superficiels, de l'essai de pénétration standard, de la force de compression non confinée et de la densité relative. Boore et al. (1994) indiquent que le paramètre idéal serait la vitesse moyenne des ondes de cisaillement à une profondeur égale au quart de la longueur d'onde pour la période considérée (Dogangün and Livaoglu, 2006). D'après cette règle, 30 m est la profondeur correspondant à une période propre d'un sol rigide de 0.16 s et les valeurs des périodes tendent à augmenter lorsque le sol devient plus mou (Dogangün and Livaoglu, 2006). Il convient de noter que les spectres définis dans les codes selon les types de sol sont donnés seulement pour des cas où les 30m de sol immédiatement au-dessous du site dominant le contenu fréquentiel.

L'autre paramètre important dans les codes sismiques est le spectre de calcul. Les vibrations induites par un séisme sont généralement représentées sous forme de spectres de réponse de l'accélération ou de déplacement. Divers paramètres sismologiques et géophysiques affectent l'amplitude et la forme des spectres de réponse. Parmi ceux-ci, nous pouvons citer : la magnitude du séisme, la distance entre la source et le site, la classification du site et le type de faille. La constante d'amortissement et la période de vibration de la structure sont d'autres paramètres affectant les spectres de réponse. Dans les codes courants, les actions sismiques sont représentées sous forme de spectre d'accélération absolue. La figure 6.1 donne la forme type du spectre de calcul.

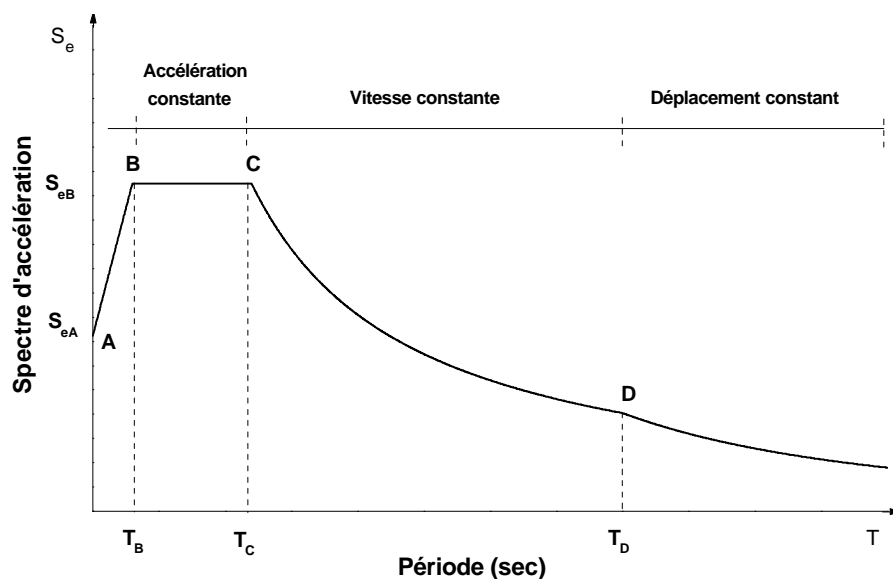


Figure 6.1: Spectres de calcul.

Dans cette figure,  $T$  désigne la période de la structure,  $S_{eA}$  et  $S_{eB}$  sont les ordonnées aux points A et B du spectre de calcul,  $T_B$  et  $T_C$  sont les limites de périodes supérieure et inférieure de la branche d'accélération spectrale constante et  $T_D$  définit le début de la branche constante de déplacement du spectre.

Un concept pratique adopté par la plupart des codes parasismiques pour déterminer le spectre de calcul non élastique consiste à diviser le spectre de réponse élastique par un facteur simple. Pour le RPA99, le facteur utilisé pour réduire le spectre de réponse élastique est appelé le coefficient de comportement de la structure ( $R$ ), pour l'EC8 c'est le facteur de comportement ( $q$ ) et pour l'UBC97 c'est le coefficient  $R$ . Les spectres de calcul définis par les codes sismiques RPA99, UBC97 et EC8, sont donnés en Annexe 3.

Pour mettre en évidence l'effet de la prise en compte de l'incertitude sur la hauteur du profil de sol, une analyse sismique de plusieurs bâtiments en utilisant les spectres de calcul correspondant à un amortissement critique de 5% est réalisée dans la présente étude. Cette analyse est effectuée pour quatre types de sol définis dans le RPA99, l'UBC97 et l'EC8. D'autre part, nous considérons le cas d'un sol multicouche composé de quatre couches dont la hauteur totale et la vitesse des ondes de cisaillement sont considérées comme des variables aléatoires avec une distribution Log-normale (figure 6.2).

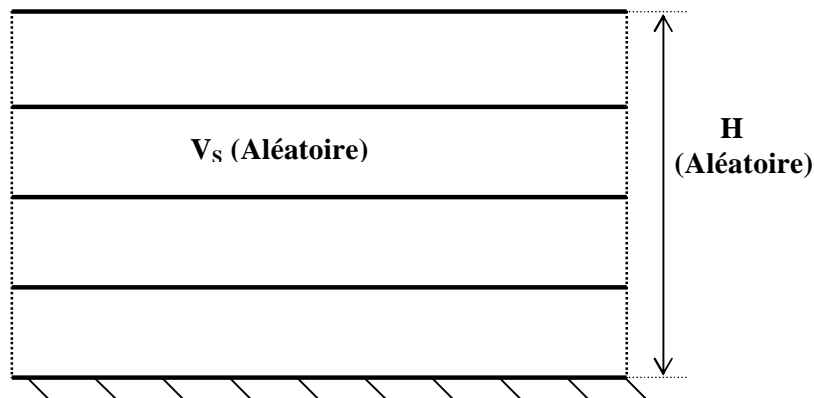


Figure 6.2: Sol multicouche.

Des simulations de Monte Carlo sont réalisées : 1000 échantillons sont générés pour des valeurs moyennes et des coefficients de variation des paramètres considérés. La vitesse des ondes de cisaillement est supposée varier linéairement en fonction de la profondeur mais son coefficient de variation  $CV_C$  reste égal à 0,2. Les valeurs des vitesses moyennes dépendent des types de sols considérés, c'est-à-dire, 1000 m/s pour le type  $S_1$  (sol rocheux), 600 m/s pour le type  $S_2$  (sol ferme), 300 m/s pour le type  $S_3$  (sol meuble) et 100 m/s pour le type  $S_4$  (sol très meuble). Le comportement aléatoire de la hauteur totale est aussi pris en compte, avec deux cas de valeurs moyennes : 30 et 100 m respectivement et un coefficient de variation  $CV_H$  de 0,0, 0,2 et 0,5. La figure 6.3 donne les spectres de réponse moyens pour ce cas.

## 6.2. Modélisation des structures

Des bâtiments de référence en béton armé (3, 6 et 12 étages), décrits dans la figure A4.1 de l'Annexe 4, ont été arbitrairement choisis pour montrer l'effet de la variabilité de la hauteur du sol et de la vitesse moyenne des ondes de cisaillement. Les bâtiments de 6 et 12 étages ont trois plans d'étage différents qui sont : symétrique (SB), mono symétrique (MB) et non symétrique (UB). Sept bâtiments sont donc considérés et sont mentionnés par : 3-SB, 6-SB, 6-



MB, 6-UB, 12-SB, 12-MB et 12-UB. Les dimensions en plan des bâtiments, typiques à tous les planchers, sont de 22.7 m x 13.75 m, avec une hauteur d'étage de 3 m. Les systèmes structuraux choisis sont composés de structures autostables. En outre, des voiles dans les deux directions horizontales sont considérés pour les cas particuliers de bâtiments à 6 et 12 étages.

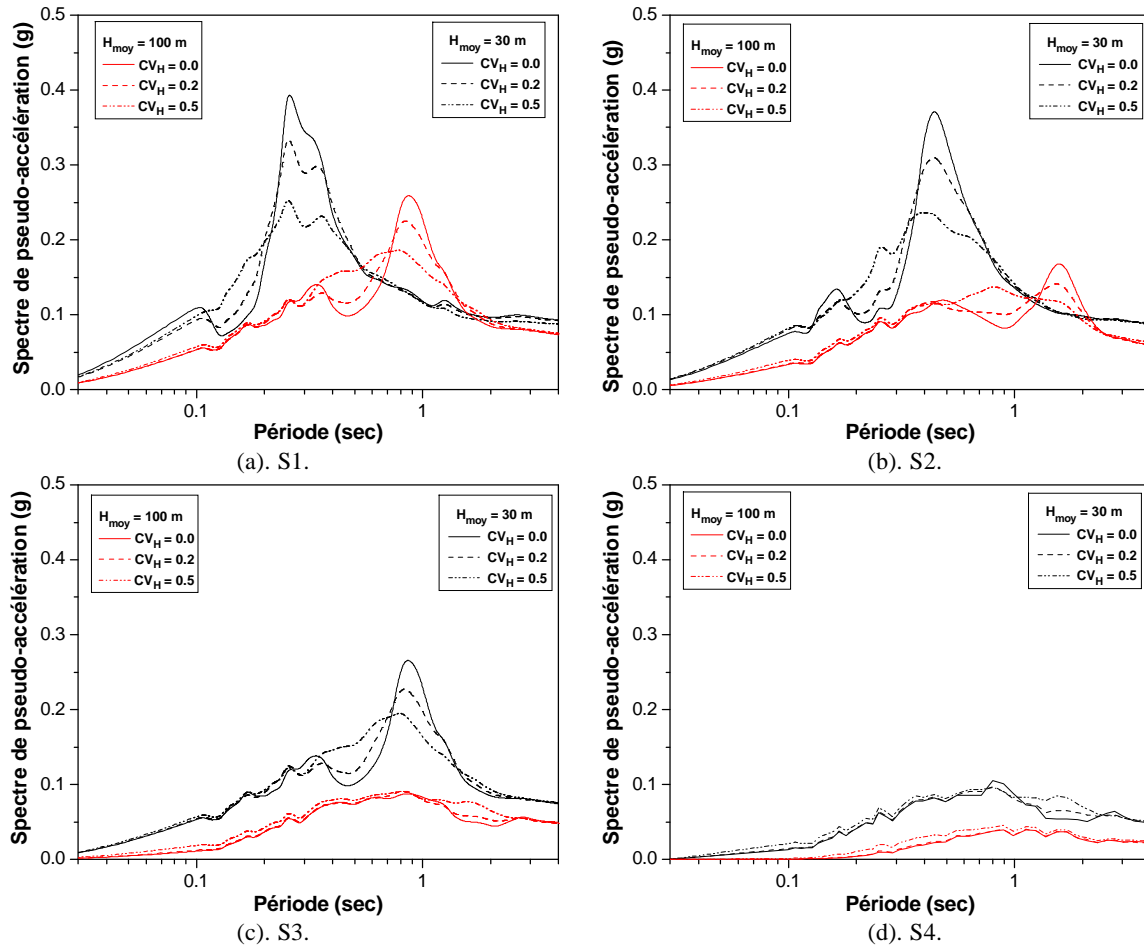



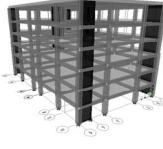
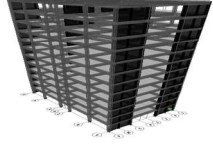
Figure 6.3: Spectres de calcul pour  $H_{moy} = 30$  et  $100m$  et  $CV_H = 0.0, 0.2$  et  $0.5$ .

Les sections transversales des poteaux varient après le 3ème étage pour les bâtiments à 6 étages, et après le 4ème et 8ème étage pour les bâtiments à 12 étages. Les dimensions des poteaux, des poutres et des voiles dans les directions de  $x$  et de  $y$ , ainsi que l'épaisseur des dalles, sont données dans le tableau 6.1.

Dans la présente étude, la valeur du coefficient de comportement de la structure  $R$  recommandé par le RPA99 est 5, l'UBC97 donne une valeur du coefficient  $R$  de 5.5 et l'EC8 recommande une valeur de 3.9 pour le facteur de comportement  $q$ .

En plus des spectres de calcul règlementaires, d'autres spectres calculés en utilisant une méthode empirique de génération de séismes artificiels non stationnaires (Sabetta et Pugliese, 1996). Ils correspondent au cas d'un séisme à grande magnitude dont l'épicentre est distant de 100 km du site considéré. Les statistiques concernant l'accélération du sol en surface et donc du spectre de calcul en surface sont calculés à partir de deux configurations de la hauteur totale du site (30 et 100m) et pour trois coefficients de variation de cette hauteur  $CV_H$  (0.0, 0.2 et 0.5). Ces spectres sont utilisés comme spectres de calcul pour l'étude stochastique. Ainsi, la présente étude utilise 36 spectres (i.e. 9 spectres pour chaque type de sol).

Tableau 6.1: Dimensions des éléments structuraux pour les bâtiments considérés (cm).

Bâtiment	Eléments structuraux												
		3 étages		6 étages				12 étages					
		b <sub>x</sub>	b <sub>y</sub>	b <sub>x</sub>	b <sub>y</sub>	b <sub>x</sub>	b <sub>y</sub>	b <sub>x</sub>	b <sub>y</sub>	b <sub>x</sub>	b <sub>y</sub>	b <sub>x</sub>	b <sub>y</sub>
Poteaux	C1	40	40	50	50	40	40	50	30	40	30	30	30
	C2	50	50	60	60	50	50	70	70	50	50	40	40
Symétrique	W1	-	-	25	175	25	175	30	430	30	430	30	430
	W2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	W3	-	-	25	175	25	175	30	430	30	430	30	430
	W4	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
Mono symétrique	W1	-	-	175	25	175	25	480	30	480	30	430	30
	W2	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-
	W3	-	-	300	25	300	25	300	30	300	30	300	30
	W4	-	-	25	175	25	175	30	430	30	430	30	430
Non symétrique	W1	-	-	25	175	25	175	30	430	30	430	30	430
	W2	-	-	300	25	300	25	480	30	480	30	430	30
	W3	-	-	300	25	300	25	300	30	300	30	300	30
	W4	-	-	25	175	25	175	30	430	30	430	30	430
Poutres	P	25 x 50		25 x 50				30 x 60					
Dalles	D	15		15				15					

Les grandeurs C1, C1, W1, W2, W3 et W4 sont donné dans la figure A4.1 de l'annexe 4. Dans ce qui suit, nous adoptons la notation indiquée dans le tableau 6.2.

Tableau 6.2: Notation pour les de hauteur de sol aléatoire.

$H_{moyenne} = 30 \text{ m}$			$H_{moyenne} = 100 \text{ m}$		
$CV_H = 0.0$	$CV_H = 0.2$	$CV_H = 0.5$	$CV_H = 0.0$	$CV_H = 0.2$	$CV_H = 0.5$
$M_1$	$M_2$	$M_3$	$M_4$	$M_5$	$M_6$

Afin d'évaluer la réponse sismique des bâtiments, une analyse élastique est réalisée par la méthode du spectre de réponse (approche modale spectrale) en utilisant le logiciel ETABS (2005). L'analyse sismique est effectuée séparément dans les directions longitudinale et transversale. Cependant, seules les réponses dans la direction transversale sont présentées. Les modèles éléments finis des bâtiments sont présentés dans la figure A4.2 de l'Annexe 4. Les degrés de liberté aux nœuds de la base sont fixes, tandis que les autres nœuds sont libres. Par conséquent, le modèle éléments finis ne considère pas l'interaction sol-structure. Les poteaux et les poutres sont modélisés avec des éléments poutres et les voiles en éléments plaques. Enfin, les dalles sont considérées comme des diaphragmes rigides dans chaque niveau. Dans la présente analyse, le module de Young et le poids volumique du béton sont respectivement

28000MPa et  $25kN/m^3$ . L'amortissement est de 5% pour tous les modes. L'accélération maximale de référence du sol est prise égale à 0.4 g; cette valeur est recommandée en zone de sismicité élevée.

Dans la présente étude, une comparaison est réalisée entre les réponses dynamiques des structures citées ci-dessus soumis à deux types de spectres : (1). ceux déduits de l'étude d'un sol multicouche ayant une hauteur et une vitesse des ondes de cisaillement aléatoires; (2). Les spectres réglementaires en considérant trois règlements parasismiques : le RPA99 version 2003, l'EC8 et l'UBC97. Les paramètres de la réponse dynamique des structures concernés par cette étude comparative sont :

- (1). les forces de cisaillement à la base des bâtiments ;
- (2). les déplacements relatifs d'étages ;
- (3). les déplacements d'étages

### 6.3. Résultats

#### 6.3.1. Périodes pour les bâtiments analysés

Le nombre de modes pris en compte pour les bâtiments de trois et six étages est de 12 et de 24 pour les bâtiments à douze étages, en s'assurant que le coefficient de participation correspondant à ces modes dépasse les 90%. Les neuf premiers modes avec les périodes et les facteurs de participation correspondants sont présentés dans les tableaux de 6.3 à 6.5.

Tableau 6.3: Les neuf premiers modes propres du bâtiment à 3 étages.

Mode	Période (sec)	Coefficient de participation (%)		
		X	Y	Torsion
1	0.419	-	85.74	-
2	0.406	86.13	-	-
3	0.368	-	-	86.59
4	0.130	-	11.33	-
5	0.128	11.07	-	-
6	0.117	-	-	10.76
7	0.075	-	2.93	-
8	0.075	2.79	-	-
9	0.070	-	-	2.65

Tableau 6.4: Les neuf premiers modes propres des bâtiments à 6 étages.

Mode	SB				MB				UB			
	Période (sec)	Coefficient de participation (%)			Période (sec)	Coefficient de participation (%)			Période (sec)	Coefficient de participation (%)		
		X	Y	Torsion		X	Y	Torsion		X	Y	Torsion
1	0.814	78.20	-	-	0.661	-	65.50	-	0.669	-	70.31	-
2	0.554	-	70.46	-	0.429	69.89	-	-	0.519	45.36	-	-
3	0.478	-	-	71.99	0.416	-	-	62.10	0.437	-	-	45.58
4	0.269	12.32	-	-	0.208	-	11.21	-	0.192	-	14.06	-
5	0.148	4.27	-	-	0.114	-	-	14.34	0.133	-	-	9.59
6	0.137	-	17.45	-	0.107	-	5.13	-	0.108	12.19	-	-
7	0.131	-	-	16.02	0.106	19.00	-	-	0.088	-	5.81	-
8	0.097	2.71	-	-	0.067	-	2.35	-	0.059	2.60	-	3.74
9	0.074	1.33	-	-	0.051	-	-	5.25	0.051	-	3.05	-

Tableau 6.5: Les neuf premiers modes propres des bâtiments à 12 étages.

Mode	SB				MB				UB			
	Période (sec)	Coefficient de participation (%)			Période (sec)	Coefficient de participation (%)			Période (sec)	Coefficient de participation (%)		
		X	Y	Torsion		X	Y	Torsion		X	Y	Torsion
1	1.603	75.06	-	-	1.526	-	57.54	-	1.206	-	48.40	-
2	0.954	-	66.50	-	1.015	66.39	-	-	1.116	54.76	-	-
3	0.761	-	-	67.29	0.792	-	-	53.90	0.787	-	-	58.43
4	0.576	12.92	-	-	0.455	-	11.12	-	0.313	10.15	-	-
5	0.329	5.21	-	-	0.251	17.64	-	-	0.283	-	10.57	-
6	0.227	2.02	-	-	0.225	-	4.75	-	0.184	-	-	15.30
7	0.214	-	17.99	-	0.186	-	-	13.97	0.137	4.90	-	-
8	0.180	-	-	17.45	0.137	-	2.62	-	0.121	-	4.75	-
9	0.168	1.47	-	-	0.107	7.07	-	-	0.079	2.02	-	-

Les périodes fondamentales sont dans une gamme comprise entre 0.419 et 1.603 sec. Les premiers modes pour les cas 3-SB, 6-MB, 6-UB, 12-MB et 12-UB vibrent principalement dans la direction y, alors que les cas 6-SB et 12-SB vibrent dans la direction x. Le troisième mode étant un mode de torsion pour tous les bâtiments considérés.

### 6.3.2. Force de cisaillement à la base des bâtiments

Les figures de 6.4 à 6.6 donnent les forces de cisaillement à la base des bâtiments ainsi que les différences relatives (en pourcentage) entre les valeurs maximales et minimales.

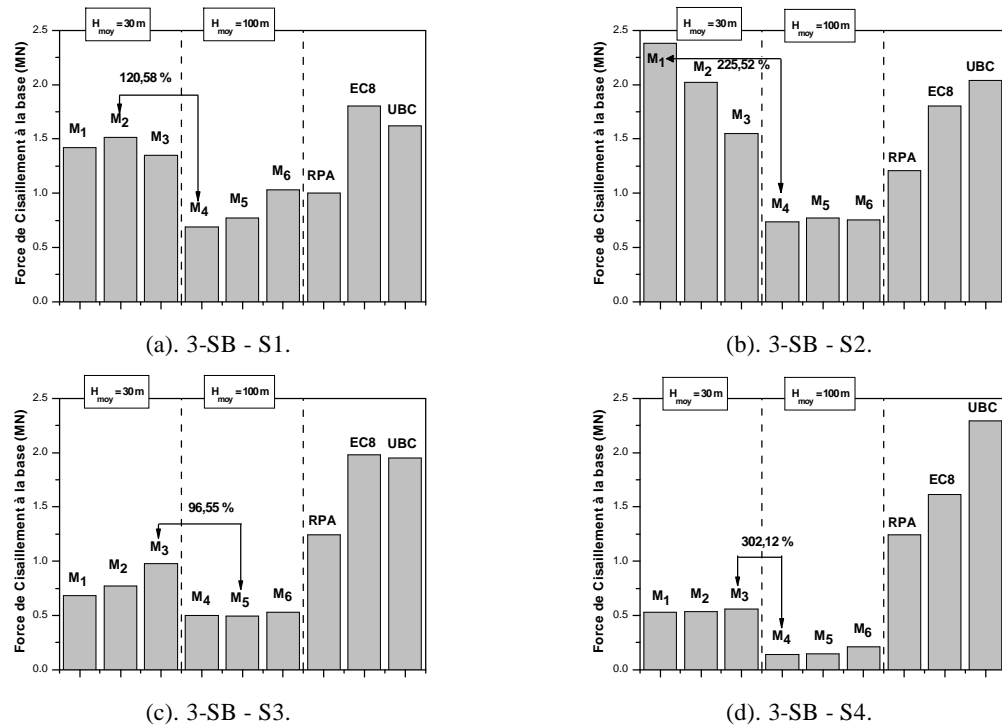


Figure 6.4: Force de cisaillement à la base du bâtiment à 3 étages.

Pour une configuration en plan donnée, les valeurs maximales de ces forces sont données par le cas  $M_1$  sauf pour les types de bâtiments 6-UB donné par  $M_2$  et 12-MB donné par  $M_4$ . Par contre, les valeurs minimales sont données pour tous les types de bâtiments par le cas  $M_4$ . Pour le type de sol  $S_1$ , le maximum pour les bâtiments à 3 étages est donné par  $M_2$ , ceux de

six étages par  $M_6$ , et le minimum correspondant aux bâtiments de 12 étages est donné par  $M_3$ . Pour  $S_3$ , c'est  $M_3$  qui donne la force de cisaillement maximale à la base sauf pour les cas 12-SB et 12-UB ou c'est  $M_4$ . Par contre, les minima sont donnés par  $M_4$  et  $M_5$ . Pour  $S_4$ , le cas  $M_3$  donne le maximum de ces forces sauf pour 12-SB où c'est  $M_1$  qui donne le maximum et les minima sont donnés par  $M_4$ . Enfin, aucune règle ne peut être établie pour le cas  $S_2$ .

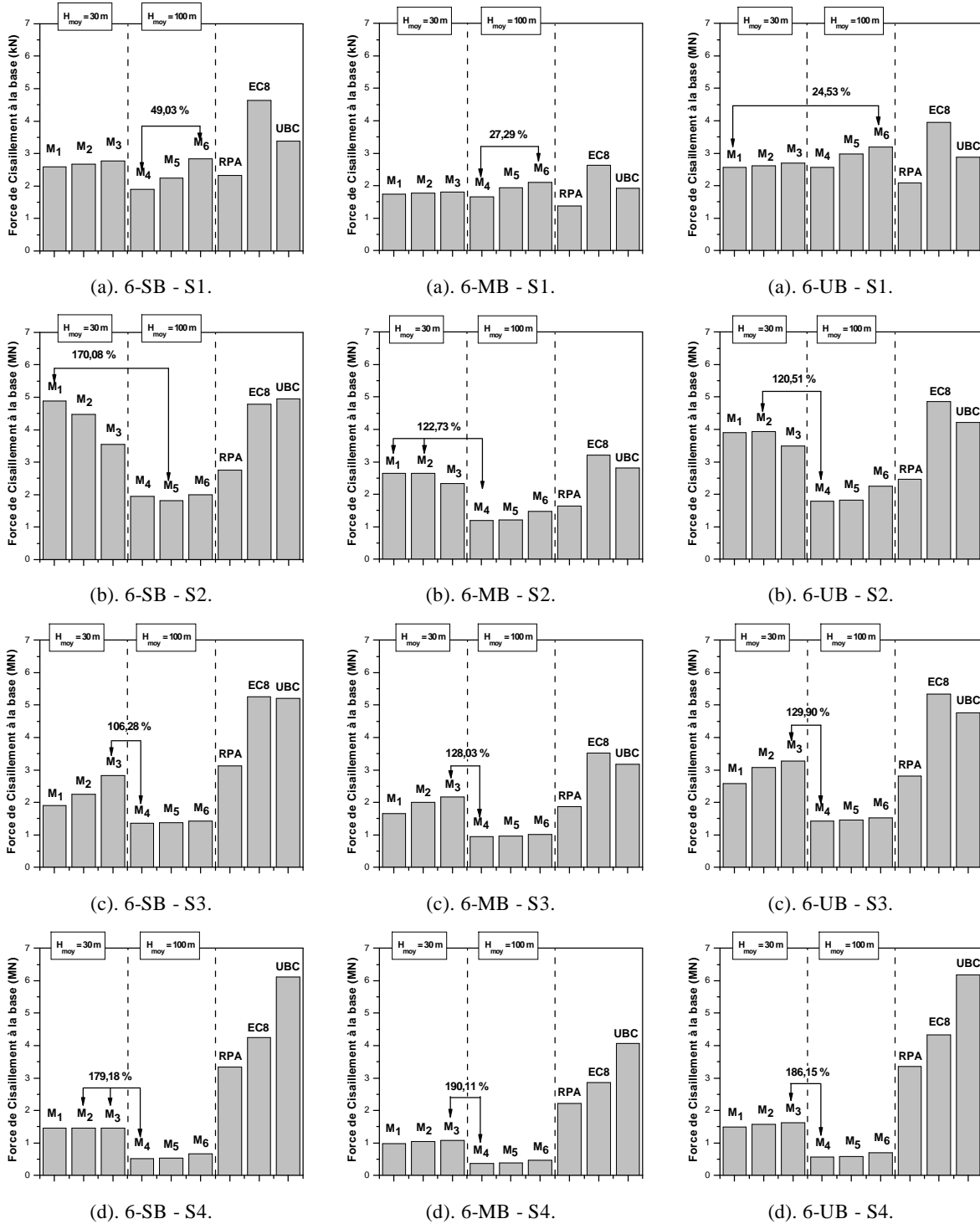


Figure 6.5: Force de cisaillement à la base des bâtiments à 6 étages.

Nous pouvons aussi remarquer, qu'en général, pour  $S_1$  (dans tous les cas) et pour  $S_4$  (dans les cas de bâtiments à 3 et 6 étages) :  $M_1$ ,  $M_2$  et  $M_3$  sont du même ordre. La même conclusion est faite pour  $M_4$ ,  $M_5$  et  $M_6$  dans les cas  $S_3$  et  $S_4$ .

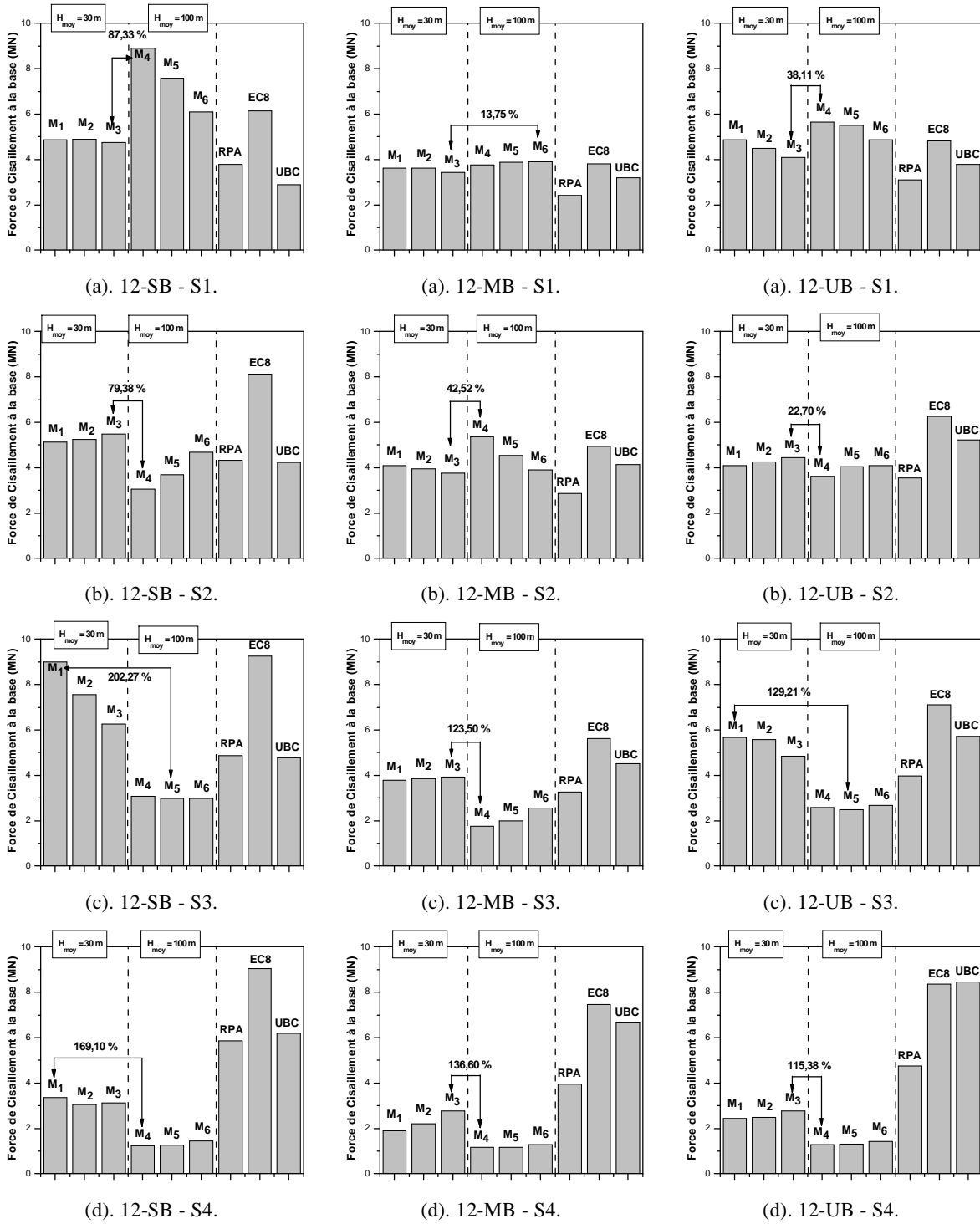


Figure 6.6: Force de cisaillement à la base des bâtiments à 12 étages.

- Pour le cas  $S_2$  et pour  $H_{moy} = 30$  m, une augmentation de  $CV_H$  entraîne une diminution de la force de cisaillement à la base à l'exception des cas 12-SB et 12-UB.
  - Pour le cas  $S_1$  et  $H_{moy} = 100$  m, une augmentation de  $CV_H$  entraîne un accroissement de la force de cisaillement à la base à l'exception des cas 12-SB et 12-UB.
- Cependant, la variation de cette force est proportionnelle à la variation du coefficient  $CV_H$  pour  $S_2$  et  $H_{moy} = 100$  m sauf pour 3-SB et 6-SB où elle est constante et avec un décroissement pour 12-MB.

Les valeurs maximales de la force de cisaillement à la base sont obtenues pour le type de sols  $S_2$  sauf pour 12-SB et 12-UB pour lesquels c'est  $S_3$  qui correspond au maximum.

La différence maximale entre la plus grande et la plus faible force de cisaillement pour chaque cas de bâtiment atteint 302.12% entre  $M_3$  et  $M_4$  pour 3-SB, 179.18% entre  $M_3$  et  $M_4$  pour 6-SB, 190.11% entre  $M_3$  et  $M_4$  pour 6-MB, 186.15% entre  $M_3$  et  $M_4$  pour 6-UB, 202.27% entre  $M_1$  et  $M_5$  pour 12-SB, 136.60% entre  $M_3$  et  $M_4$  pour 12-MB et 129.21% entre  $M_1$  et  $M_5$  pour 12-UB.

En règle générale, les codes sismiques donnent des valeurs en concordance avec celles obtenues dans la présente étude pour les types de sols  $S_1$  et  $S_2$ . Par contre, pour  $S_3$  et  $S_4$ , nous obtenons des valeurs supérieures. Pour les cas  $S_1$  et  $S_2$ , EC8 donne les forces maximales en comparaison aux autres codes. Pour les bâtiments à 3 et 6 étages, l'UBC97 donne le maximum et pour ceux à 12 étages, c'est l'EC8. Dans tous les cas, Le RPA99 donne les valeurs minimales.

En règle générale, les codes sismiques considérés surestiment fortement la force de cisaillement à la base des bâtiments pour le cas  $S_4$ , ce qui conduit à des structures très coûteuses et donc moins économiques. Cette remarque est aussi valable pour l'EC8 dans tous les cas. Le RPA, en général sous-estime cette force impliquant un risque qui est contrecarré par des dispositions constructives. Cette sous-estimation est aussi notée pour l'UBC97 dans les cas de bâtiments à 3 étages pour  $S_2$ , 6 étages pour  $S_1$  et 12 étages pour  $S_1$  et  $S_2$ .

### 6.3.3. Déplacements latéraux relatifs d'étages

Les figures 6.7 à 6.9 donnent les déplacements latéraux relatifs d'étages des bâtiments. Les déplacements extrêmes se situent au niveau 2 pour les bâtiments à 3 étages, niveau 4 pour 6 étages, niveau 9 pour 12-SB, niveau 6 pour 12-MB et niveau 8 pour 12-UB.

Les valeurs maximales de ces déplacements sont données en général par le cas  $M_1$  sauf pour 12-MB donnés par  $M_4$ .

Le tableau 6.6 résume les valeurs maximales des déplacements relatifs en fonction du type de bâtiment et du type de sol.

Tableau 6.6: Valeurs maximales des déplacements relatifs d'étages.

	3-SB	6-SB	6-MB	6-UB	12-SB	12-MB	12-UB
$S_1$	$M_2$	$M_6$	$M_6$	$M_6$	$M_4$	$M_6$	$M_4$
$S_2$	$M_1$	$M_1$	$M_1$	$M_1$	$M_3$	$M_4$	$M_3$
$S_3$	$M_3$	$M_3$	$M_3$	$M_3$	$M_1$	$M_3$	$M_1$
$S_4$	$M_3$	$M_3$	$M_3$	$M_3$	$M_1$	$M_3$	$M_3$
	$M_1$	$M_1$	$M_1$	$M_1$	$M_1$	$M_4$	$M_1$

Le cas  $H_{moy} = 30$  m donne le déplacement relatif d'étage maximum pour les type de sols  $S_2$ ,  $S_3$  et  $S_4$  sauf pour le cas 12-MB et  $H_{moy} = 100$  m donne la valeur maximale pour  $S_1$  sauf pour le cas 3-SB. Pour les cas  $S_1$  et  $S_3$ , l'accroissement du coefficient  $CV_H$  entraîne une augmentation du déplacement relatif d'étage pour tous les cas sauf pour les bâtiments à 12 étages. Dans le cas  $S_2$ , nous observons, en général, une augmentation pour  $H_{moy} = 100$  m et une diminution pour  $H_{moy} = 30$  m, cette variation est très faible pour le type de sol  $S_4$ .

Pour  $S_1$  et  $S_3$ , EC8 donne les valeurs maximales de déplacement relatif d'étages parmi les codes sismiques. Pour  $S_2$  et  $S_4$ , l'EC8 et l'UBC97 donnent les déplacements extrêmes. Il est à noter que le RPA99 donne les résultats les plus faibles parmi les codes sismiques.

Pour le cas  $S_4$ , les trois codes sismiques donnent des déplacements relatifs d'étages beaucoup plus important que ceux obtenus par l'étude stochastique. Pour les cas  $S_1$ ,  $S_2$  et  $S_3$ , le RPA donne des déplacements plus faibles que ceux obtenus en tenant compte de l'hétérogénéité de la hauteur du profil de sol. L'UBC97 sous-estime ces déplacements pour  $S_1$  et les surestime pour  $S_2$  et  $S_3$ , alors que l'EC8 donne des valeurs élevées en général.

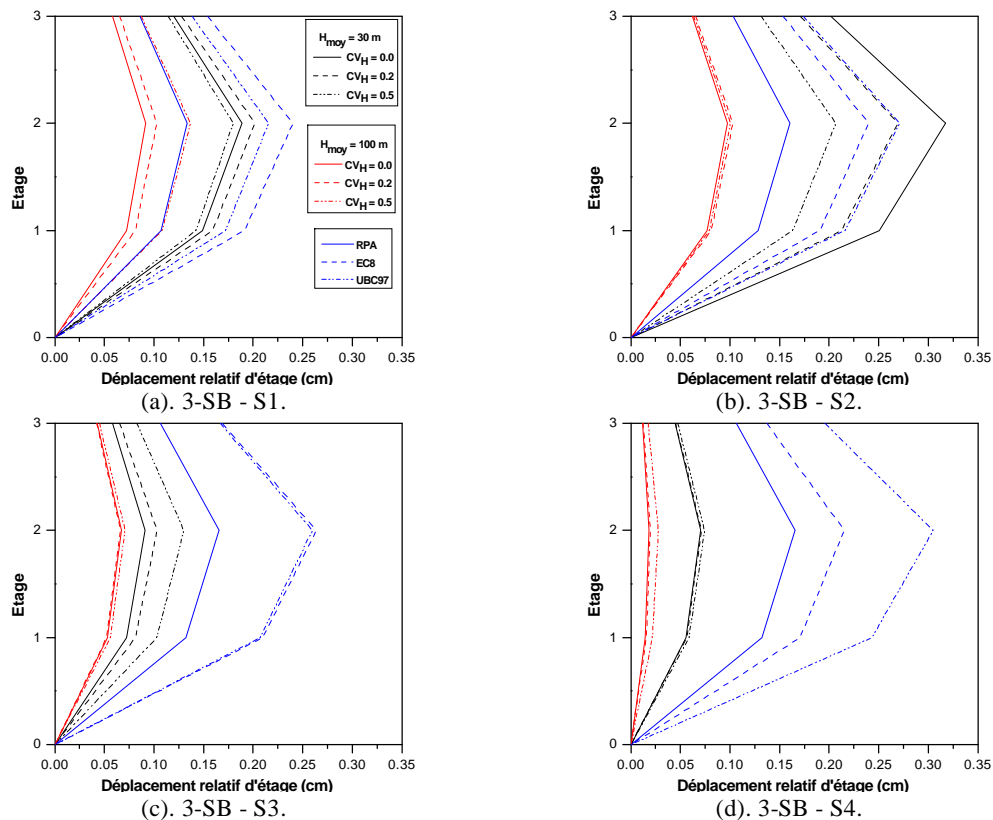


Figure 6.7: Déplacements latéraux relatifs d'étages du bâtiment à 3 étages.



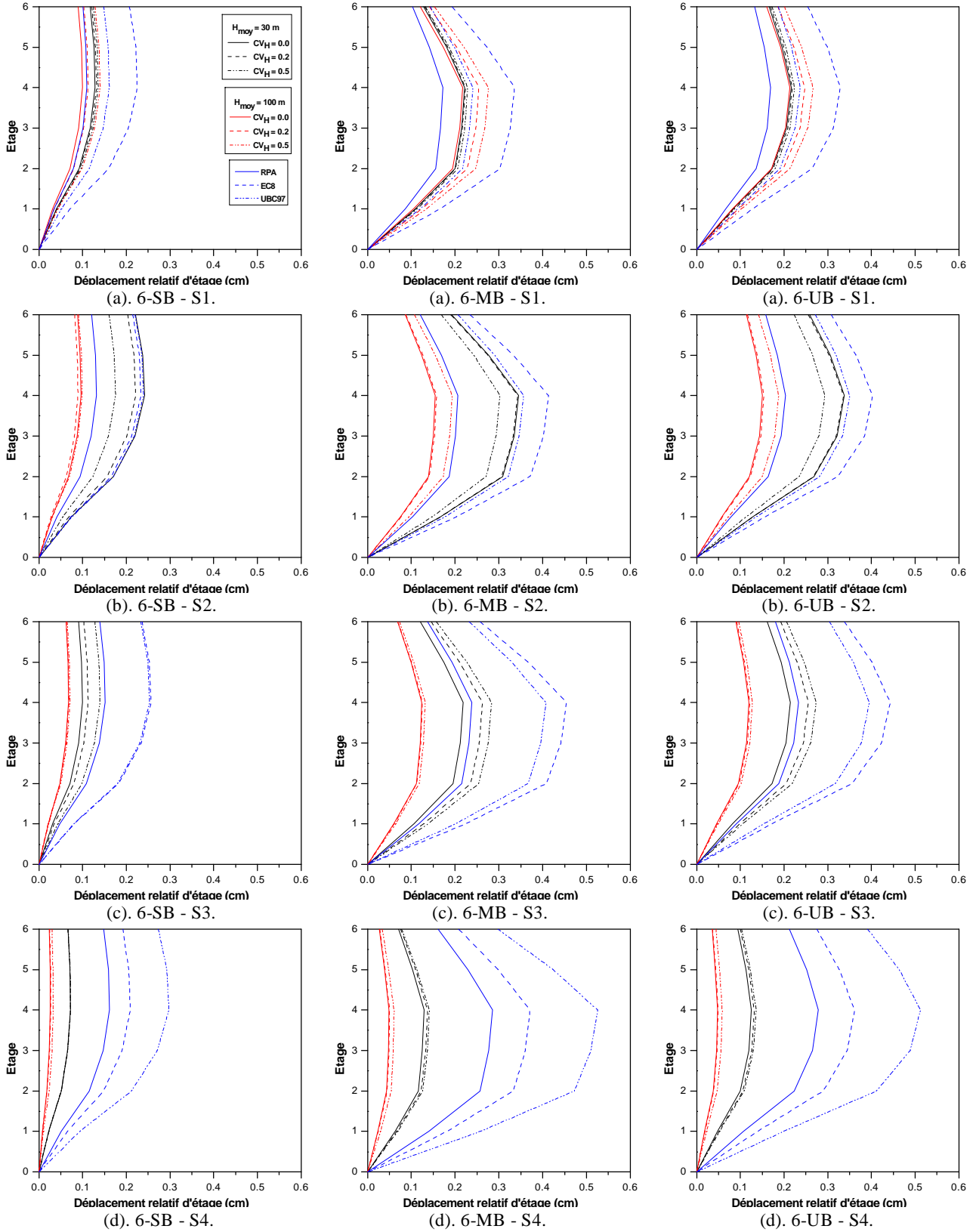


Figure 6.8: Déplacements latéraux relatifs d'étages des bâtiments à 6 étages.

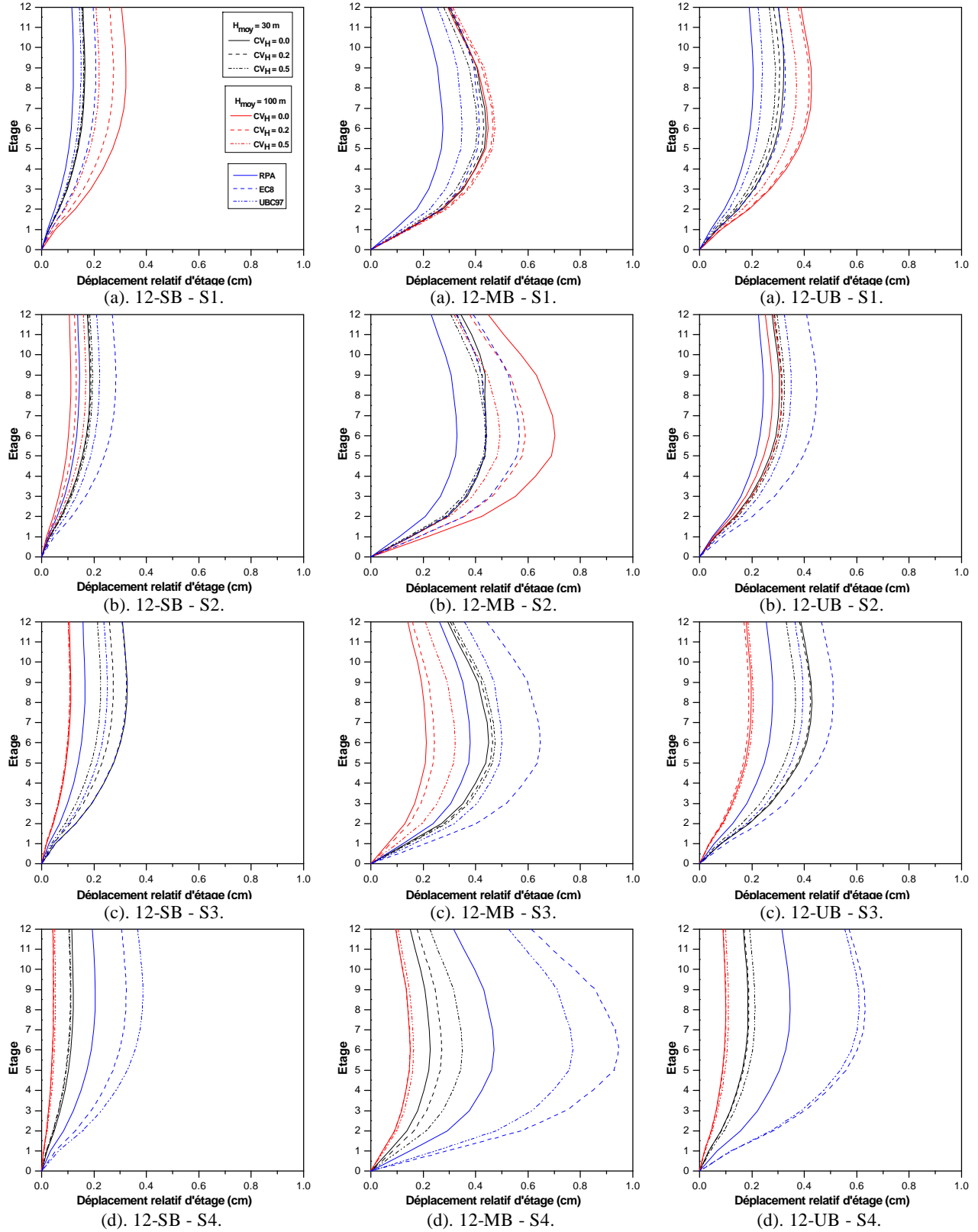


Figure 6.9: Déplacements latéraux relatifs d'étages des bâtiments à 12 étages.

### 6.3.4. Déplacements latéraux d'étages

Les figures de 6.10 à 6.12 donnent les déplacements latéraux d'étages des bâtiments. Les valeurs maximales de ces déplacements sont données en général par le cas  $M_1$  sauf pour 6-UB donné par  $M_2$  et 12-MB donnés par  $M_4$ . Le tableau 6.7 résume les valeurs maximales en fonction du type de bâtiment et du type de sols.

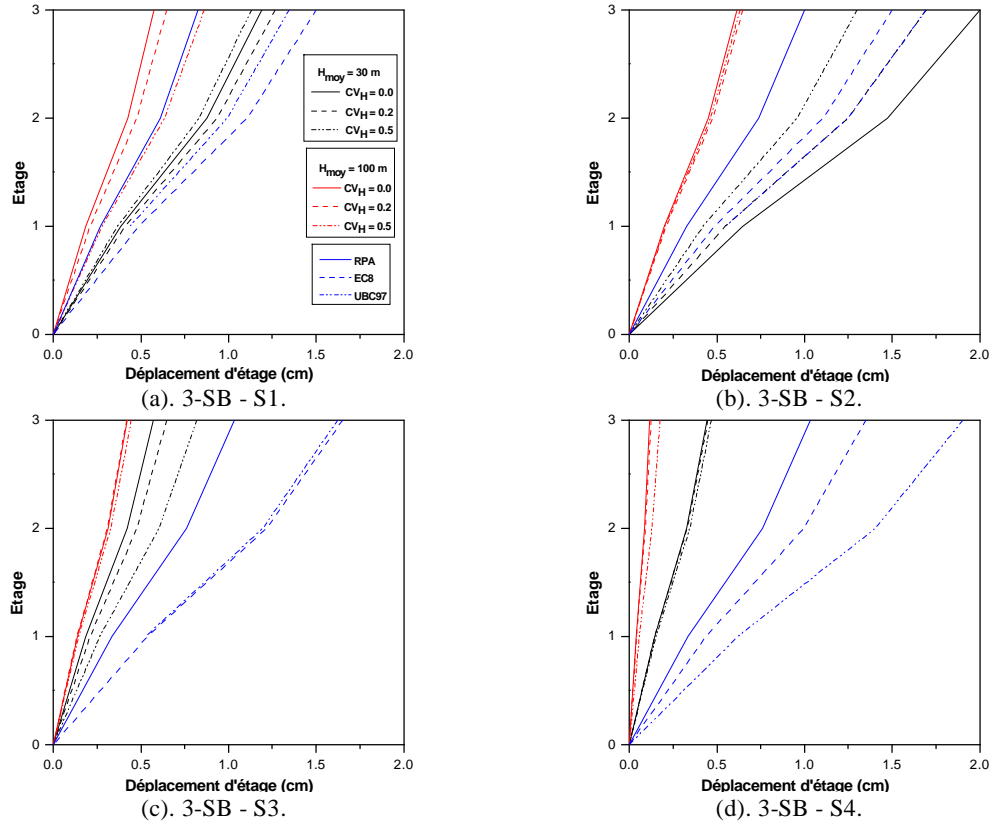


Figure 6.10: Déplacements latéraux d'étages du bâtiment à 3 étages.

En général,  $H_{moy} = 30$  m donne le déplacement d'étage maximum pour les type de sols  $S_2$ ,  $S_3$  et  $S_4$  et  $H_{moy} = 100$  m donne celle de  $S_1$ .

Tableau 6.7: Valeurs maximales des déplacements d'étages.

	3-SB	6-SB	6-MB	6-UB	12-SB	12-MB	12-UB
$S_1$	$M_2$	$M_6$	$M_6$	$M_6$	$M_4$	$M_6$	$M_4$
$S_2$	$M_1$	$M_1$	$M_1$	$M_2$	$M_3$	$M_4$	$M_3$
$S_3$	$M_3$	$M_3$	$M_3$	$M_3$	$M_1$	$M_3$	$M_1$
$S_4$	$M_3$	$M_3$	$M_3$	$M_3$	$M_1$	$M_3$	$M_3$
	$M_1$	$M_1$	$M_1$	$M_2$	$M_1$	$M_4$	$M_1$

Pour les cas  $S_1$  et  $S_3$ , l'accroissement du coefficient  $CV_H$  entraîne une augmentation du déplacement d'étage pour tous les cas sauf pour les bâtiments à 12 étages. Dans le cas  $S_2$ , nous observons, en général, une diminution pour  $H_{moy} = 30$  m et une augmentation pour  $H_{moy} = 100$  m. Cette variation est très faible pour le type de sol  $S_4$ .

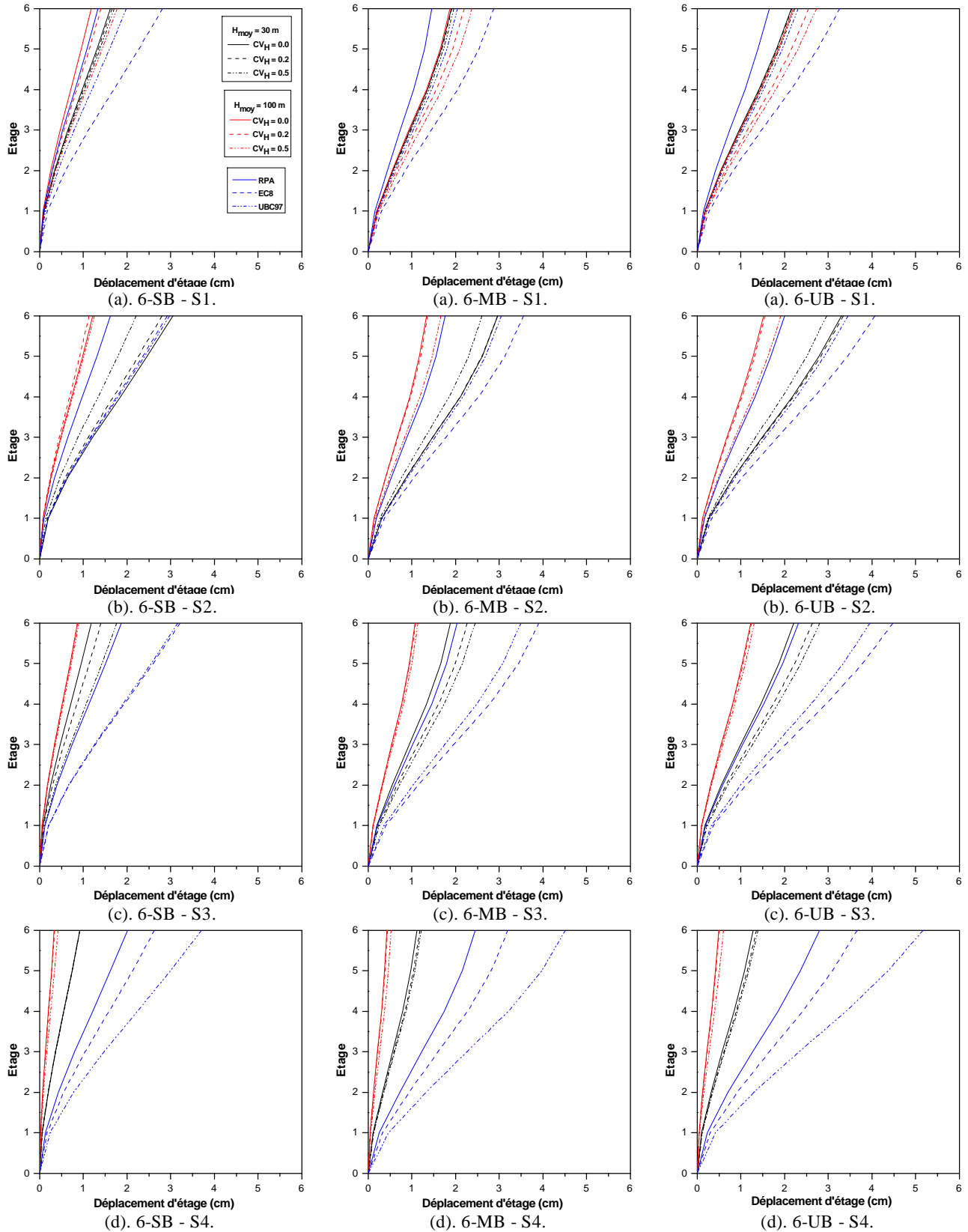


Figure 6.11: Déplacements latéraux d'étages des bâtiments à 6 étages.

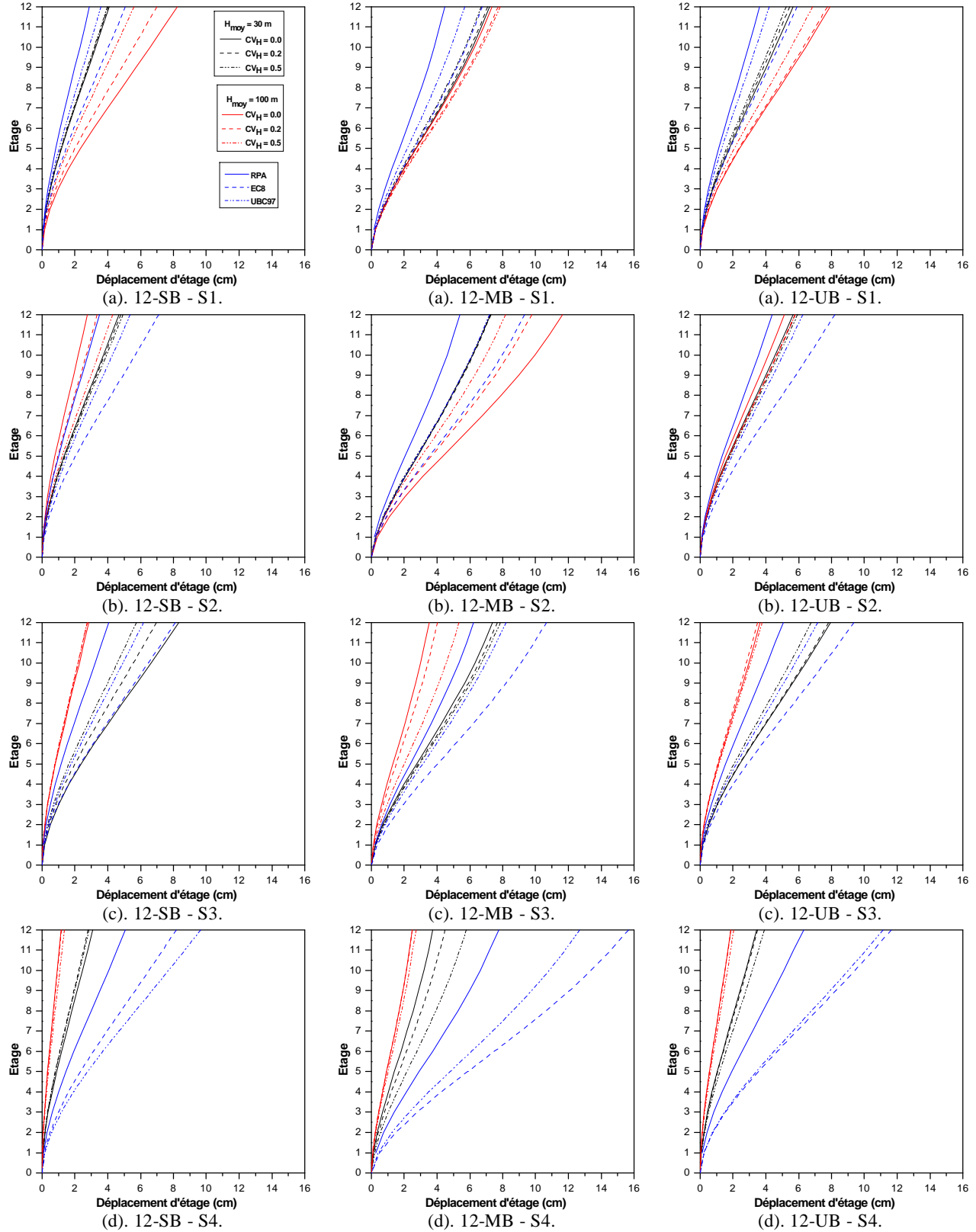


Figure 6.12: Déplacements latéraux d'étages des bâtiments à 12 étages.

Pour  $S_1$  et  $S_3$ , EC8 donne les valeurs maximales de déplacement d'étages parmi les codes sismiques. Pour  $S_2$  et  $S_4$ , l'EC8 et l'UBC97 donnent les déplacements extrêmes. Il est à noter que le RPA99 donne les résultats les plus faibles parmi les codes sismiques.

Les codes sismiques induisent des déplacements d'étages très élevés pour le cas  $S_4$  par rapport au cas avec prise en compte de l'hétérogénéité de la hauteur du profil de sol. Le RPA donne, en général, des valeurs faibles par rapport à ce cas et l'EC8 et l'UBC97 donnent des valeurs plus élevées.

#### 6.4. Conclusion

Les effets de sites sont pris en charge dans les règlements sismiques par l'introduction de catégories dépendant des types de sols. Cette classification considère les caractéristiques moyennes du sol sur les 30 premiers mètres à partir de la surface. Les vibrations induites par un séisme sont généralement représentées sous forme de spectres de réponse d'accélération ou de déplacement.

Dans le présent chapitre, sept bâtiments de référence en béton armé de 3, 6 et 12 étages, avec trois coupes en plan différentes : symétrique (SB), mono-symétrique (MB) et non symétrique (UB) sont considérés. Le système structural de ces bâtiments est un couplage entre des structures auto-stables et des voiles dans les deux directions horizontales. Une analyse sismique sous l'effet de spectres de réponse réglementaires et de ceux calculés en considérant une profondeur du rocher aléatoire est réalisée à l'aide du logiciel ETABS.

Le nombre de modes pris en compte pour les bâtiments de trois et six étages est de 12 modes et de 24 modes pour les bâtiments à douze étages. Les périodes fondamentales sont dans la gamme comprise entre 0,419 sec et 1,603 sec. Les premiers modes pour les cas 3-SB, 6-MB, 6-UB, 12-MB et 12-UB vibrent principalement dans la direction transversale. Les bâtiments 6-SB et 12-SB vibrent dans la direction longitudinale et le troisième mode est un mode de torsion pour tous les bâtiments considérés.

Les valeurs maximales des forces de cisaillement à la base des bâtiments sont données par le cas  $M_1$  sauf pour les types de bâtiments 6-UB donné par le cas  $M_2$  et 12-MB donné par le cas  $M_4$ . Par contre, les valeurs minimales sont données pour tous les types de bâtiments par le cas  $M_4$ .

La différence maximale entre la plus grande et la plus faible force de cisaillement peut atteindre 302.12% pour le cas 3-SB, 179.18% pour 6-SB, 190.11% pour 6-MB, 186.15% pour 6-UB, 202.27% pour 12-SB, 136.60% pour 12-MB et 129.21% pour 12-UB.

En règle générale, les codes sismiques donnent des valeurs des forces de cisaillement en concordance avec celles obtenues dans la présente étude pour les types de sols  $S_1$  et  $S_2$ ; par contre, pour  $S_3$  et  $S_4$ , nous observons des valeurs supérieures de ces forces. En comparant les codes sismiques, nous constatons que, pour les cas  $S_1$  et  $S_2$ , l'EC8 donne les forces maximales à l'exception des bâtiments à 3 et 6 étages où les valeurs maximales sont données par l'UBC97. Le RPA99 donne les valeurs minimales pour tous les cas.

Les déplacements latéraux relatifs d'étages des bâtiments se situent au niveau 2 pour les bâtiments à 3 étages, niveau 4 pour 6 étages, niveau 9 pour 12-SB, niveau 6 pour 12-MB et niveau 8 pour 12-UB. Les valeurs maximales de ces déplacements sont données en général par le cas  $M_1$  sauf pour 12-MB où ils correspondent à  $M_4$ . Pour les cas  $S_1$  et  $S_3$ ,

l'accroissement du coefficient  $CV_H$  entraîne une augmentation du déplacement relatif d'étage pour tous les cas sauf pour les bâtiments à 12 étages. L'augmentation de la profondeur moyenne du rocher entraîne, en général, une diminution du déplacement relatif d'étage pour les types de sols  $S_2$ ,  $S_3$  et  $S_4$  et une augmentation pour le type  $S_1$  sauf pour le cas 3-SB.

Les résultats des déplacements d'étages maximaux sont donnés, en général, par le cas  $M_1$  sauf pour 6-UB influencé par  $M_2$  et 12-MB influencé par  $M_4$ . En général,  $H_{moy} = 30$  m donne le déplacement d'étage maximum pour les type de sols  $S_2$ ,  $S_3$  et  $S_4$  et  $H_{moy} = 100$  m donne celui de  $S_1$ . Pour les cas  $S_1$  et  $S_3$ , l'accroissement du coefficient  $CV_H$  entraîne une augmentation du déplacement d'étage pour tous les cas sauf pour les bâtiments à 12 étages. Dans le cas  $S_2$ , nous observons, en général, une diminution pour  $H_{moy} = 30$  m et une augmentation pour  $H_{moy} = 100$  m. Cette variation est très faible pour le type de sol  $S_4$ .

Pour  $S_1$  et  $S_3$ , EC8 donne les valeurs maximales de déplacement d'étages parmi les codes sismiques. Pour  $S_2$  et  $S_4$ , l'EC8 et l'UBC97 donnent les déplacements extrêmes. Il est à noter que le RPA99 donne les résultats les plus faibles parmi les codes sismiques.

## **Conclusions et perspectives**



# Conclusions et perspectives

## 1. Introduction

Ce chapitre présente une synthèse des résultats obtenue dans le cadre de cette recherche doctorale. Le but du présent travail est d'établir une formulation probabiliste permettant l'analyse de la réponse d'un sol multicouche ayant des caractéristiques aléatoires, comme la consolidation et la réponse sismique, en se concentrant précisément dans ce dernier cas sur l'analyse de l'aspect aléatoire affectant la profondeur du rocher et ses effets sur la réponse sismique d'un profil de sol ainsi que sur l'interaction sol-structure.

La méthodologie proposée est mise en illustration par un certain nombre d'applications qui intéressent l'ingénieur civil et plus spécialement le géotechnicien, notamment l'étude de la réponse d'un profil de sol multicouche avec des caractéristiques géologiques et mécaniques incertaines à une excitation sismique réelle ou simulée. Ce chapitre propose également des recommandations pour l'amélioration ou l'adaptation des résultats à certaines circonstances et enfin il présente les différentes perspectives pour travaux future.

## 2. Conclusions générales

Les principaux objectifs fixés dans le cadre de cette étude se présentent comme suit :

- (1). établir une formulation pour la résolution des problèmes de sols hétérogènes avec des caractéristiques aléatoires ;
- (2). analyser l'effet de l'aléa des propriétés du sol, et en particulier celui de la profondeur du rocher, sur sa réponse sismique ;
- (3). effectuer l'analyse stochastique de l'interaction sol-structure ;
- (4). Comparer les résultats déduits de la prise en compte de l'hétérogénéité du sol avec les recommandations des règlements parasismiques et les résultats de la présente étude ;

Le premier point concerne une formulation générale de traitement des problèmes de l'aléa dans les sols multicouches. Ainsi, une approche combinant les simulations de Monte Carlo et la Thin Layer Method a été utilisée pour la résolution des problèmes probabilistes de consolidation primaire unidimensionnelle. L'étude réalisée prouve que quel que soit la variabilité de la perméabilité du sol, l'augmentation du coefficient de variation du module élastique, entraîne un accroissement du tassement et du temps nécessaire pour l'achèvement du processus de consolidation. D'autre part, la longueur de corrélation verticale a une grande influence sur les statistiques du tassement final, avec de grandes valeurs des tassements pour les longueurs de corrélation relativement petites, ces tassements devenant indépendants des grandes valeurs de la longueur de corrélation verticale.

Le deuxième objectif concerne l'effet de la variabilité de la profondeur du rocher sur la réponse sismique d'un profil de sol. L'étude du comportement sismique d'un profil de sol multicouche hétérogène, ayant des propriétés géologiques et mécaniques aléatoires a montré, dans le domaine temporel, une atténuation de l'amplitude de l'accélération maximale en surface avec l'augmentation du niveau d'hétérogénéité de la vitesse de l'onde de cisaillement. Dans le domaine fréquentiel, on constate une diminution de la fonction de transfert avec une extension du contenu fréquentiel en fonction du coefficient de variation de la hauteur du profil de sol, faisant que l'effet de résonance sera étendu à un plus grand nombre de structures. Cet élargissement du contenu fréquentiel avec l'hétérogénéité doit être considéré dans le spectre de code de calcul parasismique. L'accroissement du coefficient de variation des vitesses de l'onde de cisaillement entraîne une réduction de la fréquence fondamentale du système,

indiquant que le sol devient plus lâche. Les coefficients d'amplification sont essentiellement affectés par l'hétérogénéité des vitesses des ondes de cisaillement et aucun effet clair n'est observé avec le coefficient de la hauteur du profil de sol. Enfin, la longueur de corrélation verticale exerce une grande influence sur les statistiques d'accélération du sol en surface. Il en est de même pour la moyenne de la fonction de transfert pour les deux cas de bases rigides et demi-espace. Toutes ces conclusions, mettent en évidence l'importance de la prise en compte de l'incertitude sur la hauteur des profils de sol dans n'importe quelle investigation dynamique stochastique de sol.

Cette dernière conclusion est mise en évidence par l'étude menée sur un site d'Alger, pour traiter de l'effet de l'incertitude de la profondeur du rocher sur la réponse sismique du site soumis au séisme de Boumerdes (Algérie, 21 mai 2003,  $M_w = 6.5$ ). Ainsi, nous remarquons que l'hétérogénéité de la hauteur du sol conduit à une augmentation de l'accélération moyenne provoquée par l'excitation dans la direction N-S et une diminution pour la direction E-W. Les écarts type des deux accélérations augmentent d'une manière semblable et leurs formes sont pratiquement linéaires. Les spectres de réponse des accélérations moyennes ne sont pas très affectés par l'hétérogénéité de la hauteur du sol contrairement à l'écart type. Une diminution de l'amplitude de la fonction de transfert et un élargissement du contenu fréquentiel avec une légère augmentation de la fréquence fondamentale ont été observés.

Pour prendre en charge le troisième objectif de l'étude, l'analyse probabiliste de l'hétérogénéité de la profondeur du rocher a été étendue au cas de l'interaction sol-structure en étudiant la réponse sismique probabiliste des sols multicouches contenant des tunnels. Le déplacement maximum en surface est observé sur l'axe du tunnel et correspond approximativement à la fréquence fondamentale de l'excitation. Pour les autres fréquences, ce déplacement est important au niveau des extrémités latérales du tunnel. La fréquence fondamentale du système est réduite indiquant que le système "tunnel - sol multicouche" devient plus massif. Les valeurs maximales de la fonction de transfert correspondent approximativement aux mêmes fréquences que pour le déplacement de tunnel avec une augmentation pour les fréquences proches de 2 hertz. L'écart type est important pour les basses fréquences; ce qui signifie que l'hétérogénéité cause une diminution de la fonction de transfert pour les basses fréquences fondamentales tandis qu'elle implique une augmentation pour les valeurs élevées, sans influence significative ni sur le contenu fréquence ni sur la forme.

Enfin, dans le but de situer le présent travail de recherche par rapport aux règlements sismiques, une étude paramétrique comparative a montré que ne pas tenir compte de l'effet de l'hétérogénéité de la profondeur du rocher peut générer d'importants écarts dans les résultats. En effet, ce paramètre est pris en compte dans les règlements sismiques par l'introduction de catégories de sols. Cette classification considère les caractéristiques moyennes du sol sur les 30 premiers mètres à partir de la surface. Ainsi, sept bâtiments échantillons en béton armé ont été considérés et soumis à la fois aux spectres de réponses réglementaires et ceux déterminés en considérant la variabilité de la profondeur du rocher, l'analyse sismique étant réalisée à l'aide du logiciel ETABS.

Cette étude a montré que les valeurs maximales des forces de cisaillement à la base des bâtiments varient énormément en fonction de la variation de la hauteur du profil de sol ainsi que de son hétérogénéité, donnant ainsi des différences entre ces maximas pouvant atteindre un rapport relatif de l'ordre de 3 dans les cas les plus défavorables, impliquant une diminution de la sécurité. Ce rapport peut être aussi inférieur à 1 conduisant à des structures moins économiques. L'augmentation de la profondeur moyenne du rocher entraîne, en général, une diminution du déplacement relatif d'étage des bâtiments et la variation du coefficient de

variation de la profondeur du rocher entraîne une augmentation du déplacement d'étage. En général, nous constatons un décalage entre les résultats obtenus par les règlements sismiques et ceux de la présente étude, du fait essentiellement de la non prise en compte de l'effet de la profondeur du sol et de son hétérogénéité.

Ainsi, cette analyse a mis en évidence l'importance de la prise en compte de la variabilité de la hauteur du sol, spécialement à cause de son effet sur les fréquences de résonance du système. En effet, les paramètres considérés par les chercheurs comme étant les plus importants dans le domaine des effets de site sont la vitesse des ondes de cisaillement, l'amortissement et la fréquence fondamentale du système sol. D'autre part, en plus du fait qu'il faille tenir compte de la hauteur du profil de sol, cette étude montre qu'il faut considérer aussi la variabilité de ce paramètre car il peut induire de fortes fluctuations de la réponse sismique.

### **3. Recommandations pour les travaux futurs**

En prolongement du présent travail, il pourrait s'avérer utile de poursuivre les aspects suivants:

- Réaliser l'étude probabiliste avec des données in situ et non plus uniquement à partir d'hypothèses ayant servi de support aux simulations.
- Affiner le choix des lois de probabilité pour chaque paramètre à partir de données à obtenir pour appuyer l'application de principe du maximum d'entropie.

Enfin, nous pourrions citer diverses perspectives en extension à ce travail de recherche :

- Cette formulation simple pourrait être utilisée dans la détermination d'un ensemble de structures de corrélation pour des sols semblables pouvant être utilisés dans des études futures.
- L'incorporation de cette formulation dans une analyse du risque sismique.
- Etendre la méthode aux cas bidimensionnel et tridimensionnel.
- La présente étude considère le comportement linéaire du sol. Cet aspect n'est qu'une approximation et des formulations avec des lois de comportement du sol non linéaires plus réalistes devraient être considérées.
- Il faudrait aussi étendre cette méthode aux cas de sols qui ne sont pas constitués de couches strictement horizontales mais qui présenteraient des irrégularités dans leurs dispositions spatiales.

# **Bibliographie**

## Bibliographie

- Abbott RE, Louie JN.** Depth to bedrock using gravimetry in the Reno and Carson City, Nevada basins. *Geophysics*, 2000; 65(2): 340-350.
- Agterberg FP.** Autocorrelation Functions in Geology. Dans: Geostatistics, a colloquium, Merriam, DF. (ed.), Plenum Press, New York 1970: 113-141.
- Alvarez-Rubio S, Benito JJ, Sanchez-Sesma FJ, Alarcon E.** The use of direct boundary element method for gaining insight complex seismic site response. *Computers & structures*, 2005; 83(10-11): 821-835.
- Amini A, Trifunac MD.** Statistical extension of response spectrum superposition. *Soil Dynam Earthq Engng* 1984; 4(2): 54-63.
- Ang AHS, Tang WH.** Probability concepts in engineering planning and design. John Wiley & Sons 1975.
- Antoinet E.** Intégration de la variabilité spatiale dans l'estimation probabiliste du tassement et du dévers de grands ouvrages. Thèse de Doctorat, Université de Bordeaux I, 1995.
- Assaf MA.** Effects of soil cross-sectional modeling on the site design spectra and fundamental period. PhD. Thesis. Faculty of the Graduate School of the University of Maryland, College Park, USA, 2004.
- Badaoui M, Nour A, Slimani A, Berrah MK.** Consolidation statistics via Monte Carlo combined with deterministic Thin Layer Method. In *Proceedings of the third international conference on Engineering Computational Technology*, Topping BHV, Bittnar Z. (Editors), Civil-Comp Press, Stirling, paper 51, 2002.
- Badaoui M, Nour A, Slimani A, Berrah MK.** Stochastic seismic investigation of heterogeneous soil profile having uncertain depth. In *Proceedings 4<sup>th</sup> International Conference on Engineering Computational Technology*. Lisbon, Portugal. 2004.
- Badaoui M, Berrah MK.** Stochastic seismic investigation of heterogeneous soil profile having uncertain depth. In *Proceedings of the 10<sup>th</sup> International Conference on Civil, Structural and Environmental Engineering Computing*. Roma, Italy. 2005.
- Badaoui M, Berrah, MK, Mebarki A.** Influence of the soil profile randomness on the seismic response of multilayered soils with a rigid inclusion. In *Proceedings of International Conference on Boundary Element Techniques*. Paris, France, 2006a.
- Badaoui M, Berrah MK, Mebarki A.** Soil-structure interaction with random soil height. In: *Proceedings of the Fifth International Conference on Engineering Computational Technology*. Las Palmas de Gran Canaria, Spain, 2006b.
- Badaoui M, Nour A, Slimani A, Berrah MK.** Consolidation statistics investigation via thin layer method analysis. *Transport in Porous Media*, 2007; 67(1): 69-91.
- Badaoui M, Berrah MK, Mebarki A.** Influence of the soil profile randomness on the seismic response of multilayered soils with a rigid inclusion. *Communications in Numerical Methods in Engineering*, 2008; 24(4): 321-334.
- Baecher GB, Ingra TS.** Stochastic FEM in settlement predictions. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1981; 107(GT4): 449-463.
- Baecher GB.** (1987). Statistical analysis of geotechnical data. *Rep. No. GL-87-1*, U.S. Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, Va.
- Bazzurro P, Cornell CA.** Ground-Motion Amplification in Nonlinear Soil Sites with Uncertain Properties. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 2004; 94(6): 2090-2109.

- Becker ED.** An overview of the foundation design process (Part I). Development for the national building code of Canada (Part II). *Canadian Geotechnical Journal*, 1996; 33: 956-1007.
- Belayev AK, Ziegler F.** Uniaxial waves in randomly heterogeneous elastic media. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 1998; 13(1): 27-38.
- Ben Hador R, Buchen P.** Love and Rayleigh waves in non-uniform media. *Geophysical Journal International*, 1999; 137(2): 521-534.
- Benjamin JR, Cornell CA.** Probability, statistics and decision for civil engineers. McGraw-Hill, 1970.
- Biot MA.** General theory of three-dimensional consolidation. *Journal of Applied Physics*, 1941; 12(2): 155-164.
- Brockwell PJ, Davis RA.** Time Series: Theory and Methods. Springer-Verlag, New York, 1987.
- Brockwell, PJ, Davis, RA.** Time series: theory and methods. 2nd. Ed., Springer, New-York, 1991.
- Brooker PI.** A Geostatistical Primer. World Scientific, Singapore, 1991.
- Burczynski T.** The boundary element method for stochastic potential problems. *Applied Mathematical Modelling*, 1985; 9(3): 189-194.
- Cawfield JD, Sitar N.** First order reliability analysis of groundwater flow. In: Spanos PD, editor. Probabilistic methods in civil engineering. New York: ASCE Publication, 1988: 144-147.
- Chakraborty S, Sarkar SK.** Analysis of a curved beam on uncertain elastic foundation. *Finite Elements in Analysis and Design*, 2000; 36(1): 73-82.
- Christian JT, Ladd CC, Baecher GB.** Reliability and probability in stability analysis. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, 1994; 120(GT2): 1071-1111.
- Christian JT, Urzua A.** Probabilistic evaluation of earthquake-induced slope failure. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1998; 124(11): 1140-1143.
- Clark I.** Practical geostatistics. Applied Science Publishers, London, 1979.
- Clark I.** Geostatistics. McGraw-Hill Inc., New York, 1980: 17-40.
- Cruse TA, Burnside OH, Wu YT, Polch EZ, Dias JB.** Probabilistic structural analysis methods for select space propulsion system structural components (PSAM). *Computers & structures*, 1988; 29(5): 891-901.
- Dagan G.** Analysis of flow through heterogeneous random aquifers by the method of embedding matrix. I. Steady flow. *Water Resources Research*, 1981; 17(1): 107-121.
- Dagan G.** Flow and transport in porous formations. Berlin: Springer, 1989.
- DeGroot DJ, Baecher GB.** Estimating autocovariance of in-situ soil properties. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1993; 119(1): 147-166.
- Delhomme JP.** Spatial variability and uncertainty in groundwater flow parameters: a geostatistical approach. *Water Resources Research*, 1979; 15(2): 269-280.
- Deodatis G.** Weighted integral method - I. Response variability and reliability. *Journal of Engineering Mechanics*, 1991a; 117(8): 1851-1864.
- Deodatis G.** Weighted integral method - II. Response variability and reliability. *Journal of Engineering Mechanics*, 1991b; 117(8): 1865-1877.
- Dias JB, Nagtegaal JC.** Efficient algorithms for use in probabilistic finite element analysis. In: Burnside DH, Parr CH, editors. Advances in aerospace structural analysis, AD-09. New

York: ASME Publication, 1986: 37-49.

**Dogangün A, Livaoglu R.** A comparative study of the design spectra defined by Eurocode 8, UBC, IBC and Turkish Earthquake Code on R/C sample buildings. *Journal of Seismology*, 10(3): 335-351, 2006.

**Douglas J.** Earthquake ground motion estimation using strong-motion records: a review of equations for the estimation of peak ground acceleration and response spectral ordinates. *Earth Science Reviews*, 61(1-2): 43-104, 2003.

**Draz J, Vanmarcke EH.** Settlement of structures on shallow foundations, a probabilistic approach. MIT, Cambridge, Mass, Research report, 1974: 74-9.

**Drumm EC, Bennett RM, Oakley GJ.** Probabilistic response of laterally loaded piers by three-point approximation. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1990; 14(7): 499-507.

**Duncan, J. M.** Factors of safety and reliability in geotechnical engineering. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, (2000); 126(4): 307-316.

**Ebel JE, Kafka AL.** A Monte Carlo approach to seismic hazard analysis. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1999; 89(4): 854-866.

**Elkated T, Chalaturnyk R, Robertson PK.** An overview of soil heterogeneity: quantification and implication on geotechnical field problems. *Canadian Geotechnical Journal*, 2003; 40: 1-15.

**ETABS** (2005) Integrated Building Design Software. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA.

**Eurocode 8 (EC8):** design of structures for earthquake resistance Part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings, European Norm. European Committee for Standardisation, European Committee for Standardisation Central Secretariat, rue de Stassart 36, B-1050 Brussels, 2004.

**Federal Emergency Management Agency** 2003 NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures, Federal Emergency Management Agency, (FEMA 450), Part 1: Provisions. 2004.

**Fenton GA.** Simulation and analysis of random fields. Ph.D. thesis, Princeton University. 1990.

**Fenton GA, Griffiths DV.** Flow through earthdams with spatially random permeability. *Proceedings of the 10th ASCE Engineering Mechanics Conference*, Boulder, Colorado, 1995.

**Fenton GA, Griffiths DV.** Statistics of free surface flow through stochastic earth dam. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1996; 122(6): 427-436.

**Fenton GA, Vanmarcke EH.** Spatial variation in liquefaction risk. *Géotechnique*, 1998; 48(6): 819-831.

**Fenton GA.** Estimation for stochastic soil models. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1999a; 125(6): 470-485.

**Fenton GA.** Random field modeling of CPT data. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1999b; 125(6): 486-498.

**Fenton GA, Griffiths DV.** Probabilistic foundation settlement on spatially random soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2002; 128(5):381-390.

**Field EH.** Accounting for site effects in probabilistic hazard analysis of Southern California: overview of the SCEC phase III report. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 2000; 90(6B): 1-31.

- Gazetas G, Debchaudhury A, Gaspirani DA.** Stochastic estimation of the nonlinear response of dams to strong earthquake. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1982; 1(1): 10-19.
- Ghanem R, Spanos PD.** A polynomial chaos in stochastic finite elements. *Journal of Applied Mechanics*, 1990; 57(1): 197-202.
- Ghanem R, Spanos PD.** Stochastic finite elements: a spectral approach. New York: Springer, 1991.
- Glaser S.** System identification and its application to estimating soil properties. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1995; 121(7): 553-560.
- Greco VR.** Efficient Monte Carlo technique for locating critical slip surface. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1996; 122(7): 517-525.
- Griffiths DV, Fenton GA.** Seepage beneath water retaining structures founded on spatially random soil. *Géotechnique*, 1993; 43(4): 577-587.
- Griffiths DV, Fenton GA.** Three-dimensional seepage through spatially random soil. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1997; 123(2): 153-160.
- Gui S, Zhang R, Turner JP, Xue X.** Probability slope stability analysis with stochastic soil hydraulic conductivity. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2000; 126(1): 1-9.
- Gupta ID, Trifunac MD.** An improved probabilistic spectrum superposition. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1998a; 17(1): 1-11.
- Gupta ID, Trifunac MD.** Defining equivalent stationary PSDF to account for nonstationarity of ground motion. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1998b; 17(2): 89-99.
- Gupta S, Manohar CS.** Probability distribution of extremes of Von Mises stress in randomly vibrating structures. *Journal of Vibration and Acoustics*, 2005; 127(6): 547-555.
- Gutjahr AL, Gelhar LW.** Stochastic models for subsurface flow: infinite versus finite domain and stationarity. *Water Resources Research*, 1981; 17(2): 337-350.
- Halldorsson B, Papageorgiou A.** Region specific ground motion simulations using the specific barrier model. Report of the Engineering Seismology Laboratory, University at Buffalo, 2004.
- Hanyga A (editor).** Seismic wave propagation in the earth. Amsterdam: Elsevier, 1985.
- Hao H.** Response of multiply supported rigid foundation to spatially random ground motion. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1991; 20(9): 821-838.
- Harren SV, Fossum AF.** Probabilistic analysis of impulsively loaded deep-buried structure. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1991; 15(7): 513-526.
- Harr ME.** Reliability-based design in civil engineering. McGraw-Hill Book Company, New-York, 1987.
- Hilldole C.** A prediction approach to estimating differential settlement of footing on sand. PhD. Thesis, MIT Cambridge, 1971.
- Hinch EJ.** Perturbation methods. Cambridge University Press, 1991.
- Hisada T, Nakagiri S.** A note on stochastic finite element method (Part 2): variation of stress and strain caused by fluctuations of material properties and geometrical boundary conditions. *Seisan-Kenkyu, Inst Ind Sci, Univ Tokyo*, 1980; 32(5): 28-31.
- Hohn ME.** Geostatistics and Petroleum Geology. Van Nostrand Reinhold, New-York, 1988.
- Horike M, Takeuchi Y.** Possibility of spatial variation of high frequency seismic motions due to random velocity fluctuations. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 2000;



90(1): 48-65.

**Hoshiya M, Ishii K.** Evaluation of kinematic interaction of soil-foundation systems by a stochastic model. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1983; 2(3):128-134.

**Hoshiya M, Ishii K.** Deconvolution method between kinematic interaction and dynamic interaction of soil-foundation systems based on observed data. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1984; 3(3):157-164.

**Hryniewicz Z, Hermans AJ.** Free-field response from inclined body waves in a viscoelastic random medium. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1989; 18(7): 1025-1040.

**Hryniewicz Z.** Mean response to dynamic load across the random layer for anti-plane shear motion. *Acta Mechanica*, 1991; 90(1-4): 81-89.

**Ishii K, Suzuki M.** Stochastic finite element method for slope stability analysis. *Structural Safety* 1986; 4(2): 111-129.

**Jaksa MB, Kaggwa WS, Brooker PI.** Geostatistical Modelling of the Undrained Shear Strength of a Stiff, Overconsolidated, Clay. *Proceedings of Conference of Probabilistic Methods in Geotechnical Engineering*, Canberra, A. A. Balkema, Rotterdam, 1993: 185-194.

**Jaksa MB, Brooker PI, Kaggiva WS.** Inaccuracies associated with estimating random measured errors. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1997; 123(5): 393-401.

**Jaynes ET.** Information Theory and Statistical Mechanics. *Physical Review*, 1957a; 106(4): 620-630.

**Jaynes ET.** Information Theory and Statistical Mechanics, II. *Physical Review*, 1957b; 108(2): 171-190.

**Jensen H, Iwan WD.** Response variability in structural dynamics. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1991; 20(10): 949-959.

**Jensen H, Iwan WD.** Response of systems with uncertain parameters to stochastic excitation. *Journal of Engineering Mechanics*, 1992; 118(5): 1012-1025.

**Jones AL, Kramer SL, Arduino P.** Estimation of Uncertainty in Geotechnical Properties for Performance-Based Earthquake Engineering. PEER Report 2002/16, Pacific Earthquake Engineering Research Center, College of Engineering, University of California, Berkeley, 2002.

**Juang CH, Rosokowsky DV, Tang WT.** Reliability-based method for assessing liquefaction potential in soils. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1999; 125(8): 684-689.

**Karakostas CZ, Manolis GD.** Dynamic response of unlined tunnels in soil with random properties. *Engineering Structures*, 2000; 22(8): 1013-1027.

**Karal FC, Keller JB.** Elastic, electromagnetic and other waves in a random medium. *J Math Phys*, 1964; 5(4): 537-549.

**Kausel E, Roësset JM.** Stiffness matrices for layered soils. *Bulletin of Seismological Society of America*, 1981; 71(6): 1743-1761.

**Kausel E, Peek R.** Dynamic loads in the interior of a layered stratum: an explicit solution. *Bulletin of Seismological Society of America*, 1982; 72(5): 1459-1481.

**Kausel E.** Thin layer method: Formulation in the time domain. *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, 1994; 37(6): 927-941.

**Kausel E.** Fundamental Solutions in Elastodynamics: A Compendium. Cambridge University Press. 2006.

- Kawase H, Aki K.** A study on the response of a soft basin for incident S, P, and Rayleigh waves with special reference to the long duration observed in Mexico City. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1989; 79(5): 1361-1382.
- Kézdi A.** Soil physics, Handbook of soil mechanics, volume 1, Elsevier, 1974.
- Kim DS, Chung CK, Sun CG, Bang ES.** Site assessment and evaluation of spatial earthquake ground motion of Kyeongju. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2002; 22(5): 371-387.
- Kinoshita S.** A stochastic method for investigating site effects by means of a borehole array: SH and Love waves. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1999; 89(2): 484-500.
- Kleiber M, Hien TD.** The stochastic finite element method. New York: Wiley, 1992.
- Koppula SD.** Pore pressure development : probability analysis. In *Probabilistic methods in civil engineering*, Spanos PD. (Editor), ASCE Publication, New York, 1988, 57-60.
- Krige DG.** A Statistical Approach to Some Mine Valuations and Allied Problems at the Witwatersrand, Master's Thesis, University of Witwatersrand 1951.
- Kulhawy FH, Birgisson B, Grigoriu M.** Reliability based foundation design for transmission line structures: Transformation models for in-situ tests. Report No. EI-5507(4), Electric Power Research Institute, Palo Alto, Calif, 1992.
- Lacasse S, Nadim F.** Uncertainties in characterizing soil properties (plenary). In *Uncertainty in the Geologic Environment: from Theory to Practice*. Proceedings of Uncertainty '96. Madison, Wisconsin, 1996 Geotechnical Special Publication 58, 1996.
- Lamb TW, Whitman RV.** Soil mechanics. John Wiley & Sons, 1969.
- Liang L, Figueroa JL, Saada AS.** Liquefaction under random loading: unit energy approach. *Journal of Geotechnical Engineering*, 1995; 121(11): 776-780.
- Liang RY, Zhou J.** Probability method applied to dynamic pile-driving control. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 1997; 123(2): 137-144.
- Lin JS.** Regional seismic slope failure probability matrices. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1990; 19(6): 911-923.
- Liu WK, Belytschko T, Mani A.** Random field finite elements. *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, 1986; 23(10): 1831-1845.
- López CIH.** Determination of soil properties from earthquake data. PhD. Thesis, The University of Texas, Austin, 2002.
- Luco JE, Wong HL.** Response of a rigid foundation to a spatially random ground motion. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 1986; 14(6): 891-908.
- Lumb P.** Application of Statistics in Soil Mechanics. In *Soil Mechanics – New Horizons*, Chapter 3, Lee, I. K. (ed.), American Elsevier, New York, 1974: 44-111.
- Lum, P.** Spatial variability of soil properties. *Proceedings of the 2nd International Conference on Application of Statistics and Probability in Soil and Structural Engineering*, Aachen, Germany, 1975, 397-421.
- Lutes LD, Sarkani S.** Structural damping for soil-structure interaction studies. *Journal of Structural Engineering and Mechanics*, 1995; 3(2):107-120.
- Madhav MR, Ramakrishna KS.** Probabilistic prediction of pile group capacity. In: Spanos PD, editor. *Probabilistic methods in civil engineering*. New York: ASCE Publication, 1988: 5-8.
- Mann C J.** Misuses of Linear Regression in Earth Sciences. In *Use and Abuse of Statistical Methods in the Earth Sciences*, Size, W. B. (ed.), Oxford University Press, New York, 1987: 74-106.

- Manolis GD, Shaw RP.** Random wave propagation using boundary elements. In: Tanaka M, Brebbia CA, Shaw RP. (editors). *Advances in boundary element methods in Japan and USA*, Topics in engineering, vol. 7. Southampton: Computational Mechanics Publications, 1990: 319-334.
- Manolis GD, Bagtzoglou AC.** A numerical comparison study of wave propagation in random and inhomogeneous media. *Computational Mechanics*, 1992; 10(6): 397-413.
- Manolis GD, Shaw RP.** Harmonic wave propagation through viscoelastic heterogeneous media exhibiting mild stochasticity: I. Fundamental solution. *Soil Dynam Earthq Engng*, 1996; 15: 119-127.
- Manolis GD, Pavlou S.** Fundamental solutions for SH waves in a continuum with large randomness. *Engng Anal Boundary Elem*, 2000; 23: 721-36.
- Manolis GD.** Stochastic soil dynamic. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2002; 22(1): 3-15.
- Matheron G.** Principles of Geostatistics. *Economic Geology*, 1963; 58: 1246-1266.
- Matheron G.** Les variables régionalisées et leur estimation. Masson et Cie, Paris, 1965.
- Matsuo M, Asaoka A.** Probability models of undrained shear strength of marine clay layer. *Soils and Foundations*, 1977; 17(3): 53-68.
- Mohammad-Djafari A.** Maximum d'entropie et problèmes inverses en imagerie. *Traitement du Signal*, 1994 : 87-116.
- Mohammad-Djafari A.** Maximum Entropy and Bayesian inference: Where do we stand and where do we go? In *Proceedings Twenty sixth International Workshop on Bayesian Inference and Maximum Entropy Methods in Science and Engineering (MaxEnt 2006)*, CNRS, Paris, France. 8-13 Juillet 2006.
- Myung IJ.** Tutorial on maximum likelihood estimation. *Journal of Mathematical Psychology*, 2003; 47(1): 90-100.
- Nakagiri S, Hisada T.** A note on stochastic finite element method (Part1): variation of stress and strain caused by shape fluctuation. *Seisan-Kenkyu, Inst Ind Sci, Univ Tokyo* 1980; 32(2): 39-42.
- Nakagiri S, Hisada T.** A note on stochastic finite element method (Part 6): an application in problems of uncertain elastic foundation. *Seisan-Kenkyu, Inst Ind Sci, Univ Tokyo* 1983; 35(1): 20-23.
- Nasri V, Magnan JP.** Comportement numérique des éléments finis dans l'analyse des problèmes de consolidation des sols. *Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussées*, 1997; 210: 41-53.
- Nguyen KV.** Etudes des effets de site dus aux conditions topographiques et géotechniques par une méthode hybride élément finis / éléments frontières. Thèse de Doctorat. Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2005.
- Nigam NC.** Introduction to random vibrations. Cambridge, MA: MIT Press, 1983.
- Nobahar A.** Effects of soil spatial variability on soil-structure interaction. PhD. Thesis, Faculty of Engineering and Applied Science, Memorial University of Newfoundland, Canada, 2003.
- Nour A, Slimani A, Laouami N.** Foundation settlement statistics via finite element analysis. *Journal Computers and Geotechnics*, 2002; 29(8): 641-672.
- Nour A, Slimani A, Laouami N, Afra H.** Finite element model for the probabilistic seismic response of heterogeneous soil profile. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2003; 23(5): 331-348.

- Olsen KB, Pechmann JC, and Schuster GT.** Simulation of 3D elastic wave propagation in the Salt Lake basin. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1995; 85(6): 1688-1710.
- Paice GM, Griffiths DV, Fenton GA.** Finite element modeling of settlements on spatially random soil. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, 1996; 122(9): 777-779.
- Pais AL.** Dynamic coupling of multiple structures through soil. PhD. thesis, MIT. 1988.
- Pais AL, Kausel E.** Stochastic response of rigid foundations. *Earthq Engng Struct Dynam* 1990; 19: 611-622.
- Papoulis A.** Probability, random variables, and stochastic processes. McGraw-Hill, 1991.
- Quek ST, Phoon KK, Chow YK.** Pile group settlement: a probabilistic approach. *Int J Numer Anal Methods Geomech*, 1991; 15: 817-832.
- Rahman MS, Yeh CH.** Variability of seismic response of soils using stochastic finite element method. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1999; 18: 229-245.
- Ranjan G, Vasan RM, Charar HD.** Probabilistic analysis of randomly distributed fiber-reinforced soil. *J Geotech Engng ASCE*, 1996; 122: 419-426.
- Rayleigh Lord.** On the resultant of a large number of vibrations of the same pitch and of arbitrary phase. *Philosophical Magazine*, 1880; 10: 73-78.
- Règles Parasismiques Algériennes (RPA99).** Document Technique Réglementaire, Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique, Ministère de l'Habitat, Algérie.
- Rendu JM.** An Introduction to Geostatistical Methods of Mineral Exploration, 2nd ed., South African Inst. Mining and Metallurgy, Johannesburg, 1981.
- Resending D, Herrera I.** A probabilistic formulation of settlement controlled design. Proc. Sixth Int. Conf. on Soil Mechanics and Foundation Engineering. Vol 3 1969.
- Rice, S.** (1944), Mathematical Analysis of Random Noise. *Bell System Technical Journal*; 23: 282-332.
- Rice, S.** (1945), Mathematical Analysis of Random Noise. *Bell System Technical Journal*; 24: 46-156.
- Rieck PJ, Houston TW.** Statistical soil-structure interaction response of a containment building considering soil property variability. In *Transactions of the 17th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 17)*, Paper # K04-1. Prague, Czech Republic, August 17-22, 2003.
- Righetti G, Harrop-Williams K.** Finite element analysis of random soil media. *J Geotech Engng ASCE*, 1988; 114(1): 59-75.
- Romeo R, Prestininzi A.** Probabilistic versus deterministic seismic hazard analysis: an integrated approach for siting problems. *Soil Dynam Earthq Engng*, 2000; 20: 75-84.
- Romero SM, Rix GJ.** Ground motion amplification of soils in the upper Mississippi embayment. Report No. GIT-CEE/GEO-01-1, School of Civil and Environmental Engineering, Georgia Institute of Technology, 2001.
- Romo-Organista MP.** Soil-structure interaction in a random environment. P.h.D, Dissertation, University of California, Berkeley, 1977.
- Ronold KO.** Probabilistic foundation stability analysis. *Int J Numer Anal Methods Geomech*, 1990; 14: 279-296.
- Ronold KO.** Reliability-based optimization of design code for tension piles. *J Geotech Engng ASCE*, 1999; 125: 690-695.
- Sabetta F, Pugliese A.** Estimation of Response Spectra and Simulation of Nonstationary Earthquake Ground Motions. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 1996; 86(2): 337-352.

- Safak E.** Local site effects and dynamic soil behaviour. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2001; 21(5): 453-458.
- Sarris TS.** Stochastic analysis of flow in three-dimensional, heterogeneous, anisotropic aquifers: synthetic simulations and case study. PhD. Thesis, University of South California, 2003.
- Schevenels M, Lombaert G, Degrande G, Degrauwe D, Schoors B.** The Green's functions of a vertically inhomogeneous soil with a random dynamic shear modulus. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 2007; 22: 100-111.
- Shannon CE.** A mathematical theory of communication. *Bell System Technical Journal*, 1948; 27: 379-423 et 623-656.
- Shinozuka M.** Monte Carlo solution of dynamics. *Computers & Structures*, 1972a; 2 : 855-874.
- Shinozuka M.** Monte Carlo solution of structural dynamics. Technical report No. 19, department of Civil Engineering and Engineering Mechanics, Columbia University, New York, 1972b.
- Shinozuka M, Jan CM.** Digital Simulation of Random Processes and it Applications. *Journal of Sound and Vibration*, 1972; 25(1): 111-128.
- Shinozuka M.** Digital simulation of random processes in engineering mechanics with the aid of FFT techniques. *Stochastic Problems in Mechanics*, Edited by Ariaratnan ST and Leipholtz HHE, University of Waterloo Press, Waterloo, 1974.
- Shinozuka M, Lenoe E.** A probabilistic model for spatial distribution of material properties. *Eng. Fracture Mechanics*, 1976; 8: 217-227.
- Shinozuka M, Deodatis G.** Response Variability of Stochastic Finite Element Systems, Technical Report, Dept. of Civil Engineering, Columbia University, New York, 1986.
- Shinozuka M.** Structural response variability. *Journal of Engineering Mechanics, ASCE*, 1987a; 113(EM6):825-842.
- Shinozuka M.** Stochastic fields and their digital simulation. In *Stochastic methods in structural dynamics*, Schueller GI, Shinuzuka M. (Editors), Martinus Nijhoff Publishers, Boston, Mass., 1987b, 93-133.
- Shinozuka M, Yamazaki F.** Stochastic structural dynamics: progress in theory and applications, chapitre Stochastic finite element analysis: an introduction. Ariaratnam ST, Schuëller GI, Elishakoff (Editeurs), 1988.
- Simos N, Costantino CJ.** Soil Spatial Variability Effect on Soil Structure Interaction Studies: Enveloping Uncertainties in Structural Response. In *Proceedings of the Third UJNR Workshop on Soil-Structure Interaction*, March 29-30, Menlo Park, California, USA, 2004.
- Signanini P, D'intinosante V, Ferrini M, Rainoni ML.** Evaluation of local amplification in the seismic microzonation: comparison between punctual multidisciplinary integrated studies and macroseismic methods in Fivizzano's area (Toscana, Italy). *Geotechnical and Geological Engineering*, 2004; 22(2): 227-244.
- Smith GN.** Probability and Statistics in Civil Engineering: An Introduction. Collins, London, 1986.
- Sobczyk K.** Stochastic wave propagation. Amsterdam: Elsevier 1985.
- Soulié M.** Geostatistical Applications in Geotechnics. In *Geostatistics for Natural Resources Characterization, Part 2*, Verly, G. et al. (eds.), D. Reidel Publishing Co., Dordrecht, 1984: 703-730.

- Soulié M, Montes P, Silvestri V.** Modelling spatial variability of soil properties. *Canadian Geotechnical Journal*, 1990; 27(5): 617-630.
- Spanos PD.** Digital synthesis of response design spectrum compatible earthquake records for dynamic analyses. *Shock Vibr Dig*, 1983; 15(3): 21-27.
- Spanos PD, Vargas-Loli LM.** A statistical approach to generation of design spectrum compatible earthquake time histories. *Soil Dynam Earthq Engng*, 1985; 4(1): 2-8.
- Spanos PD, Ghanem R.** Stochastic finite element expansion for random media. *J Engng Mech ASCE*, 1989; 115(5): 1035-53.
- Spanos PD, Ghanem R.** Boundary element formulation for random vibration problems. *J Engng Mech ASCE*, 1991; 117(2): 409-423.
- Spry MJ, Kulhawy FH, Grigoriu M.** Reliability-based design of foundations for transmission line structures: Geotechnical site characterization strategy. *Rep. No. EL-5507(1)*, Electric Power Research Institute, Palo Alto, Calif, 1988..
- Takada T.** Weighted integral method in stochastic finite element analysis. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 1990a; 5(3): 146-156.
- Takada T.** Weighted integral method in multi-dimensional stochastic finite element analysis. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 1990b; 5(4): 158-166.
- Takada T.** Variability response functions and stochastic field discretization in stochastic finite element methods. Dans *Proceedings of the 6<sup>th</sup> Specially Conference on Probabilistic Mechanics and Structural and geotechnical Reliability*, Dever, Connecticut, Juillet, 1992.
- Takahashi N, Hyodo M, Hyde AFL, Yamamoto Y, Kimura S.** Online earthquake response test for stratified layers of clay and sand. *Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering*, 2006; 132(5): 611-621.
- Tang DH, Pinder GF.** Simulation of groundwater flow mass transport under uncertainty. *Adv Water Res*, 1977; 1(1): 25-30.
- Terzaghi K.** Relation between Soil Mechanics and Foundation Engineering. Presidential Address. Proc. 1st Int. Conf. on Soil Mech. and Foundation Engrg., 1936; Vol. 3, Cambridge, Mass., pp. 13-18.
- Thacker BH.** Probabilistic finite element methods for transient analysis of nonlinear continua. PhD. Thesis, The University of Texas, Austin, 1996.
- Tian L, Jie L.** Influence of random mechanical parameters on earthquakes response analysis of site. Tenth World conference on earthquake engineering, Balkema Rotterdam 1992, 19-24 July Madrid, Spain: 1181-1185.
- Tobutt DC, Richards E.** The reliability of earth slopes. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1979; 3: 323-354.
- Toubalem F.** Interaction sol-structure en milieu stochastique. Thèse de Doctorat, Ecole Centrale de Lyon, 1996.
- Toubalem F, Zeldin B, Thouverez F, Labbe P.** Vertical excitation of stochastic soil structure interaction systems. *Journal of Geotechnical Engineering ASCE*, 1999; 125: 349-356.
- Uniform Building Code (UBC97).** International Conference of Building Officials. Whittier, California, USA, 1997.
- Vanmarcke E.** Probability modeling of soil profiles. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 1977a; 103(11): 1227-1246.
- Vanmarcke E.** Reliability of earth slopes. *Journal of Geotechnical Engineering Division*, 1977b; 103(11): 1247-1265.

- Vanmarke EH.** Random vibration approach to soil dynamics. The use of probability in earthquake engineering. New York: ASCE Publication, 1977c: 143-76.
- Vanmarcke EH, Grigoriu M.** Stochastic finite element analysis of simple beams. *Journal of Engineering Mechanics*, 1983; 109(5): 1203-1214.
- Vanmarcke E.** Random fields: analysis and synthesis. MIT Press, Cambridge, Massachusetts, 1983.
- Vanmarcke E, Shinozuka M, Nakagiri S, Schueller GI, Grigoriu M.** Random fields and stochastic finite elements. *Struct Safety*, 1986; 3: 143-166.
- Veletsos AS, Prasad AM.** Seismic interaction of structures and soils: Stochastic approach. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 1989; 114:935-1056.
- Volpe EV.** Closure relations as determined by the maximum entropy method and near-equilibrium conditions. PhD Thesis. Stanford University, 2000.
- Volpe EV, Baganoff D.** Maximum entropy pdfs and the moment problem under near-Gaussian conditions. *Probabilistic Engineering Mechanics*, 2003; 18(1): 17-29.
- Wang S, Hao H.** Effect of random variations of soil properties on site amplification of seismic ground motions. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 2002; 22(7): 551-564.
- Wiener, N.** Differential Space. *J. Math Phys*, 1923; 2: 131-174.
- Wiener, N.,** Generalized Harmonic Analysis. *Acts Mathematical*, 1930; 55(118):.
- Wong FS.** Slope reliability and response surface method. *J Geotech Engng ASCE*, 1985; 111(1): 32-53.
- Yamazaki F.** Simulation of Stochastic Fields and its Applications to Finite Element Analysis, ORI Report 87-04, Ohzaki Research Institute Inc., November 1987.
- Yamazaki F, Shinozuka M.** Digital generation of non-Gaussian stochastic field. *Journal of Engineering Mechanics*, 1988; 114(7): 1183-1197.
- Yeh C, Rahman M.** Stochastic finite element methods for the seismic response of soils. *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 1998; 22(10): 819-50.
- Zaiguang W, Goucheng H.** Stochastic seismic response analysis for soil layers with random dynamic parameters. Tenth World conference on earthquake engineering, Balkema Rotterdam. 19-24 July, Madrid, Spain: 1187-1192, 1992.
- Zembaty Z, Rutenberg A.** Spatial response spectral and site amplification effects. *Engineering Structures*, 2002; 24(11): 1485-1496.
- Zendagui D, Berrah MK, Kausel E.** Stochastic deamplification of spatially varying seismic motions. *Soil Dynam Earthq Engng*, 1999; 18: 409-421.
- Zerva A.** Seismic ground motion simulations from a class of spatial variability models. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 1992; 21: 351-361.
- Zerva A, Harada T.** Effect of surface layer stochastically on seismic ground motion coherence and strain estimates. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 1997; 16: 445-457.
- Zhou W, Hong HP, Shang JQ.** Probabilistic design method of prefabricated vertical drains for soil improvement. *J Geotech Engng ASCE*, 1999; 125: 659-664.
- Zhuang YC, Xie KH, Li XB.** Nonlinear analysis of consolidation with variable compressibility and permeability. *Journal of Zhejiang University SCIENCE*, 2005; 6A(3): 181-187.

# **Annexes**



## Annexe 1

### A1.1. Chapitre 5

$$A = \frac{h}{6} \begin{bmatrix} 2G & G \\ G & 2G \end{bmatrix} \quad (\text{A1.1})$$

$$\bar{G} = \frac{1}{h} \begin{bmatrix} G & -G \\ -G & G \end{bmatrix} \quad (\text{A1.2})$$

$$M = \frac{\rho h}{2} \begin{bmatrix} 2 & 1 \\ 1 & 2 \end{bmatrix} \quad (\text{A1.3})$$

$$M_1 = \frac{\rho h}{2} \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \end{Bmatrix} \quad (\text{A1.4})$$

### A1.2. Chapitre 5

$$\left\{ \begin{array}{l} K = \kappa s \mu \begin{bmatrix} \coth(\kappa sh) & -1/\sinh(\kappa sh) \\ -1/\sinh(\kappa sh) & \coth(\kappa sh) \end{bmatrix} \quad \kappa > 0, \omega > 0 \\ K = \kappa \mu \begin{bmatrix} \coth(\kappa h) & -1/\sinh(\kappa h) \\ -1/\sinh(\kappa h) & \coth(\kappa h) \end{bmatrix} \quad \kappa > 0, \omega = 0 \\ K = \rho V_s \omega \begin{bmatrix} \cot\left(\frac{\omega h}{V_s}\right) & -1/\sin\left(\frac{\omega h}{V_s}\right) \\ -1/\sin\left(\frac{\omega h}{V_s}\right) & \cot\left(\frac{\omega h}{V_s}\right) \end{bmatrix} \quad \kappa = 0, \omega > 0 \\ K = \frac{\mu}{h} \begin{bmatrix} 1 & -1 \\ -1 & 1 \end{bmatrix} \quad \kappa = 0, \omega = 0 \end{array} \right. \quad (\text{A1.5})$$

## Annexe 2

Tableau A2.1: Types de sols définis dans le RPA99, l'UBC97 et l'EC8.

RPA99			UBC97			EC8		
Types	Description	V <sub>S</sub> (m/s)	Types	Description	V <sub>S</sub> (m/s)	Types	Description	V <sub>S</sub> (m/s)
S <sub>1</sub>	Rocheux	≥ 800	S <sub>A</sub>	Roche dure	> 1500	A	Rocher comportant une couche superficielle d'au plus 5 m de matériau moins résistant.	> 800
			S <sub>B</sub>	Roche	750 - 1500			
S <sub>2</sub>	Ferme	400 - 800	S <sub>C</sub>	Sol très dense	360 – 760	B	Dépôt de sable très dense, de gravier ou d'argile très raide, d'au moins plusieurs dizaines de mètres d'épaisseurs.	360 - 800
S <sub>3</sub>	Meuble	200 – 400	S <sub>D</sub>	Sol raide	180 – 360	C	Dépôts profonds de sable dense ou mi-dense, de gravier ou d'argile raide avec une épaisseur de plusieurs dizaines à centaines de mètres.	180 - 360
S <sub>4</sub>	Très meuble ou présence de 3 m au moins d'argile molle	100 - 200	S <sub>E</sub>	Sol mou	< 180	D	Dépôts de sol non cohésif lâche à mi-lâche, ou de sol cohérent principalement mou à ferme.	< 180
			S <sub>F</sub>	Sol nécessitant une évaluation spécifique		E	Couche supérieure d'alluvion avec des V <sub>S,30</sub> des classes C ou D et une épaisseur variant de 5 à 20 m, sur un matériau plus raide V <sub>S,30</sub> > 800 m/s.	
						S <sub>1</sub>	Dépôts contenant une couche d'au moins 10m d'argile molle envasée (PI > 40) et forte teneur en eau.	< 100
						S <sub>2</sub>	Dépôts de sols liquéfiables, d'argiles sensibles, ou tout autre profile non inclus dans les types A-E ou S <sub>1</sub> .	

## Annexe 3

### A3.1. Spectre de calcul réglementaire du RPA99

Pour le RPA99, le spectre est donné par les expressions suivantes

$$S_d = \begin{cases} 1,25 A \left[ 1 + \frac{T}{T_1} \left( 2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{T} \right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ sec} \\ 2,5 \eta (1,25 A) \frac{Q}{R} \left( \frac{T_2}{3} \right)^{\frac{2}{3}} \left( \frac{3}{T} \right)^{\frac{5}{3}} & T > 3 \text{ sec} \end{cases} \quad (\text{A3.1})$$

$A$  : coefficient d'accélération de zone.

$\eta$  : coefficient de correction d'amortissement.

$R$  : coefficient de comportement de la structure.

$T_1$  et  $T_2$  : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site.

$Q$  : facteur de qualité.

La figure A3.1 illustre le spectre inélastique de calcul pour le RPA99 pour les différents types de sols considérés dans la présente étude.

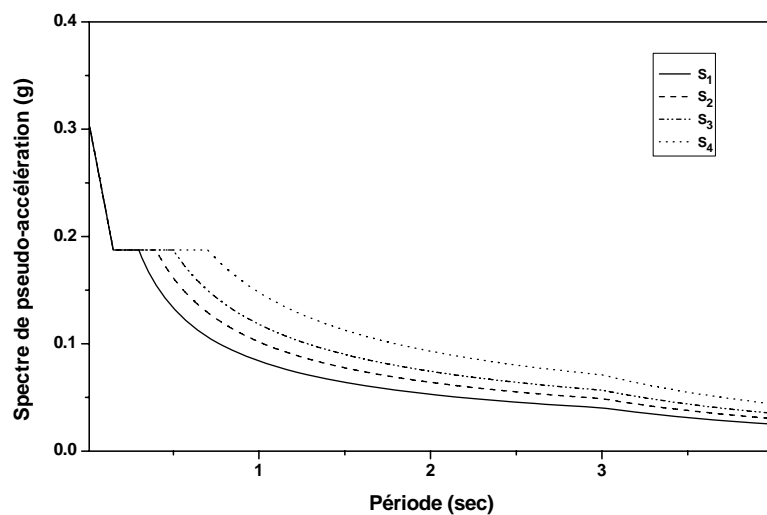


Figure A3.1: Spectres de calcul de RPA99.

### A3.2. Spectre de calcul réglementaire de l'UBC97

L'UBC97 considère les expressions suivantes

$$S_d = \begin{cases} \left( C_a + \frac{1,5 C_a T}{T_B} \right) & T \leq T_B \\ 2,5 C_a \frac{\gamma_I}{R} & T_B \leq T \leq T_C \\ C_v \frac{\gamma_I}{R} & T \geq T_C \end{cases} \quad (\text{A3.2})$$

$C_a$  et  $C_v$  sont les coefficients sismiques et les paramètres  $T_B$  et  $T_C$  sont donnés par

$$T_C = \frac{C_v}{2,5 C_a} \text{ et } T_B = 0,2 T_C.$$

La figure A3.2 montre les spectres de calcul pour l'UBC97.

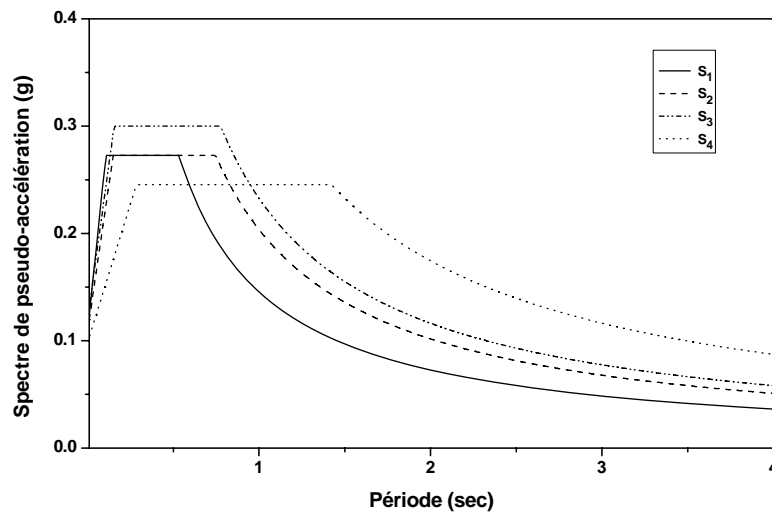


Figure A3.2: Spectres de calcul de UBC97.

### A3.3. Spectre de calcul réglementaire de l'EC8

Pour l'EC8, les expressions suivantes donnent les spectres de calcul

$$S_d = \begin{cases} a_g S \left[ \frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \left( \frac{2,5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right] & T \leq T_B \\ \frac{2,5}{q} a_g S & T_B \leq T \leq T_C \\ \frac{2,5}{q} a_g S \left( \frac{T_C}{T} \right) \geq \beta a_g & T_C \leq T \leq T_D \\ \frac{2,5}{q} a_g S \frac{T_C T_D}{T^2} \geq \beta a_g & T > T_D \end{cases} \quad (\text{A3.3})$$

$a_g$  : accélération de sol de calcul.

$T_B$  : limite inférieure de la période pour la branche d'accélération spectrale constante.

$T_C$  : limite supérieure de la période pour la branche d'accélération spectrale constante.

$T_D$  : valeur définissant le début de la branche du spectre de réponse de déplacement constant.

$S$  : facteur de sol.

$q$  : facteur de comportement.

$\beta$  : facteur de la limite supérieure du spectre de calcul.

Ces spectres sont donnés en figure A3.3.

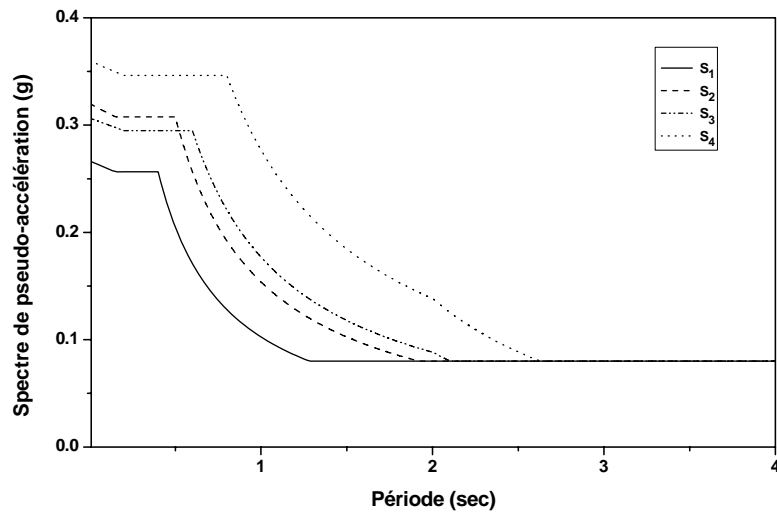


Figure A3.3: Spectres de calcul de EC8.

## **Annexe 4**

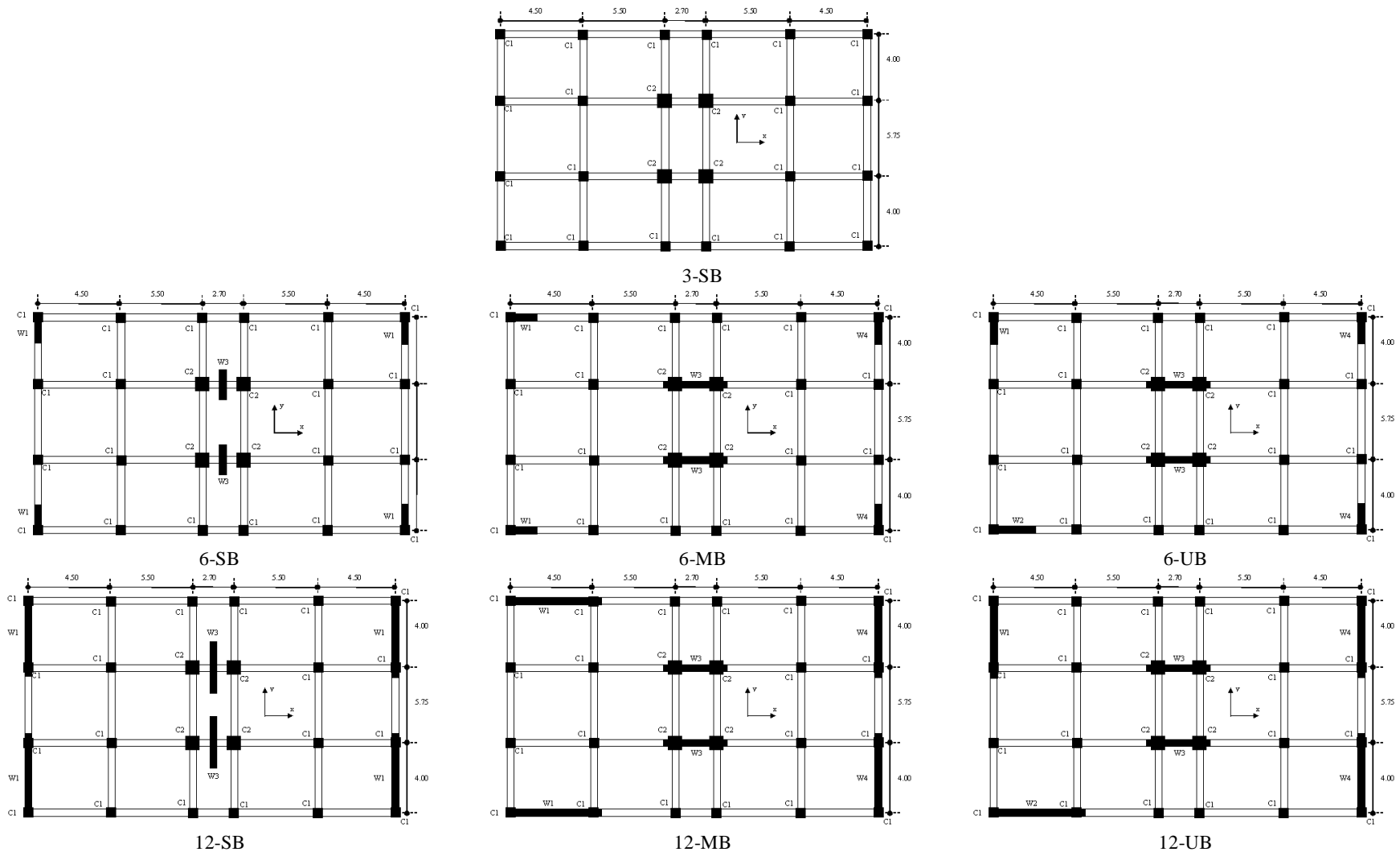


Figure A4.1: Plan d'étage pour les bâtiments considérés (m).

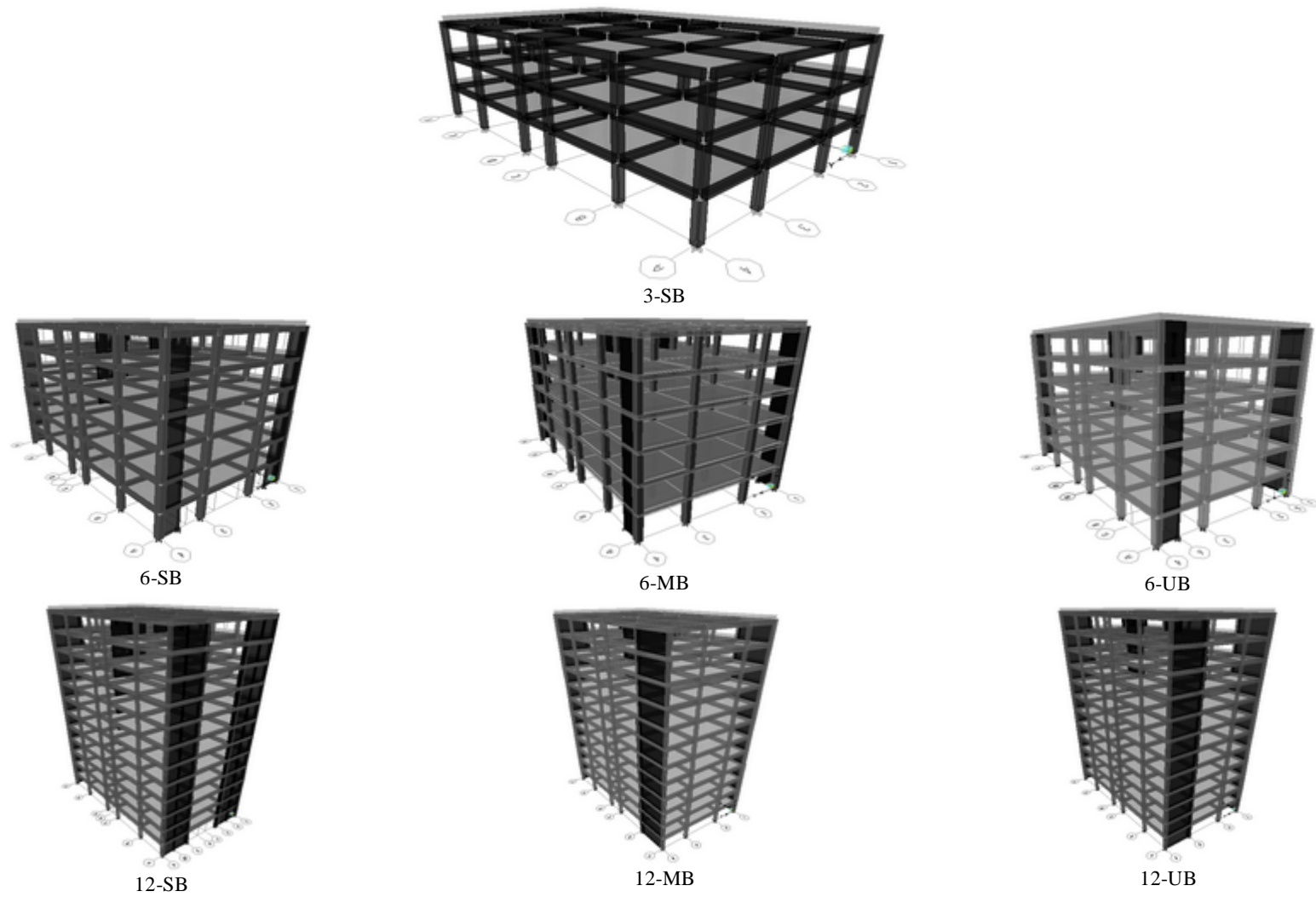


Figure A4.2: Vue en 3-D du modèle en éléments finis des bâtiments considérés.