



**HAL**  
open science

# Approche probabiliste dans la détermination des courbes de vulnérabilité des structures en génie civil

Mohammed Mekki

► **To cite this version:**

Mohammed Mekki. Approche probabiliste dans la détermination des courbes de vulnérabilité des structures en génie civil. Génie civil. Université de Bordeaux; Université des Sciences et de la Technologie d'Oran Mohamed-Boudiaf (Algérie), 2015. Français. NNT : 2015BORD0061 . tel-01252360

**HAL Id: tel-01252360**

**<https://theses.hal.science/tel-01252360>**

Submitted on 7 Jan 2016

**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.

THÈSE PRÉSENTÉE  
POUR OBTENIR LE GRADE DE  
**DOCTEUR DE**  
**L'UNIVERSITÉ DE BORDEAUX**

ÉCOLE DOCTORALE : SCIENCES PHYSIQUES ET DE L'INGENIEUR (SPI)

SPÉCIALITÉ : Mécanique

Par Mohammed MEKKI

**Approche probabiliste dans la détermination des courbes  
de vulnérabilité des structures en génie civil**

Soutenue le 07/04/ 2015, devant le jury composé de :

M. BENSAFI, Mohammed, Professeur, USTO (Algérie), Président  
M. BREYSSE, Denys, Professeur, Université de Bordeaux, Directeur de thèse  
M. ELACHACHI, Sidi Mohammed, MCF HDR, Université de Bordeaux, Co-directeur de thèse  
M. DUPRAT, Frédéric, Professeur, INSA de Toulouse, Rapporteur  
M. DAUDEVILLE, Laurent, Professeur, Université de Grenoble, Rapporteur  
M. NEDJAR, Djamel, Professeur, USTO (Algérie), Examineur

Approche probabiliste dans la détermination des  
courbes de vulnérabilité des structures en génie civil

---

**MEKKI Mohammed**

© 2015  
**MEKKI Mohammed**

## Résumé

Dans le contexte du calcul sismique basé sur la notion de performance, les ingénieurs se trouvent confrontés à une tâche difficile pour estimer la performance et évaluer les risques des systèmes sol-structure en interaction. Afin d'accomplir cette tâche avec succès, toutes les sources d'incertitudes aléatoires et épistémiques doivent être prises en compte au cours du processus de conception. Ainsi, des méthodes appropriées sont nécessaires pour l'étude de la propagation de l'incertitude des paramètres du système décrivant la structure, le sol, et les charges appliquées aux réponses structurelles en définissant des états limites de performance. L'objectif de cette thèse est de contribuer à l'étude du comportement sismique des structures en interaction avec le sol et d'offrir de nouveaux outils pour le traitement de problèmes pertinents, orientés vers la nouvelle philosophie de conception parasismique des structures : la conception basée sur la performance (performance-based design). Cet axe de recherche structure ce travail de doctorat. La problématique s'inscrit dans le cadre de proposition de modèles simplifiés afin d'aborder un problème compliqué tel que l'interaction sol-structure (ISS). Le comportement non linéaire de la structure est déterminé par une approche capacitive basée sur la performance sismique telle que la méthode N2 proposée par P. Fajfar. Dans sa version originale, cette méthode considère que la structure est encastree à sa base, négligeant ainsi l'ISS. Il s'agit d'une extension de la méthode N2 et que nous appellerons N2-ISS. A notre connaissance, il n'existe pas d'études qui ont intégré l'ISS dans ce type de formalisme. Pour examiner la validité et la fiabilité du modèle présenté, une analyse comparative a été faite entre l'approche que nous proposons et trois autres méthodes: 1) la méthode introduite dans le code BSSC 1997, 2) la méthode proposée par Avilès & Perez-Rocha (2003) ainsi que 3) la méthode dynamique temporelle non linéaire. Les résultats obtenus ont montré que la réponse en déplacement de la structure était assez proche dans les quatre méthodes.

Les courbes de fragilité sont établies en tenant compte des effets de l'ISS et des incertitudes associées au chargement (mouvement du sol), aux propriétés de la structure, du sol, et de la fondation (impédances, ...). L'incertitude épistémique est également considérée de manière indirecte suite à la comparaison entre deux procédures d'évaluation des états d'endommagements (Méthode de Park & Ang et Méthode de RISK-UE). L'étude a abouti aussi à une caractérisation préliminaire du risque sismique dans une partie de la ville d'Oran dont les caractéristiques géologiques et géotechniques étaient disponibles. Cette étude a permis la cartographie du dommage et d'étudier la la vulnérabilité sismique des bâtiments.

**MOTS-CLÉS :** *Performance, interaction sol-structure, incertitudes, variabilité, fragilité, dommage, risque sismique.*

**Abstract:**

In the context of performance-based earthquake engineering (PBEE), a challenging task for structural engineers is to provide performance and risk assessment for structures or soil-structure interaction (SSI) systems. In order to fulfill this task successfully, all relevant sources of aleatory and epistemic uncertainties must be accounted for during the design process. Thus, proper methods are required for the study of uncertainty propagation from model parameters describing the structure, the soil, and the applied loads to structural responses by defining some performance limit states. The objective of this thesis is to contribute to the study of the seismic behavior of structures interacting with soil and provide new tools for the treatment of relevant issues facing the new philosophy of seismic design of structures: performance-based design. The objective of this thesis is to contribute to the study of the seismic behavior of structures interacting with soil and provide new tools for the treatment of relevant issues facing the new philosophy of seismic design of structures: (performance-based design). This research structure this doctoral work. The issue is part of proposed simplified models to address a complicated problem such as soil-structure interaction (SSI). The nonlinear behavior of the structure is determined by a capacitive approach based on the seismic performance as N2 method proposed by P. Fajfar. In its original version, this method considers that the structure is fixed at its base, thus neglecting the ISS. The new proposed method called N2-SSI is an extension of the N2 method. To our knowledge, there are no studies that have joined the SSI ISS in this type of formalism. The proposed approach is validated and compared with time history analysis, Building Seismic Safety Council (BSSC) method (NEHRP, 2003), and a method proposed by Aviles and Perez-Rocha (2003). The results obtained showed that the response displacement of the structure was fairly close in the four methods.

The fragility curves are established taking into account the effects of the ISS and different uncertainty sources: the load (input ground motion), the soil, the structure and the SSI (impedances, ...). Epistemic uncertainty was investigated through comparison between two different approaches in assessing damage states (Park and Ang and Risk-UE). The study also resulted in a preliminary characterization of the seismic risk in a part of the Oran city, where geological and geotechnical characteristics were available. This study allowed the mapping of the damage and the study of the seismic vulnerability of buildings.

**KEYWORDS:** *Performance, soil-structure interaction, uncertainties, variability, fragility, damage, seismic risk analysis.*

# Remerciements

---

Cette thèse n'a qu'un seul auteur mais elle est le fruit de la collaboration de plusieurs personnes que je voudrai remercier chaleureusement.

Cette thèse a été réalisée en collaboration entre l'université des sciences et de la technologie d'Oran–Algérie (Laboratoire de Mécanique des Structures et Stabilité dans la Construction LM2SC) et le département Génie Civil Environnemental de l'Institut de Mécanique et d'Ingénierie de Bordeaux-France.

Mes premiers remerciements s'adressent à mes directeurs de thèse, Mr. ELACHACHI SIDI MOHAMMED et Mr. BREYSSE DENIS envers qui j'exprime mes profondes gratitude et reconnaissance. Leur implication dans ce travail de thèse a permis la mise en place d'une collaboration qui a été très enrichissante humainement et scientifiquement. Merci à Mr. ELACHACHI SIDI MOHAMMED pour avoir accepté de diriger cette thèse et un grand merci pour tous ses conseils, son suivi, sa disponibilité et sa rigueur scientifique. J'ai beaucoup apprécié le travail à ses côtés, je veux le remercier surtout pour son soutien moral dans les moments difficiles, sans qui je n'aurais sans doute pas continué en thèse. Merci à Mr. BREYSSE DENIS pour son enthousiasme, ses précieux conseils, aux nombreuses discussions qui m'ont permis de progresser dans ma recherche, ainsi que ses lectures et corrections de mes chapitres.

Je veux aussi exprimer ma gratitude et ma reconnaissance envers mon directeur de thèse en Algérie Mr. NEDJAR Djamel pour avoir accepté sans hésitation la tâche de suivre mon travail.

Je remercie le Professeur BENSAFI Mohammed, pour avoir accepté de présider le jury de cette thèse. Je le remercie ici vivement pour ses conseils et son aide.

Je tiens aussi à remercier les professeurs DAUDEVILLE Laurent et DUPRAT Frédéric pour avoir accepté de rapporter ce travail de thèse et pour le temps qu'ils y ont consacré. Je remercie ainsi tous les membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont porté à ce travail.

Je remercie chaleureusement EL OIFI Bouchra, Jessica, Nicolas et Olivier pour leurs conseils et suggestions avisées, leur gentillesse, leur générosité, leur soutien moral et leur disponibilité à m'aider à chaque fois que j'ai fait appel à eux.

Je remercie particulièrement M<sup>elle</sup> ZOUTAT Meriem. Son soutien et son aide durant mon doctorat m'ont été très bénéfiques.

Je veux saisir cette occasion pour présenter mes remerciements à mon cher ami Mr. FRAINE Mohammed d'avoir bien voulu m'envoyer la documentation nécessaire et qui m'a été très utile dans la détermination des caractéristiques des sols.

Je remercie tous les doctorants et personnels que j'ai rencontrés au sein du département Génie Civil Environnemental de l'Institut de Mécanique et d'Ingénierie de Bordeaux.

Enfin et bien sûr pour n'oublier personne, un grand merci aux personnes qui m'ont soutenue de près ou de loin durant toute la durée de cette thèse.

**à tous merci.**

# Dédicaces

---

Je dédie ce modeste travail à ma mère, mon père, ma femme et mes deux filles Maram Amani et Wissal Tesnim, mon frère, sa femme, mes sœurs, mes neveux et nièces desquels j'ai reçu tout encouragement, Je le dédie également à tous les membres de la grande famille qu'ils soient de la lignée paternelle ou maternelle ainsi que tous les membres de ma belle famille.

# Sommaire

---

Résumé .....	3
Abstract .....	4
Remerciements .....	5
Dédicace .....	6
Sommaire .....	7
Liste des figures .....	11
Liste des tableaux .....	16
Notations .....	18
Introduction générale .....	23

## **Chapitre 1 : Effets et procédures d'analyse des problèmes d'ISS**

1.1. Introduction .....	30
1.2. Effets de l'ISS .....	31
1.3. Méthodologies pour l'analyse de l'ISS .....	32
1.3.1. Approches globales (ou directes) .....	32
1.3.1.1. Opération de déconvolution .....	33
1.3.1.2. Frontières absorbantes .....	33
1.3.1.3. Analyse de réduction de domaine .....	34
1.3.2. Méthode de sous-structuration .....	34
1.3.3. Méthodes hybrides .....	35
1.4. Interaction inertielle sol-structure .....	36
1.4.1. Fonctions d'impédance .....	37
1.4.2. Les profils de sols non homogènes .....	39
1.4.3. Ancrage de la fondation .....	40
1.5. Equilibre dynamique du système sol-structure avec ISS .....	40
1.5.1. Analyse d'un système à un seul degré de liberté .....	40
1.5.2. Paramètres adimensionnels .....	43
1.5.3. Etude paramétrique .....	44
1.5.3.1. Influence de l'épaisseur de la couche du sol sur l'ISS .....	44
1.5.3.2. Influence de la profondeur du sol sur l'ISS .....	45
1.5.4. Analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté .....	47
1.5.5. Conversion d'un système à plusieurs DDL à un seul DDL équivalent .....	48
1.6. Approches réglementaires .....	49
1.6.1. Calcul de l'effort tranchant à la base .....	50
1.6.2. Calcul de la période effective .....	52
1.6.3. Calcul du facteur d'amortissement effectif .....	53
1.6.4. Calcul des déplacements .....	53
1.6.5. Analyse modale .....	53
1.6.7. Autres effets .....	54
1.7. Conclusions .....	54



## Chapitre 2 : Procédures de conception sismique basées sur la performance

2.1. Introduction .....	56
2.2. Principes et objectifs de la conception parasismique .....	57
2.3. Facteur de comportement .....	58
2.4. Méthodes d'analyse .....	61
2.4.1. Méthode statique linéaire .....	62
2.4.2. Méthode dynamique linéaire .....	62
2.4.3. Méthode statique non linéaire .....	62
2.4.4. Méthode dynamique non linéaire .....	63
2. 5. Différence entre l'analyse linéaire et l'analyse non-linéaire .....	63
2.6. Limitation de la méthode des forces .....	63
2.7. Analyse Pushover .....	64
2.7.1. Contexte de l'analyse Pushover .....	64
2.7.2. Limitation de l'analyse Pushover .....	65
2.8. Système à un seul degré de liberté équivalent .....	66
2.8.1. Déplacement maximal .....	69
2.8.2. Choix de la forme du chargement latéral .....	69
2.9. Méthode N2 .....	71
2.9.1. Principe de la méthode .....	71
2.9.2. Description de la méthode .....	71
2.10. Méthode du spectre de capacité selon l'ATC 40 .....	76
2.10.1. Principe de la méthode .....	76
2.10.2. Hypothèses de la méthode .....	76
2.10.3. Description de la méthode .....	76
2.11. Exemple d'application et résultats de simulation .....	78
2.11.1. Résultats de l'application de la méthode N2 sur une structure .....	78
2.11.1. Analyse Pushover du modèle à plusieurs DDL .....	79
2.11.2. Influence du mode de chargement sur la réponse d'une structure..	83
2.12. Conclusion .....	84

## Chapitre 3 : Comportement sismique des structures en interaction avec le sol : approche performantielle

3.1. Introduction .....	87
3.2. Effets de l'ISS sur la réponse de la structure .....	88
3.3. Analyse non linéaire d'un système sol-structure - modèle de Priestley et Park .....	89
3.4. Méthodologie proposée pour l'analyse non linéaire d'un système sol-structure : l'approche N2-ISS .....	91
3.5. Application à une structure courante en béton armé .....	93
3.5.1. Application de la méthode N2-ISS .....	94
3.5.2 Effet de la vitesse des ondes de cisaillement sur le point de performance .....	96
3.5. 3. Facteur de réduction de la force effective $\tilde{R}_\mu$ du système en interaction .....	102
3.6. Qualification de l'approche N2-ISS .....	102
3.7. Analyses de sensibilité .....	104

3.7.1. Analyse de sensibilité des paramètres relatifs aux matériaux de la structure – méthode .....	105
3.7.2. Analyse de sensibilité des paramètres relatifs aux matériaux de la structure – résultats .....	106
3.7.3. Analyse de sensibilité des paramètres relatifs aux matériaux de la structure – synthèse .....	112
3.7.4. Analyse de sensibilité des paramètres du sol .....	113
3.8. Conclusions .....	114

## **Chapitre 4 : Effets de la variabilité des paramètres de l'ISS sur la performance sismique des structures en B.A.**

4.1. Introduction .....	118
4.2. Incertitudes liées à la variabilité naturelle des paramètres du sol .....	120
4.2.1. Analyse de la variabilité de la vitesse des ondes de cisaillement $V_s$ .....	120
4.2.2. Analyse de la variabilité de l'amortissement du sol $\xi_g$ .....	123
4.2.3. Analyse de la variabilité combinée des deux paramètres corrélés ( $V_s$ et $\xi_g$ ) .....	125
4.3. Evaluation des courbes de fragilité sismique de structures en B. A. ....	132
4.3.1. Risque sismique .....	133
4.3.2. Méthodes d'élaboration de la courbe de fragilité .....	135
4.3.2.1. Méthodes empiriques .....	135
4.3.2.2. Opinion basée sur d'experts .....	135
4.3.2.3. Méthodes analytiques .....	136
4.3.2.4. Méthode hybride .....	137
4.3.2.5. Comparaison des méthodes .....	138
4.3.3. Remarque importante .....	139
4.3.4. Prise en compte des incertitudes dans la détermination des courbes de fragilité .....	139
4.3.5. Méthodologie proposée pour l'établissement des courbes de fragilité .....	140
4.3.5.1. Courbes de capacité et estimation du point de performance ...	141
4.3.5.2. Identification des niveaux de dommages .....	141
4.3.5.3. Développement des courbes de fragilité .....	142
4.3.6. Exemple d'application .....	143
4.3.7. Contribution des différentes incertitudes aux courbes de fragilité .....	152
4.4. Conclusions .....	154

## **Chapitre 5 : Analyse spatiale, cartographie et estimation de dommages : Etude à grande échelle**

5.1. Introduction .....	156
5.2. Contexte géologique-géotechnique .....	157
5.2.1. Paramètres d'intérêt pour la caractérisation sismique .....	157
5.2.1.1. Classification des sites selon les règlements parasismiques .....	157
5.2.1.2. Effets de site .....	158
5.2.2. Caractérisation géologiques et géotechniques du site : données disponibles et démarche suivie .....	159
5.2.2.1. Stratification et propriétés mécaniques des couches de sol de la ville d'Oran .....	159

5.2.2.2. Stratification et propriétés mécaniques des couches de sol .....	160
5.2.3. Méthodes d'estimation de la valeur moyenne harmonique de $V_s$ .....	162
5.2.4. Outils et modèles utilisés .....	164
5.2.4.1. Prise de moyenne .....	164
5.2.4.2. Corrélations .....	165
5.2.4.3. Krigeage .....	168
5.2.5. Résultats obtenus : cartographie des $V_{s,30}$ .....	171
5.3. Evaluation de la vulnérabilité sismique du bâti à l'échelle urbaine : Ville d'Oran .....	177
5.3.1. Détermination des matrices de dommages sur des bâtiments représentatifs .....	178
5.3.2. Cartographie et estimation de dommages à l'échelle urbaine .....	182
5.3.2.1. Caractérisation du bâti urbain .....	182
5.3.2.2. Cartographie de dommages .....	184
5.4. Conclusion .....	187
Conclusion générale et perspectives .....	190
Références bibliographiques .....	196

# Liste des figures

---

## Chapitre 1 : Effets et procédures d'analyse des problèmes d'ISS

<b>Figure 1.1 :</b>	Principales caractéristique de l'interaction sol structure : <b>a)</b> Structure sur sol rocheux, <b>b)</b> Structure sur sol meuble. ....	31
<b>Figure 1.2 :</b>	Analyse de l'ISS par la méthode globale .....	33
<b>Figure 1.3 :</b>	Méthode de réduction de domaine .....	34
<b>Figure 1.4 :</b>	Principe de la méthode de sous structuration : <b>a)</b> Modèle pour l'étude de l'ISS. <b>b)</b> Evaluation du mouvement de la fondation en absence de structure, <b>c)</b> Evaluation de fonction d'impédance et <b>d)</b> Calcul de la réponse dynamique de la structure supportée par une base remplacée par des ressorts d'impédances trouvés en c) et soumise à la sollicitation calculée en a). ....	35
<b>Figure 1.5 :</b>	Méthode hybride .....	36
<b>Figure 1.6 :</b>	Interaction sol-structure <b>a)</b> Modélisation simplifiée <b>b)</b> Modèles rhéologiques à 1SDDL. ....	41
<b>Figure 1.7 :</b>	Influence de l'ancrage de la fondation sur l'allongement de la période $\tilde{T}/T$ ( $\tilde{m} = 3$ , $\nu = 0.33$ , $\xi = 0.05$ , $\xi_g = 0.10$ ) .....	45
<b>Figure 1.8 :</b>	Influence de l'ancrage de la fondation sur l'amortissement $\tilde{\xi}$ ( $\tilde{m} = 3$ , $\nu = 0.33$ , $\xi = 0.05$ , $\xi_g = 0.10$ ) .....	45
<b>Figure 1.9 :</b>	Influence de l'épaisseur de la couche du sol sur l'allongement de la période ( $\tilde{m} = 3$ , $\nu = 0.33$ , $\xi = 0.05$ , $\xi_g = 0.10$ ) .....	46
<b>Figure 1.10 :</b>	Influence de l'épaisseur de la couche du sol sur l'amortissement $\tilde{\xi}$ ( $\tilde{m} = 3$ , $\nu = 0.33$ , $\xi = 0.05$ , $\xi_g = 0.10$ ) .....	46
<b>Figure 1.11 :</b>	Modèle du système sol-structure à n degrés de liberté .....	47
<b>Figure 1.12 :</b>	Système à un seul degré de liberté équivalent .....	48
<b>Figure 1.13 :</b>	Réduction de l'effort tranchant due à l'ISS .....	52

## Chapitre 2 : Procédures de conception sismique basées sur la performance

<b>Figure 2.1 :</b>	Comportement des structures .....	58
<b>Figure 2.2 :</b>	Courbe force-déplacement .....	59
<b>Figure 2.3 :</b>	Différentes propositions du facteur $R_\mu$ .....	61
<b>Figure 2.4 :</b>	Etat du bâtiment en fonction de l'augmentation des forces latérales .....	65
<b>Figure 2.5 :</b>	Caractéristiques force-déplacement de l'oscillateur multiple et de l'oscillateur simple équivalent : a) Distribution des forces sismique latérales, b) Courbe Pushover pour un système à plusieurs DDL et c) Courbe Pushover pour un système à un seul DDL .....	67
<b>Figure 2.6 :</b>	Différentes étapes du développement de la méthode N2 .....	73
<b>Figure 2.7 :</b>	Spectres élastique et inélastique et le diagramme de capacité ....	75
<b>Figure 2.8 :</b>	Méthode du spectre de capacité : a) Structure, b) Courbe Pushover, c) Conversion de la courbe Pushover à une courbe de	

	capacité, d) Spectre élastique e) Conversion du spectre élastique d'un format standard à un format accélération-déplacement, f) Détermination du déplacement .....	77
<b>Figure 2.9 :</b>	Portique en béton armé (géométrie, sections, et loi de comportement du béton et de l'acier) .....	79
<b>Figure 2.10 :</b>	Courbe Pushover et son idéalisation .....	80
<b>Figure 2.11 :</b>	Courbe bi-linéaire pour un système à un seul degré de liberté ...	80
<b>Figure 3.12 :</b>	Courbe de capacité .....	81
<b>Figure 2.13 :</b>	Spectres élastiques pour un sol rocheux dans le format traditionnel (accélération-période) .....	81
<b>Figure 2.14 :</b>	Spectres élastiques pour un sol rocheux dans le format (accélération-déplacement) .....	81
<b>Figure 2.15 :</b>	Représentation graphique des résultats : courbe de capacité, spectre élastique, spectre inélastique et point de performance ...	82
<b>Figure 2.16 :</b>	Influence du type de chargement latéral sur la courbe Pushover .	83
<b>Figure 2.17 :</b>	Influence du type de chargement latéral sur le point de performance .....	84

### Chapitre 3 : Comportement sismique des structures en interaction avec le sol : approche performantielle

<b>Figure 3.1 :</b>	Modèle de l'oscillateur inélastique .....	89
<b>Figure 3.2:</b>	Etapes de la méthodologie proposée .....	92
<b>Figure 3.3:</b>	Portique en béton armé (géométrie, sections, et loi de comportement du béton et de l'acier) .....	94
<b>Figure 3.4 :</b>	Variation de $\tilde{T}/T$ en fonction de la vitesse de cisaillement $V_s$ ..	95
<b>Figure 3.5 :</b>	Variation du rapport $\tilde{\xi}/\xi$ en fonction de la vitesse de cisaillement $V_s$ .....	96
<b>Figure 3.6 :</b>	Spectre de réponse élastique du RPA 99 dans le format traditionnel .....	96
<b>Figure 3.7 :</b>	Spectre élastique dans le format spectres accélération-déplacement .....	97
<b>Figure 3.8 :</b>	Relation entre la période caractéristique du sol $T_c$ et la vitesse d'onde de cisaillement $V_s$ (courbe continue : modèle retenu, diagramme en créneaux : code RPA) .....	97
<b>Figure 3.9 :</b>	Spectre de capacité et demande pour différentes valeurs de $V_s$ : sans ISS (à gauche) et avec ISS (à droite) (PGA = 0.6g). .....	99
<b>Figure 3.10:</b>	Variation de $\tilde{u}_t/u_t$ en fonction de $V_s$ pour deux valeurs du facteur d'amortissement des sols ( $\xi_g = 10$ et 20%) .....	102
<b>Figure 3.11 :</b>	Caractéristiques du chargement sismique (séisme artificiel généré) compatible avec le spectre de réponse du RPA99-version 2003) .....	103
<b>Figure 3.12 :</b>	Comparaison des déplacements maximaux en fonction des vitesses des ondes de cisaillement entre les quatre méthodes ....	104
<b>Figure 3.13 :</b>	Influence de la contrainte de compression du béton sur la courbe Pushover : (a) béton confiné, (b) béton non confiné ....	107
<b>Figure 3.14 :</b>	Influence de la déformation de pic correspondant à la résistance à la compression du béton $\epsilon_{c0}$ sur la courbe Pushover: (a) béton confiné, (b) béton non confiné .....	108

<b>Figure 3.15 :</b>	Influence de la déformation ultime de béton : <b>(a)</b> béton confiné, <b>(b)</b> béton non confiné .....	109
<b>Figure 3.16 :</b>	Influence du module d'élasticité de l'acier sur la courbe Pushover .....	109
<b>Figure 3.17 :</b>	Influence de la limite élastique de l'acier sur la courbe Pushover. ....	110
<b>Figure 3.18:</b>	Influence de l'écrouissage de l'acier sur la courbe Pushover ...	110
<b>Figure 3.19 :</b>	Influence de la déformation ultime de l'acier sur la courbe Pushover .....	111
<b>Figure 3.20 :</b>	Courbes Pushover pour les trois types de ferrailages .....	111
<b>Figure 3.21 :</b>	Sensibilité des principaux paramètres des trois modèles : béton confiné, béton non confiné et acier pour une valeur de <b>PGA=0.1g</b> .....	112
<b>Figure 3.22 :</b>	Sensibilité des principaux paramètres des trois modèles : béton confiné, béton non confiné et acier pour une valeur de <b>PGA=0.6g</b> .....	112
<b>Figure 3.23 :</b>	Sensibilité des paramètres du sol pour deux valeurs de PGA (0.1 et 0.6g) .....	113

#### **Chapitre 4 : Effets de la variabilité des paramètres de l'ISS sur la performance sismique des structures en B.A.**

<b>Figure 4.1 :</b>	Densités de probabilité de la vitesse des ondes de cisaillement identifiées pour quatre valeurs de coefficient de variation (10, 20, 30 et 50%) .....	121
<b>Figure 4.2 :</b>	Fonctions de répartition des rapports <b>a)</b> $\tilde{\xi}/\xi$ , <b>b)</b> $\tilde{u}_t/u_t$ et <b>c)</b> $\tilde{V}/V$ . ....	122
<b>Figure 4.3 :</b>	Densités de probabilité de l'amortissement du sol identifiées pour quatre valeurs de coefficient de variation (10, 20, 30 et 50%) .....	123
<b>Figure 4.4 :</b>	Fonctions de répartition des rapports <b>a)</b> $\tilde{\xi}/\xi$ , <b>b)</b> $\tilde{u}_t/u_t$ et <b>c)</b> $\tilde{V}/V$ . ....	124
<b>Figure 4.5 :</b>	Représentation de la corrélation entre deux variables aléatoires ( $V_s$ et $\xi_g$ ) ( $\rho_{V_s \xi_g}$ , $CoV(V_s) = 10\%$ et $CoV(\xi_g) = 10\%$ ) ...	127
<b>Figure 4.6 :</b>	Valeurs des fractiles à 5%, 50% et 95% des rapports <b>a)</b> $\tilde{\xi}/\xi$ , <b>b)</b> $\tilde{u}_t/u_t$ et <b>c)</b> $\tilde{V}/V$ . ( $CoV(V_s) = 10\%$ et $CoV(\xi_g) = 10\%$ )	128
<b>Figure 4.7 :</b>	Valeurs des fractiles à 5%, 50% et 95% des rapports <b>a)</b> $\tilde{\xi}/\xi$ , <b>b)</b> $\tilde{u}_t/u_t$ et <b>c)</b> $\tilde{V}/V$ . ( $CoV(V_s) = 50\%$ et $CoV(\xi_g) = 50\%$ )	129
<b>Figure 4.8 :</b>	Valeurs des fractiles à 5%, 50% et 95% rapports <b>a)</b> $\tilde{\xi}/\xi$ , <b>b)</b> $\tilde{u}_t/u_t$ et <b>c)</b> $\tilde{V}/V$ . ( $CoV(V_s) = 50\%$ et $CoV(\xi_g) = 10\%$ )	130
<b>Figure 4.9 :</b>	Valeurs des fractiles à 5%, 50% et 95% rapports <b>a)</b> $\tilde{\xi}/\xi$ , <b>b)</b> $\tilde{u}_t/u_t$ et <b>c)</b> $\tilde{V}/V$ . ( $CoV(V_s) = 10\%$ et $CoV(\xi_g) = 50\%$ )	131
<b>Figure 4.10 :</b>	Différents paramètres constitutifs du risque .....	133
<b>Figure 4.11 :</b>	Exemple de <b>a)</b> courbes de vulnérabilité et <b>b)</b> courbes de fragilité .....	134
<b>Figure 4.12 :</b>	Méthodologie proposée pour l'estimation de la courbe de vulnérabilité sismique d'une structure .....	140

<b>Figure 4.13 :</b>	Courbes de capacité (Simulation de Monte Carlo, exemple de 30 simulations) .....	144
<b>Figure 4.14 :</b>	Spectres élastiques (Simulation de Monte Carlo, exemple de 100 simulations) .....	145
<b>Figure 4.15 :</b>	Nuage de points pour 100000 simulations .....	147
<b>Figure 4.16 :</b>	Répartition des dommages obtenus en fonction de la nature du sol et de la méthode utilisée (avec interaction). .....	148
<b>Figure 4.17 :</b>	Courbes de fragilité selon les indices d'endommagement proposés par Park et Ang .....	150
<b>Figure 4.18 :</b>	Courbes de fragilité selon les indices d'endommagement proposés par RISK-UE .....	152
<b>Figure 4.19:</b>	Etude de sensibilité dans l'estimation des courbes de fragilité ..	153

## Chapitre 5 : Analyse spatiale, cartographie et estimation de dommages :

### Etude à grande échelle

<b>Figure 5.1 :</b>	Carte schématique de la ceinture maghrébine avec indication de l'hypothétique zone de suture intracontinentale (selon L.T.P.O) .....	160
<b>Figure 5.2 :</b>	Carte générale du massif côtier d'Oran (selon L.T.P.O) .....	160
<b>Figure 5.3 :</b>	Contexte géologique/géotechnique de la zone d'étude. ....	161
<b>Figure 5.4 :</b>	Profil géologique/géotechnique (entre la cité universitaire ENSET et lycée les Palmiers) .....	161
<b>Figure 5.5 :</b>	Démarches adoptées pour déterminer la valeur moyenne harmonique de $V_s$ .....	163
<b>Figure 5.6 :</b>	Localisation des différents sondages pénétrométriques .....	165
<b>Figure 5.7 :</b>	Corrélations entre $V_s$ et les essais de pénétration $q_c$ .....	167
<b>Figure 5.8 :</b>	Influence des hypothèses de modèle de corrélation $q - V_s$ .....	168
<b>Figure 5.9 :</b>	Variogramme expérimental (pointillé) et théorique ajusté (ligne continue) de la résistance de pointe : <b>a)</b> le modèle sphérique <b>b)</b> le modèle exponentiel .....	169
<b>Figure 5.10 :</b>	Carte d'interpolation par Krigeage de la résistance de pointe avec un variogramme expérimental ajusté selon : <b>a)</b> le modèle sphérique <b>b)</b> le modèle exponentiel .....	170
<b>Figure 5.11 :</b>	Variogramme expérimental (pointillé) et théorique ajusté (ligne continue) de la vitesse $V_s$ (méthode 1) : <b>a)</b> le modèle sphérique <b>b)</b> le modèle exponentiel .....	171
<b>Figure 5.12 :</b>	Variogramme expérimental (pointillé) et théorique ajusté (ligne continue) de la vitesse $V_s$ (méthode 2) : <b>a)</b> le modèle sphérique <b>b)</b> le modèle exponentiel .....	171
<b>Figure 5.13 :</b>	Carte d'interpolation par Krigeage de la vitesse moyenne arithmétique $V_{s,30}$ avec un variogramme expérimental est ajustés selon : <b>a)</b> le modèle sphérique <b>b)</b> le modèle exponentiel .....	171
<b>Figure 5.14 :</b>	Carte d'interpolation par Krigeage de la vitesse moyenne arithmétique $V_{s,30}$ avec un variogramme expérimental est ajustés selon : <b>a)</b> le modèle sphérique <b>b)</b> le modèle exponentiel .....	174
<b>Figure 5.15 :</b>	Carte d'écart-type de krigeage correspondant à la résistance de pointe : <b>a)</b> le modèle sphérique <b>b)</b> le modèle exponentiel .....	175
<b>Figure 5.16 :</b>	Carte d'écart-type de krigeage correspondant à la vitesse $V_s$ .....	175

	(méthode 1) : <b>a)</b> le modèle sphérique <b>b)</b> le modèle exponentiel	
<b>Figure 5.17 :</b>	Carte d'écart-type de krigeage correspondant à la vitesse $V_s$	
	(méthode 2) : <b>a)</b> le modèle sphérique <b>b)</b> le modèle exponentiel	176
<b>Figure 5.18 :</b>	Relation entre la vitesse d'onde de cisaillement et la résistance de pointe établis par les deux méthodes (méthode 1 et 2) .....	176
<b>Figure 5.19 :</b>	Les valeurs de la vitesse d'onde de cisaillement (méthode 1 et 2) .....	177
<b>Figure 5.20 :</b>	Dimensionnement des quatre modèles de bâtiments choisis ...	178
<b>Figure 5.21 :</b>	Point de performance pour différentes valeurs de PGA (bâtiment 1, sol rocheux) .....	180
<b>Figure 5.22 :</b>	Point de performance pour différentes valeurs de PGA (bâtiment 1, sol très meuble) .....	180
<b>Figure 5.23 :</b>	Localisation de la zone d'étude : <b>a)</b> vue aérienne de la région d'étude, <b>b)</b> distribution spatiale des bâtiments en fonction de la hauteur et <b>c)</b> variabilité spatiale de la vitesse d'onde de cisaillement .....	183
<b>Figure 5.24 :</b>	Distribution spatiale des dommages selon la méthode utilisée (Park & Ang et Risk-UE) et l'intensité sismique en terme de PGA .....	186



# Liste des tableaux

---

## Chapitre 1 : Effets et procédures d'analyse des problèmes d'ISS

<b>Tableau 1.1 :</b>	Valeurs des coefficients $b_1, b_2$ et $b_3$ .....	39
<b>Tableau 1.2 :</b>	Dégradation du module de sol et la vitesse des ondes avec le coefficient d'accélération de zone (NEHRP, 1997) .....	52

## Chapitre 2 : Procédures de conception sismique basées sur la performance

<b>Tableau 2.1 :</b>	Paramètres à calculer pour les différentes méthodes .....	64
<b>Tableau 2.2 :</b>	Influence du type de chargement latéral sur la réponse du modèle .....	83

## Chapitre 3 : Comportement sismique des structures en interaction avec le sol, approche performantielle

<b>Tableau 3.1 :</b>	Point de performance pour différentes valeurs moyennes de $V_s$ .....	98
<b>Tableau 3.2 :</b>	$\tilde{T}/T, \tilde{\xi}$ pour $V_s$ et $\xi_g$ .....	100
<b>Tableau 3.3 :</b>	$\tilde{\mu}, \tilde{S}_a$ et $\tilde{u}_t$ pour PGA, $V_s$ et $\xi_g$ .....	101
<b>Tableau 3.4 :</b>	Rapport $\tilde{R}_\mu / R_\mu$ pour différentes valeurs de $V_s$ et PGA .....	102
<b>Tableau 3.5 :</b>	Comparaison des déplacements maximaux au sommet dans les quatre méthodes .....	104
<b>Tableau 3.6 :</b>	Les différents paramètres des modèles : béton confiné, béton non confiné et l'acier ainsi que leurs variations maximales et minimales .....	106
<b>Tableau 3.7 :</b>	Paramètres du sol ainsi que leurs variations maximales et minimales .....	113

## Chapitre 4 : Effets de la variabilité des paramètres de l'ISS sur la performance sismique des structures en B.A.

<b>Tableau 4.1 :</b>	Equivalence entre niveau d'endommagement et indice d'endommagement donné par Park et Ang .....	141
<b>Tableau 4.2 :</b>	Critère d'endommagement en fonction du déplacement maximal au sommet selon Risk-UE .....	142
<b>Tableau 4.3 :</b>	Variabilité des caractéristiques de la structure, le sol et le séisme .....	143
<b>Tableau 4.4 :</b>	Les cas utilisés pour l'analyse de sensibilité .....	152

## Chapitre 5 : Analyse spatiale, cartographie et estimation de dommages : Etude à grande échelle

<b>Tableau 5.1 :</b>	Relations entre la résistance de pointe dynamique $q_d$ et la résistance de pointe statique $q_c$ pour différents sols .....	166
<b>Tableau 5.2 :</b>	Relations entre $q_d$ et $q_c$ pour différents sols selon E. Waschkowski .....	166
<b>Tableau 5.3 :</b>	Corrélations entre $V_s$ et N. ....	166
<b>Tableau 5.4 :</b>	Corrélations entre $V_s$ et les essais de pénétration $q_c$ . ....	167
<b>Tableau 5.5 :</b>	Différents modèles théoriques pour tenir compte des traits caractéristiques du comportement du variogramme. ....	169
<b>Tableau 5.6 :</b>	Périodes et amortissements des 4 modèles choisis .....	179
<b>Tableau 5.7.a :</b>	Matrices de dommages (bâtiment 1) .....	181
<b>Tableau 5.7.b :</b>	Matrices de dommages (bâtiment 2) .....	181
<b>Tableau 5.7.c :</b>	Matrices de dommages (bâtiment 3) .....	181
<b>Tableau 5.7.d :</b>	Matrices de dommages (bâtiment 4) .....	181

# Notations

---

## Lettres majuscules latines

$(K_u)_{FL}$ et $(K_\theta)_{FL}$	raideurs statiques translationnelles et rotationnelles de la fondation sur la couche de sol finie
$\tilde{S}_{ae}$	accélération spectrale élastique du système en interaction
$\tilde{S}_{ay}$	accélération spectrale à la limite élastique du système en interaction
$\tilde{S}_{dy}$	déplacement spectral à la limite élastique du système en interaction
$\overline{S_d}$	moyenne de l'accélération maximale
$A_n$	surface affectée à un nœud de la frontière fictive
$C^*$	amortissement équivalent du système équivalent à un seul degré de liberté
$C_s$	coefficient de la réponse sismique
$E_s$	module élastique de l'acier
$F^*$	force équivalente du système équivalent à un seul degré de liberté
$F_0$	force élastique
$F_y$	force correspondant à la limite élastique
$I_f$	inertie de la fondation
$K^*$	rigidité élastique du système équivalent à un seul degré de liberté
$K_e$	rigidité élastique effective de la structure
$K_s$	rigidité post élastique de la structure
$K_u, C_u$	rigidité et amortissement en translation horizontale de l'impédance de la fondation sur un demi-espace
$K_v, C_v$	rigidité dynamique et amortissement en translation verticale de l'impédance de la fondation sur un demi-espace
$K_\theta, C_\theta$	rigidité dynamique et amortissement en rotation de l'impédance de la fondation sur un demi-espace
$M^*$	masse équivalente du système équivalent à un seul
$M_0$	moment de renversement
$R_s$	facteur de force ou de sur-résistance
$R_\zeta$	facteur qui dépend de l'amortissement
$R_\mu$	facteur de réduction de la force
$S_{ae}$	accélération spectrale élastique
$S_{ae}$	déplacement spectral élastique
$\tilde{T}$	période de la structure à base flexible
$T_c$	période caractéristique du sol
$T_{eq}$	période initiale du système équivalent à un seul degré de liberté
$V_p$	vitesse de propagation des ondes de compression
$V_s$	vitesse de propagation des ondes de cisaillement
$V_y$	effort tranchant à la limite élastique
DG	degré de dégâts
I	vecteur de couplage dynamique qui relie la direction du mouvement à la base avec la direction de chaque degré de liberté
IA	intensité d'Arias

PGA	accélération maximale du sol
PGD	déplacement maximal du sol
PGV	vitesse maximale du sol
$A$	coefficient d'accélération de zone
$C$	matrice d'amortissement
$CoV$	coefficient de variation
$D$	coefficient dynamique
$ID$	indice de dommage
$K$	matrice de rigidité
$M$	matrice de masse
$N$	nombre de coups
$P[DG S_d]$	probabilité d'endommagement
$Q$	facteur de qualité
$R$	coefficient de comportement
$S$	indice de sensibilité
$T$	période de la structure à base fixe
$V$	force latérale
$Var$	variance
$W$	poids de la structure

### Lettres minuscules latines

$u_s$	vecteur des déplacements
$\ddot{u}_g$	accélération du sol
$h$	hauteur de la structure
$\bar{h}$	rapport d'élancement de la structure
$k_u, k_\theta$	impédance complexe en translation horizontale et en rotation de la fondation
$a_0$	fréquence adimensionnelle
$d_s$	épaisseur de la couche du sol
$r$	rayon de la fondation
$u_t$	déplacement total de la structure
$u_0$	déplacement de la fondation
$u_g$	déplacement du sol
$u$	amplitude du déplacement relatif de la masse par rapport à un repère mobile attaché à la base rigide
$\bar{s}$	rapport de la rigidité de la structure à celle du sol
$\bar{h}$	rapport d'élancement
$\bar{m}$	masse relative de la structure sur celle du sol
$m_j$	masse au niveau $j$
$h_j$	hauteur du niveau $j$ mesurée à partir de la base
$u_y$	déplacement à la limite élastique
$u_t^*$	déplacement du système équivalent à un seul degré de liberté
$u_m$	déplacement plastique maximal
$l_p$	longueur équivalente de la rotule plastique
$f_y$	limite élastique de l'acier
$f_c'$	contrainte du béton à la compression
$r_{s-f}$	rapport de déplacement de la fondation à celui de la structure

$\bar{q}_c$	résistance de pointe moyenne
$q_c$	résistance de pointe moyenne

### Lettres grecques

$\rho$	masse volumique du sol
$\nu$	coefficient de Poisson
$\omega$	fréquence angulaire
$\alpha_u, \beta_u$	paramètres exprimant la dépendance en fréquence de l'impédance de la fondation en translation horizontale
$\alpha_\theta$ et $\beta_\theta$	paramètres exprimant la dépendance en fréquence de l'impédance de la fondation en rotation
$\theta$	rotation de la fondation
$\omega_1$	fréquence propre de la structure sur base rigide
$\xi_1$	facteur d'amortissement de la structure sur base rigide
$\xi_g$	amortissement du sol
$\omega_u$	fréquence propre d'un système sol structure où la structure est supposée parfaitement rigide et la rotation de la fondation est bloquée
$\xi_u$	facteur d'amortissement d'un système sol structure où la structure est supposée parfaitement rigide et la rotation de la fondation est bloquée
$\omega_\theta$	fréquence propre d'un système sol structure où la structure est supposée parfaitement rigide et la rotation de la fondation est bloquée
$\xi_\theta$	facteur d'amortissement d'un système sol structure où la structure est supposée parfaitement rigide et la rotation de la fondation est bloquée
$\tilde{\xi}$	amortissement du système sol-structure
$\phi_j$	mode fondamental de la structure à base fixe au niveau $j$
$\Delta V$	réduction de l'effort tranchant
$\mu$	facteur de ductilité
$\Gamma$	facteur de participation modal
$\theta_p$	rotation de la rotule plastique
$\tilde{\mu}$	facteur de ductilité équivalente
$\varepsilon_{c0}$	déformation correspondant à la résistance maximale en compression du béton
$\varepsilon_{c0}$	déformation de pic correspondant à la contrainte de compression du béton
$\varepsilon_{cu}$	déformation ultime du béton
$\alpha$	facteur d'écrouissage
$\varepsilon_{su}$	déformation ultime de l'acier
$\rho(X, Y)$	coefficient de corrélation linéaire des variables $X$ et $Y$
$\beta_{sd}$	écart type de l'accélération maximale

### Abréviations

ASCE	American Society of Civil Engineers
ATC	Applied Technology Council
BSSC	Building Seismic Safety Council
DDL	Degré de Liberté
EMS98	Échelle Macrosismique Européenne

FEMA	Federal Emergency Management Agency
ID	Indice de Dommages
ISS	Interaction Sol-Structure
MPD	Matrice de Probabilité de Dommage
N2	N : désigne le comportement non-linéaire et 2 : désigne deux modèles mathématiques
NEHRP	National Earthquake Hazards Reduction Program
NIBS	National Institute of Building Science
PBD	Performance Based Design
RPA	Règlement Parasismique Algérien
SASW	Spectral Analysis of Surface Waves ou mesures des vitesses des ondes de cisaillement par inversion des ondes de surface

# Introduction générale

---

# Introduction générale

---

Parmi les catastrophes naturelles dont les conséquences directes et indirectes semblent les plus néfastes, les tremblements de terre viennent en première ligne en particulier pour les zones vulnérables comme le sont les zones fortement urbanisées. Face à une telle catastrophe humaine et économique, les êtres humains se sont mobilisés depuis longtemps pour la protection des vies humaines et la limitation des dommages matériels.

Malheureusement, il n'existe à l'heure actuelle aucun moyen fiable de prévoir où, quand et avec quelle puissance se produira un séisme. Les recherches sur la construction parasismique constituent un axe particulièrement important pour la prévention du risque sismique. Elle consiste à trouver de nouvelles méthodes et techniques de génie civil permettant aux constructions de résister au mieux aux tremblements de terre. Pour cela, une bonne connaissance du comportement des structures sous sollicitations sismiques est très importante.

La modélisation de la réponse des structures de génie civil sous sollicitations sismiques peut être abordée à différentes échelles et avec des degrés de raffinement divers selon les enjeux et objectifs fixés. Considérant les nombreuses difficultés liées à la non linéarité des matériaux et à leurs interactions, le schéma de calcul le plus souvent choisi pour le dimensionnement considère un comportement linéaire élastique des matériaux. Les premières approches dans ce domaine introduisent le concept de « Force-Based Design, FBD », les efforts de dimensionnement étant calculés par l'intermédiaire d'un coefficient de comportement appliqué aux efforts élastiques. Ce coefficient permet d'introduire simplement la ductilité des matériaux. N'introduisant aucune ductilité ni redistribution des efforts dans le calcul de la structure, les caractéristiques dynamiques de cette dernière sont irréalistes. Un concept plus rationnel, basé sur des objectifs de performance, le « Performance-Based Design, PBD », permet de prendre en compte des comportements plus physiques et d'introduire des limites aux matériaux basées sur des éléments objectifs : courbure et déformations limites avant rupture. Le dimensionnement de chaque élément de structure s'effectue en fonction de la demande de ductilité nécessaire au bon comportement de l'ensemble.

Les méthodes les plus populaires, telles que la méthode du coefficient de déplacement (FEMA), la méthode du spectre de capacité (ATC) et la méthode N2, reposent basent sur la notion de la performance sismique et sont citées dans cette thèse. Ces méthodes introduisent un comportement non linéaire de manière plus ou moins réaliste. Elles sont toutefois basées sur l'étude d'un oscillateur à un seul degré de liberté et, de fait, la structure simplifiée de substitution est incapable de prendre en compte la redistribution des efforts dans la structure due aux nombreuses non linéarités locales. Ceci constitue le principal handicap de ces méthodes interdisant une description réaliste du comportement local et global des structures jusqu'à la rupture. Par rupture, nous entendons, le critère le plus préjudiciable retenu pour certains éléments au regard des objectifs visés au dimensionnement. Il ne s'agit pas obligatoirement de l'instabilité globale ou partielle de tout ou partie de la structure, mais aussi de l'ouverture maximum des fissures lors de



secousses sismiques ainsi que de leur ouverture résiduelle en fin de sollicitation. Ce type de critère fait appel à des caractéristiques fines du comportement des matériaux en présence et de leurs interactions (anisotropie, espacement des fissures, comportement de l'adhérence acier-béton, ...). Il est évident qu'une analyse uniquement basée sur les hypothèses de linéarité précédentes ne permet pas d'aborder de manière confiante ces domaines.

Les structures étant fondées sur le sol par lequel sont transmises des sollicitations sismiques, il s'avère essentiel de connaître le fonctionnement de l'ensemble du système sol-structure en cas de séisme. En effet, non seulement la nature des sols a une influence sur le comportement des structures, mais les structures mises en mouvement induisent aussi des chargements supplémentaires dans les sols qui modifieront à leur tour les composantes des sollicitations. Le terme générique décrivant l'étude de ces phénomènes porte le nom d'interaction sol-structure (ISS).

La majorité des travaux de recherche ont traité le phénomène de l'ISS en supposant que le sol et la structure sont simultanément linéaires et que la structure est encastree à sa base. Ainsi, les méthodes citées précédemment n'introduisent en aucun cas l'effet du sol sur la réponse non linéaire de la structure. Cette hypothèse a été adoptée par les règles de calcul sur la conviction que l'ISS joue toujours un rôle favorable dans la diminution des efforts agissant sur la structure. Cependant les observations faites après les forts séismes ont montré que l'ISS pouvait être préjudiciable pour certaines constructions et les dommages provoqués sont à la base de la prise de conscience des effets de site.

Durant cette dernière décennie, quelques études ont abordé le problème de l'ISS en se focalisant sur l'impact du sol sur la réponse non linéaire de la structure, en introduisant un oscillateur non linéaire équivalent caractérisé par une ductilité effective avec une période et un amortissement effectifs correspondant à l'état élastique. L'efficacité de ce modèle a été prouvée à travers une comparaison faite entre les résultats obtenus par ce modèle et ceux des méthodes exactes. Les conclusions tirées ont montré l'effet considérable de l'ISS sur la demande en ductilité des structures.

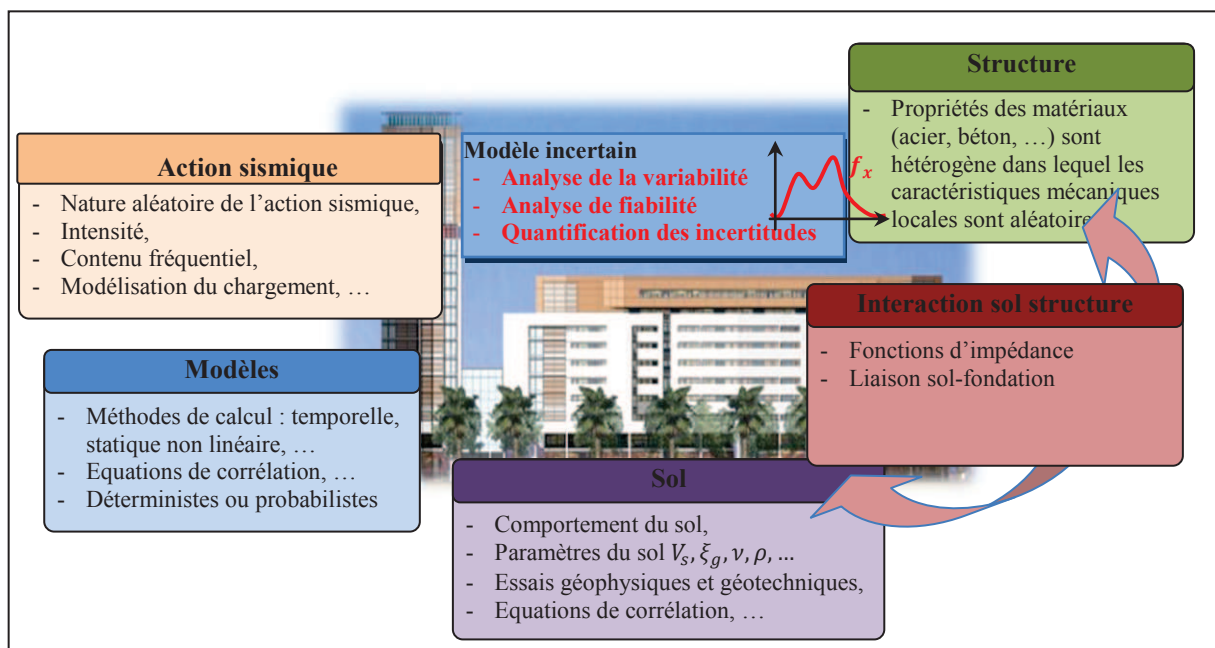
Cet axe de recherche structure ce travail de doctorat. La problématique s'inscrit dans le cadre de proposition de modèles simplifiés afin d'aborder un problème compliqué tel que l'ISS non linéaire. Le comportement non linéaire de la structure est déterminé par une approche capacitive basée sur la performance sismique telle que la méthode N2. Cette méthode considère dans sa version originale que la structure est encastree à sa base, négligeant ainsi l'ISS. Notre contribution sera d'apporter quelques modifications à cette approche pour introduire l'effet du sol sur la réponse non linéaire. L'approche proposée, malgré sa simplicité, montrera son efficacité à travers les résultats pertinents obtenus, qui sont presque confondus avec les résultats exacts. Au cours de cette étude, nous analyserons l'influence du sol (caractérisé par sa vitesse d'ondes de cisaillement) sur plusieurs paramètres clés de la réponse de la structure tels que le facteur de réduction de la force, le déplacement maximal de la structure, l'endommagement.

Pour se protéger des destructions pouvant être occasionnées par les tremblements de terre, l'Algérie s'est dotée de règles parasismiques (RPA 99 version 2003). Ces règles offrent aux nouvelles constructions un niveau de protection que l'on peut qualifier d'acceptable. Le taux de renouvellement du parc immobilier en Algérie et dans une ville à fort degré d'urbanisation comme la ville d'Oran est de 1 à 2% par an en moyenne. Cela justifie de procéder à une évaluation du potentiel d'endommagement (ou de la

vulnérabilité) pour prévenir le risque sismique. C'est dans ce contexte que s'inscrit cette thèse. Nous souhaitons estimer la vulnérabilité sismique des structures en béton armé en tenant compte de l'effet de l'ISS sur la réponse en utilisant l'approche proposée pour la détermination de déplacement maximal des structures.

Une évaluation de la vulnérabilité adéquate pour chaque bâtiment suppose que l'on connaisse très précisément des paramètres qui influencent le résultat. Il faut donc connaître parfaitement toutes les caractéristiques du mouvement du sol généré par un séisme, l'ISS et finalement la vulnérabilité de la structure à ce mouvement du sol. La maîtrise ou la réduction du risque sismique associé passe par la maîtrise et la prise en compte de plusieurs types d'incertitudes :

- **l'incertitude liée à l'action sismique et à la modélisation du chargement** : par leur nature, le type de source sismogène, leur imprévisibilité, leur intensité et leur contenu fréquentiel, les séismes sont par essence différents.
- **l'incertitude liée à la structure : la méconnaissance du comportement réel** et son idéalisation d'une part et la variabilité des caractéristiques matérielles (résistance, module de Young,...) du fait de l'hétérogénéité des matériaux **utilisés (béton, acier,...) d'autre part**,
- **l'incertitude liée au sol** : la caractérisation des propriétés mécaniques (variabilité spatiale, ...) due à l'hétérogénéité du sol,
- **l'incertitude liée à l'interaction sol-structure** : la modélisation des fonctions d'impédance et de la liaison sol-fondation,
- **l'incertitude liée à la méthode utilisée pour estimer la vulnérabilité sismique des structures** : la méthode choisie dépendra de la qualité et de la quantité des données disponibles et de l'objectif visé. Plus les paramètres considérés sont nombreux, plus la possibilité de procéder à une analyse statistique « fiable » est possible. D'un autre côté, l'augmentation du nombre de paramètres entraîne nécessairement plus d'incertitude.



**Figure 1** : Différentes sources d'incertitudes dans la détermination de la réponse sismique des structures en interaction

Il est donc clair que l'estimation de la vulnérabilité sismique des structures ou autrement dit l'établissement de courbes de fragilité est indissociable de la notion d'incertitude et ce à toutes les étapes. Ces incertitudes peuvent porter sur les données de base (incertitude aléatoire) ou sur les modèles choisis (incertitude épistémique). La Figure 1 illustre les différentes sources d'incertitudes dans la détermination de la réponse sismique des structures en interaction.

Le constat des aptitudes et limites des approches existantes nous a permis d'identifier l'ensemble des objectifs de ce travail de doctorat, qui a été mené en co-tutelle entre le laboratoire I2M de l'Université Bordeaux1 (France) et laboratoire de mécanique des structures et stabilité des constructions LM2SC de l'Université USTO d'Oran (Algérie).

Ces principaux objectifs sont les suivants :

- a. Mise en œuvre d'un **modèle simplifié pour tenir compte de l'effet de l'interaction entre le sol et la structure** dans le cadre du calcul basé sur la performance **et validation du modèle** à travers un exemple permettant de comparer les résultats de l'application du modèle proposé avec ceux obtenus par les méthodes les plus rigoureuses.

- b. Analyse des effets des incertitudes et de la variabilité :

Etude de la sensibilité du déplacement maximal de la structure vis-à-vis de la variation de dix paramètres relatifs aux matériaux utilisés. Cette étude consiste à déterminer, quantifier et analyser comment sont affectées les sorties du modèle proposé par les fluctuations des variables d'entrée. Etude de **l'effet de la variabilité des propriétés du sol** telles que : la vitesse des ondes de cisaillement et l'amortissement du sol sur la réponse sismique d'une structure dans le cadre de l'ISS. Application de ce concept par l'établissement de carte de distribution de la vitesse d'ondes de cisaillement à travers une étude géotechnique d'une région de la ville d'Oran dans le but de mettre en valeur les sols les plus mous où se produit une plus grande amplification de la force sismique. L'analyse permettra de classer les sols selon la classification du RPA-99 et l'Eurocode 8 d'après leur comportement sismique.

- c. Elaboration d'une démarche pour la **détermination des courbes de fragilité**. Cette démarche intègre d'une part la prise en compte de l'interaction sol-structure dans l'approche capacitive, et d'autre part, la formalisation des cinq catégories d'incertitude citées en haut. Application à une étude de cas :
  - Application des différentes méthodes d'évaluation de la vulnérabilité (Park & Ang et Risk-UE), sur les données de la ville d'Oran et établissement de différents scénarios sismiques pour différentes intensités sismiques en terme de l'accélération maximale du sol PGA.
  - Cartographie des dommages probables par un système d'information géographique, comparaison des résultats obtenus par les différentes méthodes et interprétation de la distribution spatiale des dommages.

**Pour atteindre ces objectifs, cette thèse comporte cinq chapitres :**

Un rapide état de l'art sur l'ISS et les différentes méthodes pour sa prise en compte feront l'objet du **chapitre 1**. Ce chapitre, s'intéressera aussi aux effets de l'interaction inertielle sol-structure pour un système à un seul degré de liberté. Ces effets sont exprimés par l'allongement de la période et le facteur d'amortissement du système sol-structure, ensuite l'équilibre dynamique de ce système est établi pour obtenir l'équation du mouvement de l'oscillateur équivalent. La dernière partie de ce chapitre fera le point sur la manière et les conditions dont certains règlements prennent en considération l'ISS.

Le **chapitre 2**, illustrera les principes et les objectifs de la conception parasismique et donnera un aperçu des notions du calcul en performances en introduisant les définitions nécessaires relatives aux niveaux de performance et les états limites à considérer. Dans ce chapitre, seront citées les méthodes les plus populaires pour la détermination de la performance sismique avec les critères qui leurs sont communs ainsi que des notions sur les spectres. Le point sera aussi fait sur le fondement théorique de l'analyse Pushover sur laquelle se basent ces méthodes.

Le **chapitre 3** sera consacré au développement et à la mise en œuvre de la méthode proposée pour montrer notre contribution par rapport aux précédant travaux de recherche dans l'estimation de la réponse non linéaire sous l'influence de l'ISS. Notre étude portera sur une structure en béton armé avec la version originale de la méthode N2 (chapitre 2), avec quelques extensions dans cette approche pour introduire l'effet du sol. Pour mettre en valeur le modèle proposé, une analyse comparative sera faite entre les résultats obtenus par la méthode proposée et la méthode du code BSSC 1997, la méthode proposée par Avilès & Perez-Rocha (2003) ainsi que la méthode dynamique temporelle. Un autre point sera abordé dans ce chapitre, l'analyse de sensibilité qui consiste à déterminer, quantifier et analyser comment sont affectées les sorties d'un modèle représentées par le déplacement maximal par les fluctuations des variables d'entrée relatives aux matériaux utilisés.

Le **chapitre 4** portera sur l'étude de l'effet de la variabilité des propriétés du sol tels que la vitesse des ondes de cisaillement et l'amortissement du sol sur la réponse sismique d'une structure dans le cadre de l'ISS. Cette étude s'effectuera en utilisant le modèle proposé et développé dans le chapitre 3. Dans ce chapitre, la vulnérabilité d'une structure courante en B.A. sera analysée sur la base d'une approche de performance sismique en intégrant les effets de l'ISS dans la réponse non linéaire. L'approche développée dans cette étude prendra en compte les cinq catégories d'incertitude précitées. L'incertitude épistémique sera également considérée de manière indirecte en comparant deux approches d'évaluation des états d'endommagements (Méthode de Park & Ang et Méthode de RISK-UE).

Le **cinquième chapitre** présentera le contexte du périmètre d'étude à travers ses différents aspects : géologique-géotechnique, sismique, urbain et évaluation de la vulnérabilité. La connaissance des caractéristiques géotechniques des terrains du site urbain de la ville d'Oran sera traitée. Le but de cette connaissance géotechnique est de grouper les sites suivant la classification du RPA-99 et l'Eurocode 8. L'étude des conditions locales du sol constitue une étape importante puisqu'elle permet l'établissement des scénarios du risque sismique d'une manière plus fiable et par conséquent la susceptibilité d'amplification des sites, permettant ainsi l'introduction de l'effet du sol sur la structure. La dernière partie de ce chapitre opérera une synthèse des différents aspects développés dans la première partie de ce chapitre et les chapitres précédents et présentera

les principaux résultats de cette recherche relatifs à des aspects méthodologiques de l'évaluation de la vulnérabilité à une échelle urbaine avec des résultats spécifiques au cas d'étude (la ville d'Oran) et niveaux des dommages probables.

## **Chapitre1**

---

# **Effets et procédures d'analyse des problèmes d'ISS**

---

## Effets et procédures d'analyse des problèmes d'ISS

### 1.1. Introduction

Une structure fondée sur un sol déformable réagit différemment d'une structure sur une base fixe. Les déformations de la structure au cours de secousses sismiques sont affectées par les interactions entre les trois systèmes que constituent la structure, la fondation et les milieux géotechniques et géologiques sous-jacents et/ou entourant les fondations. L'interaction sol-structure (ISS) qualifie la réponse commune de ces trois systèmes par rapport à un mouvement de sol en champ libre (Stewart et al., 1998). Dans le cas d'une base flexible, l'interaction entre la structure et le sol induit des modifications de la réponse dynamique.

Un bâtiment fondé sur un sol meuble subit des déformations plus importantes que la même structure implantée sur un sol rocheux et des désordres de toute nature peuvent survenir (fissurations causées par les tassements différentiels...). De même, une modification dans la répartition des efforts dans les éléments structuraux apparaît lorsque l'ISS est prise en compte dans l'analyse. Cette différence de réponse selon la nature du sol est due aux raisons suivantes :

- la structure sur sol déformable possède plus de degrés de liberté donc ses caractéristiques dynamiques varient totalement par rapport à celles de la structure sur un sol ferme.
- une partie considérable de l'énergie de vibration de la structure sur sol déformable peut être dissipée dans le sol, ce qui est rarement le cas lorsqu'il s'agit d'un sol ferme.

L'abondance de la littérature concernant l'ISS traduit à la fois la complexité du phénomène et l'intérêt qu'y ont porté nombre de chercheurs (Jennings et Bielak, 1973; Veletsos et Meek, 1974 ; Wolf, 1985 ; Avilés et Pérez-Rocha, 1996 ; Aviles et Pérez-Rocha, 2003 ; Bielak et al., 2003 ; Ghannad et Jahankhah, 2007 ; Khoshnoudian et Behmanesh, 2010 ; Menglin, 2011 ; Burman & al., 2012).

Ce chapitre introductif précise les notions relatives à l'ISS et les raisons pour lesquelles la prise en compte de ce problème est nécessaire. Les effets de l'ISS sont aussi présentés pour montrer leur importance, à travers les interactions sol-structure inertielle et cinématique. Les notions de base présentées dans ce chapitre permettront de faire la distinction entre la détermination de la réponse sismique par les méthodes basées sur la

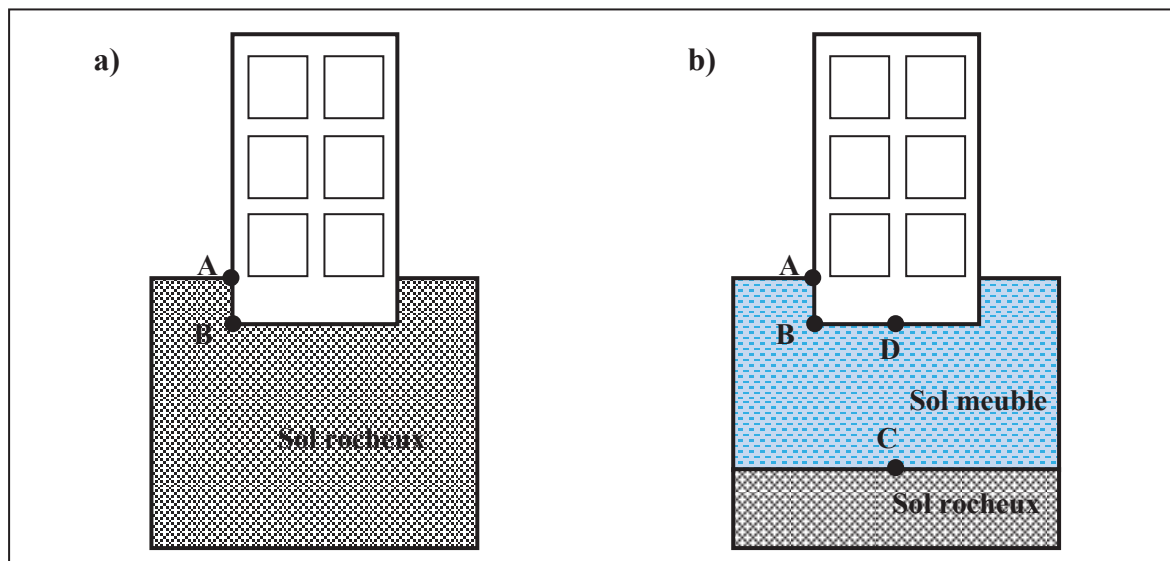
performance sans tenir compte de l'effet du sol (**Chapitre 2**) et comment est influencée cette réponse de la structure quand elle est en interaction avec son sol support (**Chapitre 3**).

Ce chapitre s'intéresse aussi aux effets de l'interaction inertielle sol-structure pour un système à un seul degré de liberté (DDL) équivalent. L'équilibre dynamique de ce système est étudié à travers l'équation du mouvement en utilisant les expressions de l'allongement de la période et le facteur d'amortissement du système ISS. La dernière partie de ce chapitre fait le point sur la manière et les conditions dont certains règlements prennent en considération l'ISS.

## 1.2. Effets de l'ISS

La résolution de tout problème de mécanique nécessite la détermination de ses conditions aux limites. La connaissance de la fondation et du sol sous-jacent joue un rôle essentiel pour bien déterminer le comportement réel de la structure.

Parallèlement, la présence de la structure influence elle aussi le comportement du sol. Pour illustrer cette question, considérons par exemple deux structures, l'une encadrée dans un sol rocheux (Figure 1.1a), l'autre reposant sur un sol très meuble (Figure 1.1b).



**Figure 1.1 :** Principales caractéristiques de l'interaction sol structure : **a)** Structure sur sol rocheux, **b)** Structure sur sol meuble.

La structure encadrée dans le sol rocheux n'a pas d'influence sur le comportement du sol étant donné que ce dernier est très rigide, ainsi les efforts d'inerties engendrés par la structure n'ont pas d'effet sur le sol.

Par contre, dans le cas où la structure repose sur un sol très meuble, on distingue trois phénomènes, dont la conséquence est que le mouvement des points en surface (et de la fondation) diffèrent du mouvement des points du substratum (Davidovici, 1999):



- Le mouvement en champ libre est modifié ; s'il n'y avait pas de sol au dessus de la couche de la roche, le mouvement en "C" serait identique à celui du point "A". La couche du sol va réduire le mouvement en "C" et elle sera soumise à un mouvement qui s'amplifie en se rapprochant de la surface libre.
- une modification du mouvement du sol par la translation et la rotation de la base du bâtiment (supposée sans masse) vue la différence de rigidité entre la fondation et le sol encaissant. Le champ d'onde incident est donc réfléchi et diffracté par la fondation. Ce phénomène est appelé interaction cinématique : son analyse vise à déterminer la relation entre le mouvement en champ libre et celui de la base de fondation. Cette relation est appelé fonction de transfert.
- une modification du mouvement de la base dû au moment de renversement et à l'effort tranchant développés à la base de la structure par l'application des forces d'inertie. Ce phénomène est appelé interaction inertielle. Elle est caractérisée par la détermination de nouvelles valeurs de la période fondamentale et du coefficient d'amortissement du nouveau système sol-structure.

Le dimensionnement de la fondation doit tenir compte de ces composantes de l'interaction. Généralement, le terme ISS ne désigne dans l'esprit des ingénieurs que la part inertielle ; il convient de garder à l'esprit que l'interaction cinématique peut dans certaines configurations être significative.

### 1.3. Méthodologies pour l'analyse de l'ISS

La réponse sismique des structures est influencée par le chargement sismique, les propriétés mécaniques du sol et de la structure. Parmi les méthodes de prise en compte de l'ISS on peut distinguer trois méthodes : la méthode globale, la méthode de sous-structuration et la méthode hybride.

#### 1.3.1. Approches globales (ou directes)

Dans la méthode directe appelé aussi méthode globale, l'analyse du système complet s'effectue en une seule étape, qui permet d'inclure le comportement non linéaire de la structure ou du sol et toute hétérogénéité présente dans ce dernier. Elle permet aussi de traiter les conditions de contact à l'ISS et la condition de radiation et de dissipation d'énergie dans la partie infinie du sol non borné (Figure 1.2).

Les approches directes consistent à résoudre directement l'équation de la dynamique régissant le comportement du système {sol+fondation+structure} :

$$M\ddot{u}_s + C\dot{u}_s + Ku_s = -MI\ddot{u}_g \quad (1.1)$$

où  $M$ ,  $C$  et  $K$  sont les matrices de masse, d'amortissement et de rigidité du milieu discrétisé (sol de fondation),  $u_s$  est le vecteur des déplacements,  $\ddot{u}_g$  représente l'accélération au niveau du substratum et  $I$  est le vecteur de couplage dynamique qui relie la direction du mouvement à la base avec la direction de chaque degré de liberté ; lorsque la structure se déplace comme corps rigide, il est égal à l'unité.

L'approche directe présente des difficultés, puisqu'il faut :

- construire un modèle détaillé du sol, modèle qu'il faut borner et qui doit éviter les rebonds sur les frontières du sol des ondes propagées (nécessité d'éléments absorbants),
- définir pour chaque élément de sol un module d'élasticité, un coefficient de Poisson, une masse volumique et un amortissement.
- définir des accélérogrammes au substratum.

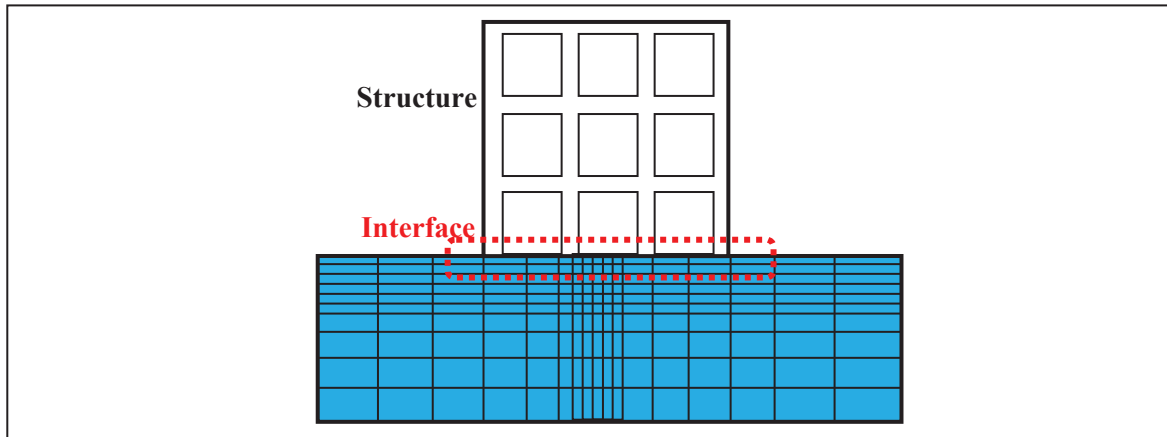


Figure 1.2 : Analyse de l'ISS par la méthode globale

### 1.3.1.1. Opération de déconvolution

En connaissant le mouvement sismique au niveau du substratum, celui du champ libre peut être déterminé en traitant la couche du sol comme étant un système dont le mouvement à la base est connu. La base rigide du sol est soumise à une translation et la réponse à sa surface est calculée par l'équation classique de la dynamique. Ainsi, on inclut le sol et la structure dans un même modèle et on calcule la réponse de ce système soumis à sa base rigide (substratum) au mouvement imposé. Le problème est plus complexe quand la donnée d'entrée est le mouvement en champ libre, ce qui est le cas généralement rencontré car les accélérogrammes sont obtenus en surface ou à une très faible profondeur (Davidovici, 1999). On doit tout d'abord déterminer le mouvement à la base du modèle à partir du mouvement en champ libre, c'est à dire résoudre le problème inverse. Cet ajustement se fait par une opération de déconvolution (Kausel et Pais, 1987). Ce problème peut être résolu dans le domaine temporel mais il est plus commode de le traiter dans le domaine fréquentiel (Clough et Penzien, 1975).

### 1.3.1.2. Frontières absorbantes

Tout modèle d'éléments finis utilise un maillage d'une géométrie bien délimitée et à frontière fermée. En ISS, on est donc amené à modéliser une partie du sol en pratiquant une troncature géométrique. Des conditions aux limites bien spécifiques doivent être appliquées sur ces frontières fictives afin d'éliminer, ou tout au moins de réduire, les réflexions d'ondes qu'elles induisent. Plusieurs adjectifs sont attribués à ces frontières lorsqu'elles sont munies de conditions aux limites appropriées : on parle de frontières absorbantes, radiatives, silencieuses, visqueuses, transmissives, ... (Seghir, 2011).

En utilisant des frontières absorbantes, on peut réduire la taille du modèle numérique du sol. Les caractéristiques des éléments peuvent être calculées en considérant la théorie de propagation des ondes. Wilson (Wilson, 2002) a montré que pour les frontières perpendiculaires à la surface libre du sol, l'amortissement a une valeur constante  $V_p \rho A_n$  où

$V_p$  est la vitesse de propagation des ondes de compression,  $\rho$  est la masse volumique du sol et  $A_n$  est la surface affectée à un nœud de la frontière fictive. Par contre, quand la frontière est parallèle à la surface libre du sol, l'amortissement  $V_s\rho$  est le produit de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement  $V_s$  par  $\rho$ . En élasticité,  $V_p$  et  $V_s$  sont reliées par l'expression suivante :

$$V_p = \sqrt{\frac{2(1-\nu)}{1-2\nu}} V_s \quad (1.2)$$

$\nu$  est le coefficient de Poisson et  $V_s$  est donnée comme suit :

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad (1.3)$$

### 1.3.1.3. Analyse de réduction de domaine

Développée par Bielak et al. (Bielak et al., 1993; Yoshimura et al., 2003 ; Zhang et al., 2003 ; Preisig et Jeremić, 2005), cette méthode dynamique permet de réduire le domaine du sol de grande dimension à un domaine plus petit, ce qui réduit le coût calcul. La méthode repose sur une idée principale qui consiste à ramener les forces agissant sur le système global sol-structure à une surface continue entourant la structure et une petite partie du sol. Ainsi, cette méthode représente une variante de la méthode globale (Figure 1.3). Le domaine complet est divisé en deux modèles :

- le premier modèle considéré comme proche, est constitué de la structure et d'une partie du sol avoisinant, de dimensions suffisamment grandes.
- le second modèle désigne le reste du domaine. Celui-ci est considéré comme assez éloigné pour être assimilé au milieu extérieur. Il peut alors être tronqué. La frontière fictive entre les deux parties est désignée par un contour.

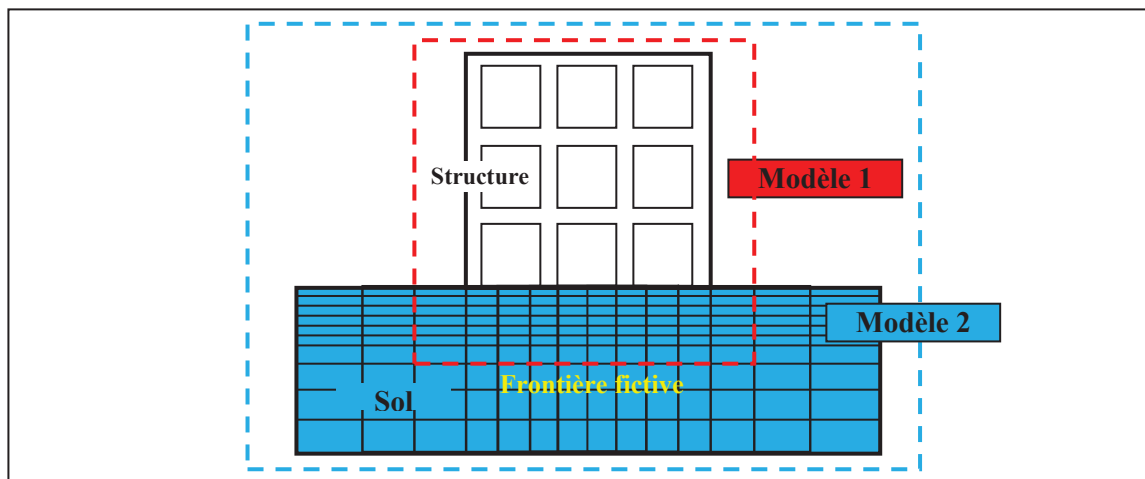


Figure 1.3 : Méthode de réduction de domaine

### 1.3.2. Méthode de sous-structuration

Cette méthode consiste à décomposer le problème en la somme de sous-problèmes plus simples à résoudre. Dans le cas de fondations rigides, cette méthode consiste à utiliser

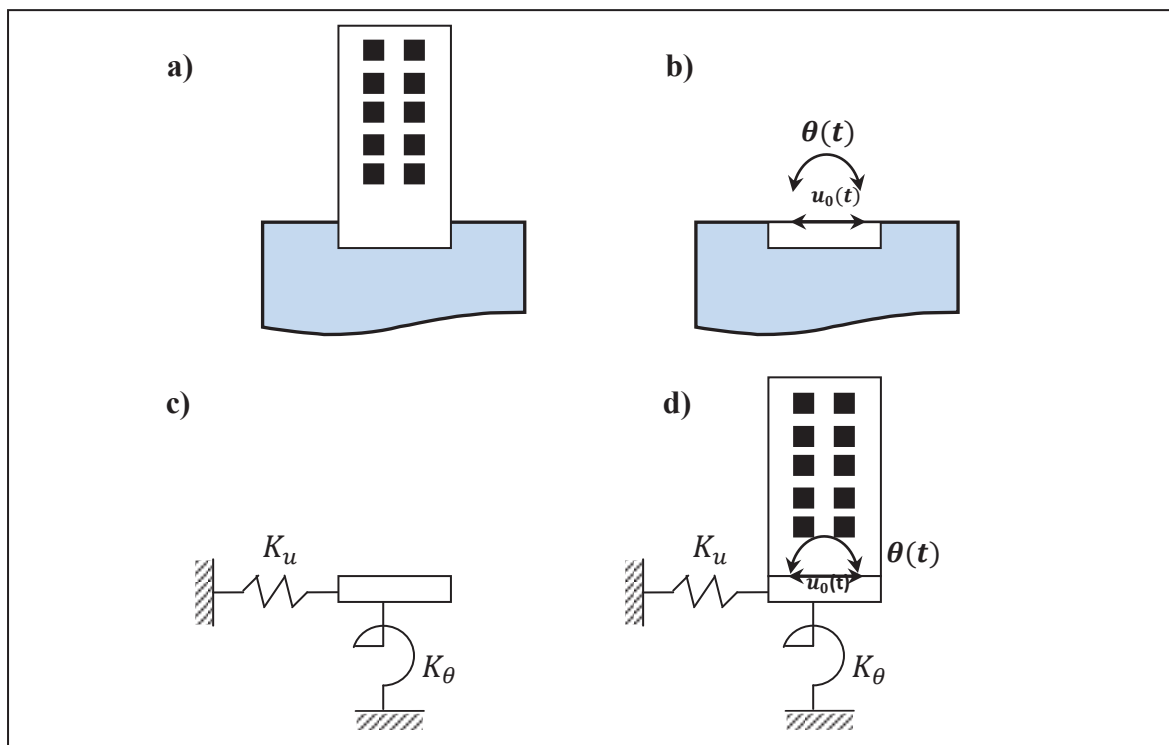
le principe de superposition de Kausel et al. (Kausel et al., 1978). Elle peut se décomposer selon les étapes suivantes :

**Etape 1 :** Détermination du mouvement d'une fondation rigide sans masse soumise à la sollicitation sismique (Figure 1.4.b).

**Etape 2 :** Détermination de la matrice d'impédance de la fondation (Figure 1.4.c).

**Etape 3 :** Calcul de la réponse dynamique de la structure reliée à la matrice d'impédance et sujette à son support au mouvement d'interaction cinématique (Figure 1.4.d).

La Figure 1.4 illustre les différentes étapes de la méthode de sous structuration.



**Figure 1.4 :** Principe de la méthode de sous structuration : **a)** Modèle pour l'étude de l'ISS. **b)** Evaluation du mouvement de la fondation en absence de structure, **c)** Evaluation de fonction d'impédance et **d)** Calcul de la réponse dynamique de la structure supportée par une base remplacée par des ressorts d'impédances trouvés en c) et soumise à la sollicitation calculée en a).

### 1.3.3. Méthodes hybrides

Dans la méthode de sous-structuration, la résolution du problème d'impédance constitue une étape longue et coûteuse, à l'exception du cas où une solution analytique existe.

Pour éviter ce problème, Gupta et al. (Gupta et al., 1980), ont développé une méthode hybride. Cette méthode est intermédiaire entre la méthode directe et la méthode de sous-structuration. L'idée principale consiste à séparer le sol en deux domaines distincts dont le premier est un champ proche de la structure se trouvant à proximité de la fondation.

Il inclut toutes les hétérogénéités et non linéarités du système. Il s'intègre dans le modèle de la superstructure et peut être traité par une méthode directe, par exemple la méthode des éléments finis. Le deuxième est le champ loin de la semelle où le comportement du sol n'est pas affecté par l'interaction avec la fondation (Figure 1.5). Le problème consiste alors à définir les coefficients de la matrice du champ lointain. Ainsi, le champ lointain peut être traité par les techniques adaptées pour les problèmes linéaires (exemple : impédances dynamiques), alors que le champ proche est incorporé dans le modèle de la superstructure et peut être traité par une méthode directe. Le point délicat des méthodes hybrides est la définition de la frontière entre le champ proche et le champ lointain, élément qui doit être déterminé indépendamment selon les particularités du problème traité.

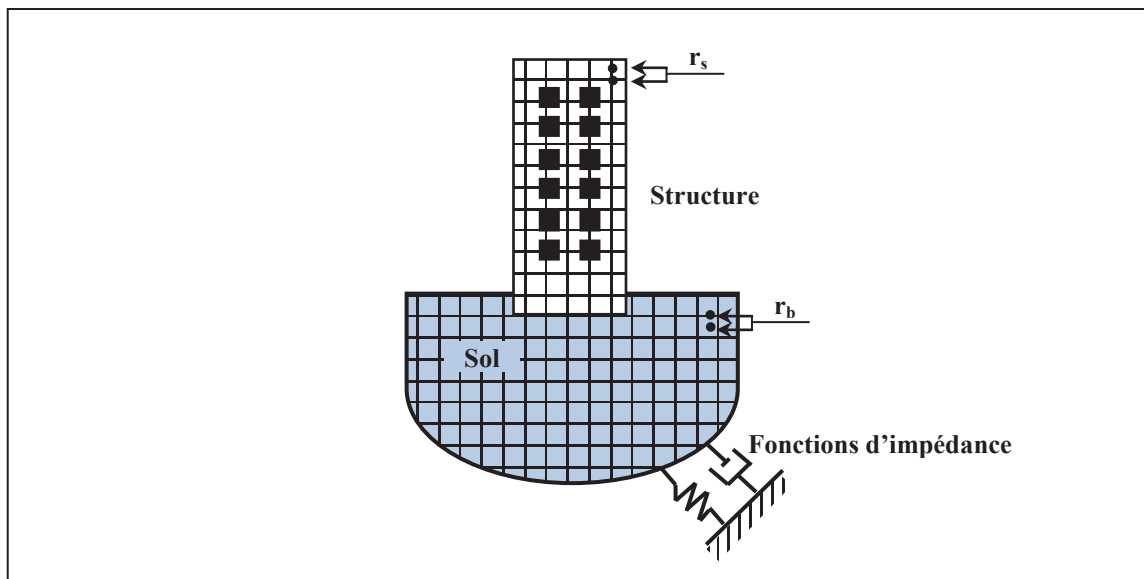


Figure 1.5 : Méthode hybride

#### 1.4. Interaction inertielle sol-structure

Dans le cas d'une structure reposant sur un sol plus souple, deux types d'interactions sont distingués : l'interaction cinématique et l'interaction inertielle. L'interaction cinématique se traduit par la différence entre le mouvement sismique en champ libre et celui dans un champ dont l'excavation et l'inclusion de la fondation ont changé les caractéristiques. Elle ne résulte que de la différence de raideur entre le sol et la fondation, qui l'empêche de suivre les mouvements imposés par le sol. Par contre, l'interaction inertielle provient des efforts d'inertie engendrés par la masse de la structure à sa base et donc dans le sol sous l'effet du mouvement imposé à la fondation. Elle s'ajoute à l'interaction cinématique, et modifie aussi le champ de déplacement.

Ainsi, l'influence de la structure sur le sol et celle du sol sur la structure existent de manière simultanée. Plus généralement, l'ISS résulte de l'interaction cinématique et de l'interaction inertielle. En conséquence, l'étude de la réponse dynamique du système sol-fondation sous l'effet de l'interaction inertielle nécessite une analyse cinématique préalable en vue d'obtenir le mouvement à la base de la structure pour déduire les efforts d'inertie induits par la superstructure.

L'interaction cinématique est souvent négligée dans les codes parasismiques qui adoptent généralement une méthode simplifiée consistant à calculer les efforts sismiques à partir des forces inertielles.

**Remarque importante :**

Dans le cadre de cette thèse qui consiste à introduire l'ISS dans la réponse non linéaire d'une structure à travers une nouvelle approche proposée basée sur la notion de la performance sismique (*méthodologie introduite dans le Chapitre 3*), nous ne nous intéresserons qu'à l'interaction inertielle sol-fondation qui sera introduite à travers des fonctions d'impédance. Ces fonctions permettent pour une fréquence donnée, de représenter la liaison de la fondation avec le sol par un ensemble de ressorts et d'amortisseurs adaptés aux différents types de mouvement (translation verticale ou pompage, translation horizontale ou tamis, rotation d'axe horizontal ou balancement, rotation d'axe vertical ou torsion).

### 1.4.1. Fonctions d'impédance

Les fonctions d'impédance ont été calculées, analytiquement ou numériquement dans des cas de fondations superficielles aux configurations simples (radiers rigides de forme circulaire ou rectangulaire sur un demi-espace homogène ou sur une couche surmontant un demi-espace homogène) (Stewart et al., 1998). Ces fonctions représentent les caractéristiques dynamiques de rigidité et d'amortissement de l'interaction sol-fondation.

Une fonction d'impédance est une matrice de rigidité dynamique qui relie les efforts généralisés (par exemple l'effort tranchant et le moment) à la base de la structure aux déplacements et rotations de la fondation par rapport au champ libre. Les termes utilisés dans la fonction d'impédance sont des valeurs complexes comportant une partie réelle caractérisant la rigidité et une partie imaginaire caractérisant l'amortissement du sol.

La fonction d'impédance peut être utilisée dans une analyse dans le domaine fréquentiel. Cependant, l'analyse d'un système compliqué, nécessitant la mise en œuvre d'un grand nombre de degrés de liberté, ne peut être simplifiée que si les fonctions d'impédance sont supposées indépendantes de la fréquence d'excitation. En outre, la résolution dans le domaine fréquentiel ne peut plus être envisagée si l'analyse est étendue au domaine non linéaire (comportement non linéaire du sol, plasticité ou endommagement de la structure).

Dans le cas le plus général, six degrés de liberté sont nécessaires pour chaque nœud de la fondation. Toutefois, en pratique, la fondation est souvent supposée rigide représenté par un nœud unique, ce qui réduit les degrés de liberté au total à six. Lorsque l'on considère la réponse latérale d'une structure sur une base rigide dans une direction particulière, par exemple vis à vis de mouvements horizontaux, seuls les deux termes d'impédance sont généralement nécessaires (Equation 1.4). Dans cette équation, les termes hors de la diagonale sont généralement négligeables (Stewart et al., 1998). Il convient de noter que les excitations verticales et de torsion sont également négligées, en raison du fait que qu'ils sont moins facilement activés sous séisme (pour des structures régulières) et présentent donc un intérêt moindre.

$$\begin{bmatrix} V \\ M \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} \bar{K}_u & 0 \\ 0 & \bar{K}_\theta \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_0 \\ \theta \end{bmatrix} \quad (1.4)$$

Des procédures sont disponibles pour le calcul des fonctions d'impédance (Luco, 1980b ; Roesset, 1980). L'exemple couramment traité est celui d'une fondation circulaire rigide sur un demi-espace visco-élastique (Veletsos et Wei, 1971 ; Veletsos et Verbic, 1973). Les termes dans la fonction d'impédance sont exprimés sous la forme :

$$\bar{K}_j = K_j(a_0, \nu) + i\omega C_j(a_0, \nu) \quad (1.5)$$

où  $j$  représente soit le mode de déformation en translation  $u$  ou en rotation  $\theta$ ,  $\omega$  est la fréquence angulaire,  $a_0$  est une fréquence adimensionnelle définie par  $a_0 = \omega r / V_s$ ,  $V_s$  est la vitesse des ondes de cisaillement du sol,  $\nu$  est le coefficient de Poisson du sol et  $r$  est le rayon de la fondation.

Une fondation rectangulaire est remplacée par une fondation circulaire équivalente dont les rayons  $r_h$  et  $r_\theta$  sont obtenus en égalant l'aire  $A_f$  pour la translation et le moment d'inertie  $I_f$  pour la rotation.

$$r_u = \sqrt{\frac{A_f}{\pi}} \quad , \quad r_\theta = \sqrt[4]{\frac{4I_f}{\pi}} \quad (1.6)$$

La partie réelle et la partie imaginaire de l'Equation 1.5 rend compte de la dissipation d'énergie du système par radiation et par amortissement matériel.

La raideur et l'amortissement des ressorts et des amortisseurs pour la translation et la rotation sont exprimés respectivement par :

$$K_u = \alpha_u k_u \quad (1.7)$$

$$C_u = \beta_u \frac{K_u r_u}{V_s} \quad (1.8)$$

$$K_\theta = \alpha_\theta k_\theta \quad (1.9)$$

$$C_\theta = \beta_\theta \frac{K_\theta r_\theta}{V_s} \quad (1.10)$$

Les quantités  $\alpha_u$ ,  $\beta_u$ ,  $\alpha_\theta$  et  $\beta_\theta$  sont des paramètres adimensionnels qui tiennent compte de l'influence de la fréquence d'excitation sur l'impédance,  $K_u$  et  $K_\theta$  représentent la rigidité statique d'un disque sur un demi-espace et sont définis par :

$$K_u = \frac{8}{2 - \nu} G r_u \quad (1.11)$$

$$K_\theta = \frac{8}{3(1 - \nu)} G r_\theta \quad (1.12)$$

où  $G$  est le module de cisaillement dynamique des sols.

Plusieurs programmes tel que le programme SHAKE peuvent calculer les paramètres utilisés dans la formulation des fonctions d'impédance tels que le module de cisaillement du sol  $G$  et l'amortissement hystérétique pour déterminer la réponse d'un site sur la base d'analyse de déconvolution (Schnabel et al., 1972).

Vebric et Veletsos (Veletsos & Verbic, 1973) ont proposé des expressions approchées (Bielak, 1975) :

$$\alpha_u = 1, \beta_u = b_1 \quad (1.13)$$

$$\alpha_\theta = 1 - b_1 \frac{(b_2 a_0)^2}{1 + (b_2 a_0)^2} - b_3 a_0^2 \quad (1.14)$$

$$\beta_\theta = b_1 b_2 \frac{(b_2 a_0)^2}{1 + (b_2 a_0)^2} \quad (1.15)$$

Les coefficients  $b_1, b_2$  et  $b_3$  sont fonction de la valeur du coefficient de Poisson  $\nu$  et sont résumés dans le Tableau 1.1 (Bielak, 1975) :

**Tableau 1.1** : Valeurs des coefficients  $b_1, b_2$  et  $b_3$

Coefficients	$\nu$			
	0	0.33	0.45	0.50
$b_1$	0.525	0.500	0.450	0.400
$b_2$	0.800	0.800	0.800	0.800
$b_3$	0.000	0.000	0.023	0.027

Malgré l'utilité démontrée de la formulation de la fonction d'impédance par Veletsos et Verbic (Veletsos & Verbic, 1973), les conditions couramment rencontrées telles que les profils de sols non uniformes, des fondations noyées, des fondations non-circulaires ou flexibles, et la présence de pieux ou de piliers ne sont pas directement modélisés par ces procédures. Les effets de ces conditions (à l'exception des piles ou des piliers) sur l'impédance de fondation peuvent être simulés approximativement avec des ajustements à la solution de base, comme on le verra dans les parties (1.4.2) et (1.4.3) ci-dessous.

#### 1.4.2. Les profils de sols non homogènes

Les profils de sols non homogènes peuvent souvent être caractérisés par une augmentation progressive de la rigidité avec la profondeur, comme par exemple une couche plus raide sous-jacente à des couches superficielles relativement souples.

Pour le cas d'une couche de sol fini recouvrant un matériau beaucoup plus rigide, les principales considérations sont une augmentation de la rigidité statique et les changements dans les variations de fréquence dépendant de la rigidité et de l'amortissement. Les rigidités statiques accrues peuvent être estimées comme suit (Kausel, 1974) :

$$(K_u)_{FL} = \frac{8}{2 - \nu} Gr_u \left[ 1 + \frac{1}{2} \frac{r_u}{d_s} \right] \quad (1.16)$$



$$(K_{\theta})_{FL} = \frac{8}{3(1-\nu)} Gr_{\theta} \left[ 1 + \frac{1}{6} \frac{r_{\theta}}{d_s} \right] \quad (1.17)$$

où  $(K_u)_{FL}$  et  $(K_{\theta})_{FL}$  sont les raideurs statiques translationnelles et rotationnelles de la fondation sur la couche de sol finie et  $d_s$  est la profondeur de la couche.

### 1.4.3. Ancrage de la fondation

Les effets d'ancrage de la fondation ont été étudiés par Elsabee et Morray (Elsabee et Morray, 1977) pour le cas d'une fondation circulaire ancrée à une profondeur  $e$  dans une couche de sol homogène de profondeur  $d_s$ . La rigidité statique translationnelle et rotationnelle sont estimées comme suit pour  $r/d_s < 0.5$  et  $e/r < 1$  :

$$K_u = \frac{8}{2-\nu} Gr_u \left[ 1 + \frac{1}{2} \frac{r_u}{d_s} \right] \left[ 1 + \frac{2}{3} \frac{e}{r} \right] \left[ 1 + \frac{5}{4} \frac{e}{d_s} \right] \quad (1.18)$$

$$K_{\theta} = \frac{8}{3(1-\nu)} Gr_{\theta} \left[ 1 + \frac{1}{6} \frac{r_{\theta}}{d_s} \right] \left[ 1 + 2 \frac{e}{r} \right] \left[ 1 + 0.7 \frac{e}{d_s} \right] \quad (1.19)$$

#### Remarque :

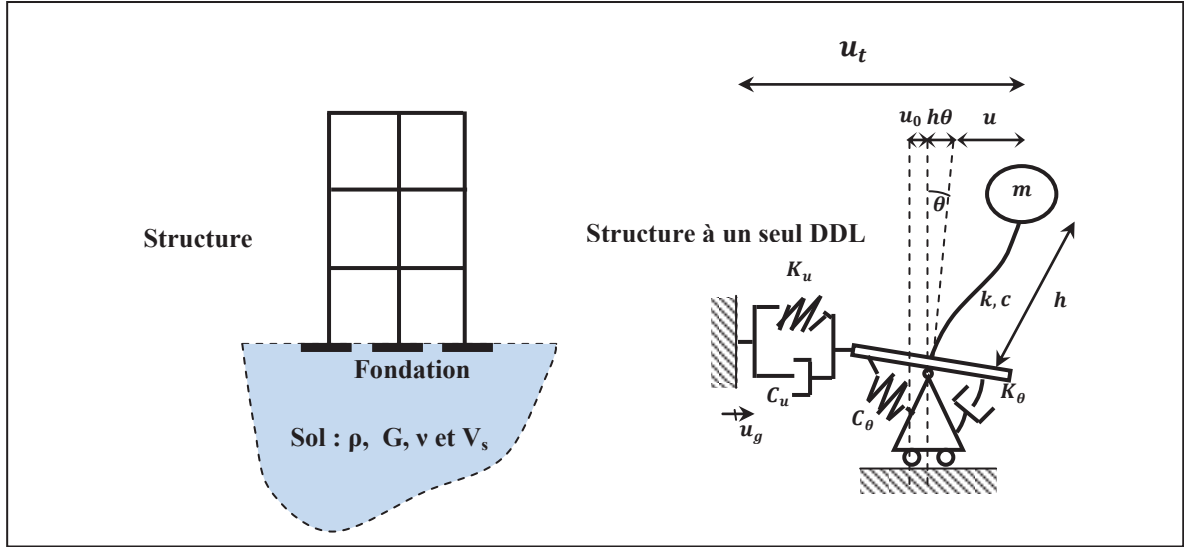
Dans le but de montrer l'effet de l'ancrage de la fondation  $e$  et les profondeurs du sol  $d_s$  sur la réponse du système sol structure, une étude comparative entre ces paramètres sera menée au §1.5.3 (Etude paramétrique).

## 1.5. Equilibre dynamique du système sol-structure avec ISS

### 1.5.1. Analyse d'un système à un seul degré de liberté

Un système couramment utilisé dans les analyses simplifiées de l'interaction inertielle est illustré à la Figure 1.6. Le système est constitué d'une structure à un seul degré de liberté de hauteur  $h$ , masse  $m$ , rigidité  $k$  et coefficient d'amortissement visqueux  $c$  (figure 1.6.b). La base de la structure est autorisée à se déplacer par rapport au champ libre d'une valeur de  $u_0$  et à tourner de  $\theta$ . Après avoir remplacé la couche du sol par la fonction d'impédance, le système peut se transformer en un système équivalent (Figure 1.6b), dans lequel le sol est représenté par une combinaison de ressorts linéaires et d'amortisseurs compte-tenu de la flexibilité du sol et de la dissipation de l'énergie de vibration. Les rigidités  $K_u$  et  $K_{\theta}$  et les amortissements  $C_u$  et  $C_{\theta}$  correspondent respectivement aux modes de translation et de rotation (les termes de couplages sont négligés). La masse et le moment d'inertie massique de la fondation sont négligés.

Le système simple de la Figure 1.6b peut être considéré comme un modèle direct d'un bâtiment à un seul étage ou, plus généralement, comme un modèle approché d'une structure à plusieurs étages ayant plusieurs modes dont la réponse est dominée par le premier mode. Dans ce dernier cas,  $h$  est la distance de la base au centre de gravité des forces d'inertie associés au premier mode de vibration.



**Figure 1.6 : Interaction sol-structure**  
**a) Modélisation simplifiée b) Modèles rhéologiques à 1SDDL.**

Le modèle présenté dans la Figure 1.6 est donc bien adapté pour identifier les paramètres clés qui influent sur l'ISS. Il est utile de subdiviser les amplitudes du déplacement total  $u_t$  en leurs composantes :

$$u_t = u_g + u_0 + h\theta + u \quad (1.20)$$

où  $u_0$ ,  $u_g$  sont respectivement le déplacement de la fondation et du sol,  $u$  représente l'amplitude du déplacement relatif de la masse par rapport à un repère mobile attaché à la base rigide et  $\theta$  la rotation de la fondation.

Les équations du mouvement s'obtiennent par la loi fondamentale de la dynamique ; on choisit comme degrés de liberté de la structure le déplacements  $u_0$  ainsi que la rotation  $\theta$ . L'amplitude horizontale de la force est formulée comme suit :

$$P_u = K_u u_0 + C_u \dot{u}_0 \quad (1.21)$$

Les équations d'équilibre de la fondation en translation et en rotation s'écrivent comme suit :

$$C_u \dot{u}_0 + K_u u_0 - V = 0 \quad (1.22)$$

$$C_\theta \dot{\theta} + k_\theta \theta - M_0 = 0 \quad (1.23)$$

Dans ces équations, ( $V = c\dot{u} + ku$ ) et ( $M_0 = Vh$ ) sont respectivement la force latérale et le moment de renversement de l'interaction sol-fondation.

Exprimant  $V$  et  $M_0$  en termes de l'équation 1.22 et 1.23, on trouve :

$$m\ddot{u}_t + C_u \dot{u}_f + K_u u_f = 0 \quad (1.24)$$

$$mh\ddot{u}_t + K_\theta \theta + C_\theta \dot{\theta} = 0 \quad (1.25)$$

Considérons que le système est soumis à une excitation harmonique  $\bar{u}_g = \bar{u}_g e^{i\omega t}$  de fréquence  $\omega$  et d'amplitude constante. Les translations et la rotation harmoniques du système peuvent être représentées par  $\bar{u} = \bar{u} e^{i\omega t}$ ,  $\bar{u}_0 = \bar{u}_0 e^{i\omega t}$  et  $\bar{\theta}_0 = \bar{\theta}_0 e^{i\omega t}$  et les forces à la base sont reliées à leurs déplacements comme suit :

$$\begin{Bmatrix} V \\ M_0 \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_u + i\omega C_u & 0 \\ 0 & K_\theta + i\omega C_\theta \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_0 \\ \theta \end{Bmatrix} \quad (1.26)$$

Cela conduit à une écriture des équations d'équilibre 1.24, 1.25 et 1.26 dans le domaine fréquentiel. Ces équations s'écrivent sous la forme matricielle suivante :

$$\begin{cases} -m\omega^2(u + u_0 + h\theta) + k(1 + 2\xi i)u & = m\omega^2 u_g \\ -m\omega^2(u + u_0 + h\theta) + K_u(1 + 2\xi_u i + 2\xi_g i)u_0 & = m\omega^2 u_g \\ -mh\omega^2(u + u_0 + h\theta) + K_\theta(1 + 2\xi_\theta i + 2\xi_g i)\theta & = mh\omega^2 u_g \end{cases} \quad (1.27) \text{ Si on}$$

divise les deux premières lignes de l'équation 1.27 par  $(\omega^2 m)$  et la troisième par  $(\omega^2 mh)$ , le système d'équations devient :

$$\begin{bmatrix} \frac{\omega_s^2}{\omega^2}(1 + 2\xi i) - 1 & -1 & -1 \\ -1 & \frac{\omega_u^2}{\omega^2}(1 + 2\xi_u i + 2\xi_g i) - 1 & -1 \\ -1 & -1 & \frac{\omega_\theta^2}{\omega^2}(1 + 2\xi_\theta i + 2\xi_g i) - 1 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u \\ u_0 \\ h\theta \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} 1 \\ 1 \\ 1 \end{Bmatrix} u_g \quad (1.28)$$

où apparaissent les paramètres :

- de fréquence propre et de facteur d'amortissement de la structure sur base rigide :

$$\omega^2 = \frac{k}{m} \quad \text{et} \quad \xi = \frac{c}{2m\omega} \quad (1.29)$$

- de fréquence propre et de facteur d'amortissement d'un système sol structure où la structure est supposée parfaitement rigide et la rotation de la fondation est bloquée :

$$\omega_u^2 = \frac{K_u}{m} \quad \text{et} \quad \xi_u = \frac{C_u}{2m\omega_u} \quad (1.30)$$

- de fréquence propre et de facteur d'amortissement d'un système sol structure où la structure est supposée parfaitement rigide et la translation de la fondation est bloquée :

$$\omega_\theta^2 = \frac{K_\theta}{mh^2} \quad \text{et} \quad \xi_\theta = \frac{C_\theta}{2mh^2\omega_\theta} \quad (1.31)$$

En résolvant le système d'équations 1.28, on obtient :

$$\omega_s^2 u = - \left[ 1 + i2\xi - \frac{\omega^2}{\omega_s^2} - \frac{\omega^2}{\omega_u^2} \frac{1 + 4\xi\xi_u + i2(\xi - \xi_u)}{1 + 4\xi_u^2} - \frac{\omega^2}{\omega_\theta^2} \frac{1 + 4\xi\xi_\theta + i2(\xi - \xi_\theta)}{1 + 4\xi_\theta^2} \right] \ddot{u}_g \quad (1.32)$$

Considérons maintenant un oscillateur simple à un degré de liberté de même masse  $m$ , de pulsation propre  $\omega$  et d'amortissement  $\xi$  soumis à un déplacement harmonique  $\tilde{u}_g$  de pulsation  $\omega$  (cas de la structure encastré à sa base). La réponse harmonique de cet oscillateur est :

$$\left( 1 + 2i\xi - \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}^2} \right) u = \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}^2} \tilde{u}_g \quad (1.33)$$

L'oscillateur équivalent aura même réponse que la structure de la Figure 1.6 si les équations suivantes sont vérifiées :

$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + K \left[ \frac{1}{K_u} + \frac{h_{eff}^2}{K_\theta} \right]} \quad (1.34)$$

$$\tilde{\xi} = \frac{T^2}{\tilde{T}^2} \xi + \left[ 1 + \frac{T^2}{\tilde{T}^2} \right] \xi_g + \left[ \frac{T_u^2}{\tilde{T}^2} \xi_u + \frac{T_\theta^2}{\tilde{T}^2} \xi_\theta \right] \quad (1.35)$$

Le premier terme de l'amortissement  $\tilde{\xi}$  du système sol-structure (Equation 1.35), représente la contribution de l'amortissement visqueux de la structure. Le deuxième terme représente la contribution de l'amortissement matériel ou interne du sol. Les deux derniers termes représentent la contribution de l'amortissement radiatif ou géométrique du au frottement entre la fondation et le sol (Wolf et Deeks, 2004).

Afin d'examiner l'effet de la radiation d'énergie dans le sol, on considère en premier lieu une structure encastrée à sa base dans un milieu parfaitement rigide. Dans ce cas, l'énergie injectée par l'excitation dans la structure est dissipée par les non linéarités internes de la structure. On parle d'amortissement structurel dont on tient compte dans les modèles dynamiques par exemple en introduisant (de façon souvent forfaitaire) un facteur d'amortissement modal. Dans le cas où le couplage avec le sol ne peut être négligé, les oscillations de la fondation donnent naissance à un champ rayonné constitué d'ondes de volume et de surface. Dans un milieu-infini, ces ondes se propagent indéfiniment et ne restituent donc pas l'énergie qu'elles contiennent. Cela correspond à une dissipation apparente d'énergie dans le volume d'étude et tout se passe comme si le milieu présentait un amortissement, même si il est supposé élastique, linéaire, et non dissipatif. On parle d'amortissement géométrique pour souligner le fait que cette perte d'énergie n'est pas due aux propriétés mécaniques du sol, ou encore d'amortissement radiatif en référence aux ondes rayonnées par la fondation. Cet amortissement a évidemment un effet positif pour la sécurité de la structure, en réduisant l'amplitude maximale et la durée des oscillations (Roussillon, 2006).

### 1.5.2. Paramètres adimensionnels

Le choix d'une représentation simplifiée de l'ISS, autorisant un calcul analytique des fonctions d'impédances, a permis de déterminer, pour chacun des modèles les plus

courants de structures, les paramètres adimensionnels qui gouvernent le phénomène puis d'estimer, selon les valeurs de ces paramètres, la nature et l'importance de l'effet de l'ISS sur les caractéristiques dynamiques du système. D'après Veletsos et Meek (Veletsos et Meek, 1974) les paramètres les plus importants dans le cas le plus simple, celui d'une semelle circulaire sur un demi-espace, sont : le rapport des rigidités, le rapport d'élançement, le rapport de masses et d'autres paramètres et facteurs :

- Rapport de la rigidité de la structure à celle du sol :

$$\bar{s} = \frac{r}{v_s T} \quad (1.36)$$

$T$  est définie comme étant la période fondamentale de la structure supposée à base fixe.

- Rapport d'élançement :

$$\bar{h} = \frac{h}{r} \quad (1.37)$$

- Masse relative de la structure sur celle du sol :

$$\bar{m} = \frac{m}{\rho r^3} \quad (1.38)$$

- les coefficients d'amortissement de la structure  $\xi$  et du sol  $\xi_g$
- le coefficient de Poisson  $\nu$  du sol.

En utilisant les expressions (1.11), (1.12), (1.36), (1.37) et (1.38), l'allongement de la période et le facteur d'amortissement du système sol-structure peuvent être exprimés en fonction des paramètres adimensionnels :

$$\frac{\tilde{T}}{T} = \sqrt{1 + \frac{\bar{m}\bar{s}^2}{8} \left[ \frac{2-\nu}{\bar{h}^2} + 3(1-\nu) \right]} \quad (1.39)$$

$$\tilde{\xi} = \frac{T^2}{\tilde{T}^2} \xi + \left[ 1 - \frac{T^2}{\tilde{T}^2} \right] \xi_g + \frac{T^3}{\tilde{T}^3} \frac{\bar{m}\bar{s}^3}{\bar{h}} \left[ 0.036 \frac{2-\nu}{\bar{h}^2} + 0.028(1-\nu) \right] \quad (1.40)$$

### 1.5.3. Etude paramétrique

#### 1.5.3.1. Influence de l'épaisseur de la couche du sol sur l'ISS

Dans le but de caractériser les effets de l'ISS, l'influence de l'épaisseur de la couche du sol sur l'ISS est examinée. Les figures 1.7 et 1.8 montrent les variations relatives  $\tilde{T}/T$  et  $\tilde{\xi}_g$  en fonction du rapport de la rigidité de la structure à celle du sol ( $\bar{s}$ ). Le paramètre  $\bar{s}$  qui pèse la souplesse du sol relativement à celle de la structure est le paramètre essentiel de l'ISS. Les paramètres à prendre en considération dans cette étude paramétrique sont le rapport entre l'ancrage et le rayon de la fondation  $e/r$  (0; 0.5; 1 et 1.5) ainsi que le rapport d'élançement  $\bar{h}$  (1 et 3).

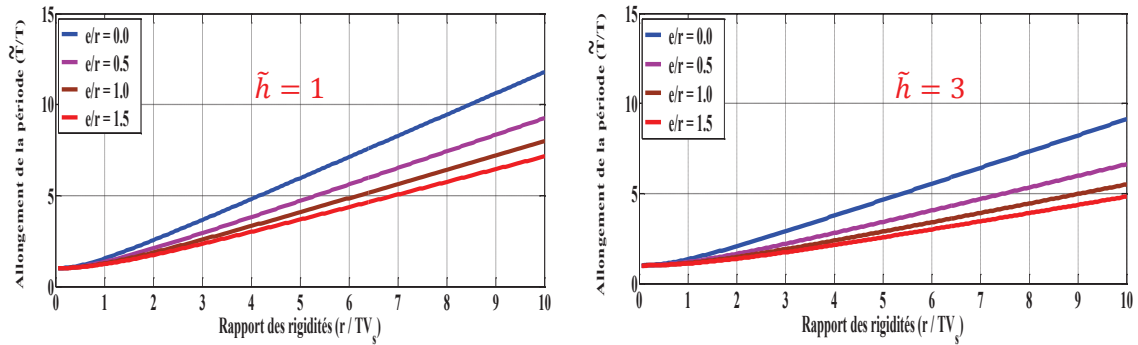


Figure 1.7 : Influence de l'ancrage de la fondation sur l'allongement de la période  $\tilde{T}/T$  ( $\tilde{m} = 3, \nu = 0.33, \xi = 0.05, \xi_g = 0.10$ )

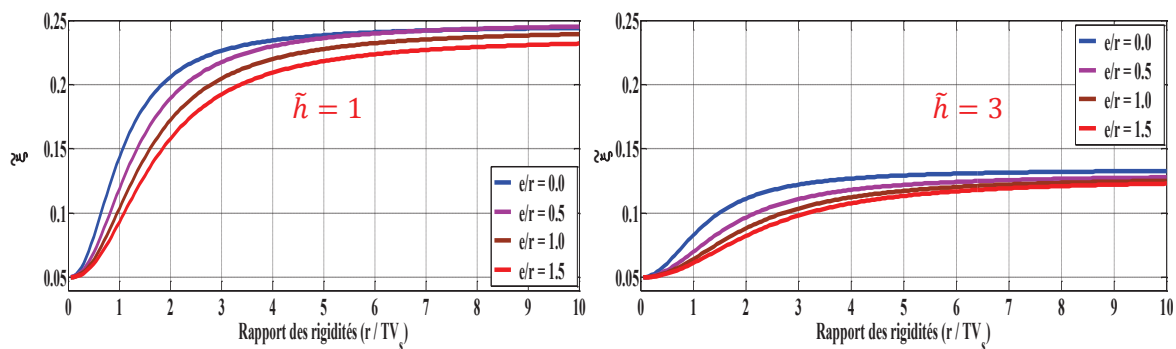


Figure 1.8 : Influence de l'ancrage de la fondation sur l'amortissement  $\tilde{\xi}$  ( $\tilde{m} = 3, \nu = 0.33, \xi = 0.05, \xi_g = 0.10$ )

La figure 1.7 met clairement en évidence que l'influence de l'ISS est d'autant plus prononcée que le sol de fondation est mou ( $\bar{s}$  croissant). Le principal effet constaté est l'augmentation (conforme à l'intuition) de la période du système quand  $\bar{s}$  augmente, autrement dit quand le sol est plus en plus souple par rapport à la structure.

La figure 1.8 montre que pour les structures non élancées ( $\tilde{h}$  petit) dont le mouvement de la fondation est principalement un mouvement de translation, la valeur de  $\tilde{\xi}$  augmente, contrairement aux cas des structures élancées ( $\tilde{h}$  grand), où le mouvement de rotation est prédominant.

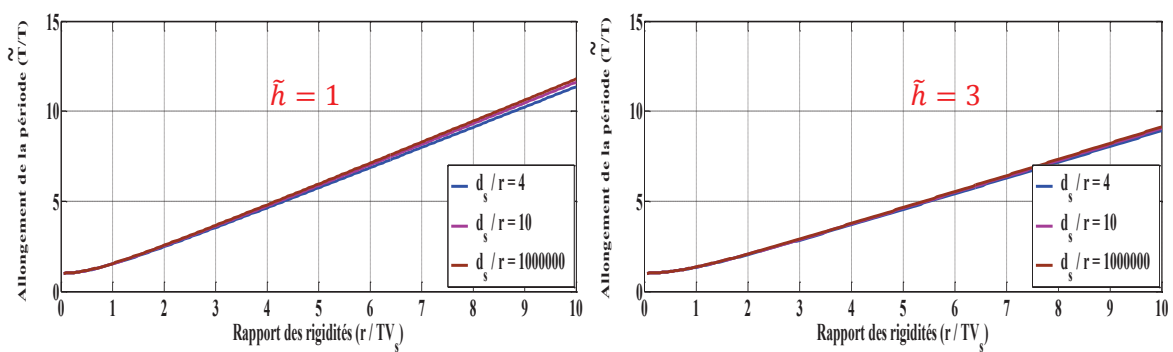
On constate aussi que la profondeur d'ancrage des fondations a pour effet d'augmenter les rigidités relatives et par conséquent la réduction de la période fondamentale et de l'amortissement du système sol-structure.

### 1.5.3.2. Influence de la profondeur du sol sur l'ISS

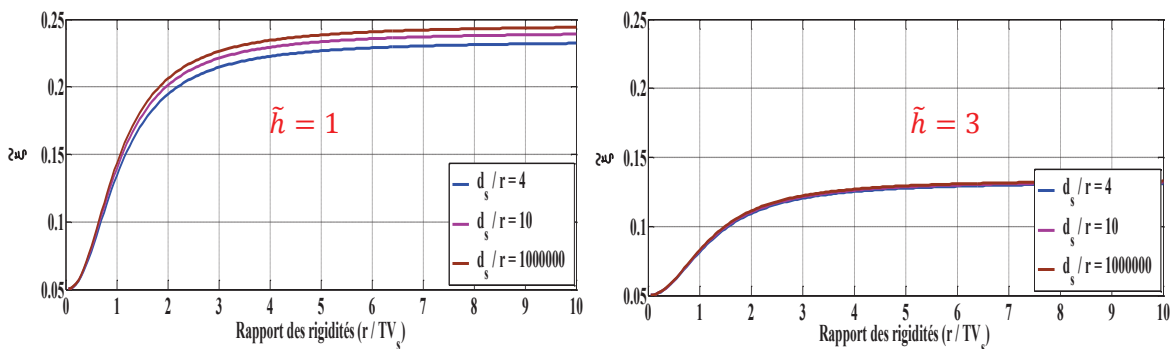
Un aspect également important est celui de la profondeur du substratum (couche rigide) sur l'ISS. L'épaisseur relative du sol  $d_s/r$  est le paramètre dont on doit tenir compte dans cette étude paramétrique.  $T_s$  est la période fondamentale de la couche du sol, elle est liée à l'épaisseur de la couche du sol  $d_s$  et la vitesse des ondes de cisaillement  $V_s$  ( $T_s = 4 d_s/V_s$ ).

- Pour une faible profondeur du substratum (faible épaisseur), la période fondamentale du système sol-structure est supérieure à celle du site. Dans ce cas, l'amortissement du système dépend seulement des amortissements internes de la structure et du sol et l'amortissement radiatif est pratiquement nul.
- Dans le cas d'un substratum profond (grande épaisseur), la période fondamentale du système sol-structure est inférieure à elle du site. Dans ce cas l'amortissement du système dépend essentiellement de l'amortissement radiatif résultant.

Les figures 1.9 et 1.10 montrent les variations relatives  $\tilde{T}/T$  et  $\tilde{\xi}_g$  respectivement en fonction du rapport de la rigidité de la structure à celle du sol ( $\bar{s}$ ), en faisant varier les valeurs de l'épaisseur relative du sol  $d_s/r$  (4, 10 et 100000) ainsi que le rapport d'élancement  $\tilde{h}$  (1 et 3). Elles sont tracées pour :  $\tilde{m} = 3$ ,  $\nu = 0.33$ ,  $\xi = 0.05$ , et  $\xi_g = 0.10$ .



**Figure 1.9 :** Influence de l'épaisseur de la couche du sol sur l'allongement de la période ( $\tilde{m} = 3$ ,  $\nu = 0.33$ ,  $\xi = 0.05$ ,  $\xi_g = 0.10$ )



**Figure 1.10 :** Influence de l'épaisseur de la couche du sol sur l'amortissement  $\tilde{\xi}$  ( $\tilde{m} = 3$ ,  $\nu = 0.33$ ,  $\xi = 0.05$ ,  $\xi_g = 0.10$ )

La figure 1.9 montre que l'influence de l'épaisseur de la couche du sol sur l'allongement de la période est pratiquement insignifiante. Il en est de même pour le rapport d'élancement.

D'après la figure 1.10, le facteur d'amortissement du système sol-structure est affecté par la variation de l'épaisseur de la couche du sol pour un rapport d'élancement égal à 1. L'amortissement du système sol-structure augmente quand l'épaisseur de la couche du sol augmente. Par contre, d'après la figure 1.10, on remarque que l'épaisseur de

la couche du sol n'a pas d'effet sur l'amortissement du système sol structure dans le cas des structures élancées ( $\tilde{h} = 3$ ).

#### 1.5.4. Analyse d'un système à plusieurs degrés de liberté

Le système sol-structure est représenté dans la Figure 1.11. La masse de la structure composée de  $n$  niveaux est concentrée au niveau des planchers. Chaque plancher est supposé rigide possédant ainsi un seul degré de liberté.

La base de la structure est une fondation circulaire rigide attachée à la surface par un demi-espace linéaire élastique défini par sa densité  $\rho$ , son module de cisaillement  $G$  et son coefficient de Poisson  $\nu$ .

Le système sol-structure est soumis à un mouvement horizontal identique à celui du champ libre  $u_0(t)$  et l'interaction cinématique est négligée.

Les déplacements des  $n$  niveaux en plus des deux déplacements dus à l'interaction à la base définissent la réponse du système.

Les équations de mouvement du système peuvent être exprimées par deux méthodes : la méthode fréquentielle en considérant la transformée de Fourier (ou de Laplace) et la méthode temporelle. Chacune des deux méthodes présente un avantage et un inconvénient ; la première offre une résolution exacte vu qu'on peut exprimer l'impédance de la fondation en fonction de la fréquence d'excitation au contraire de la deuxième où on doit travailler avec des valeurs constantes. De plus, la résolution du système d'équations d'équilibre peut être limitée aux premiers modes de vibration mais elle est restreinte au calcul linéaire.

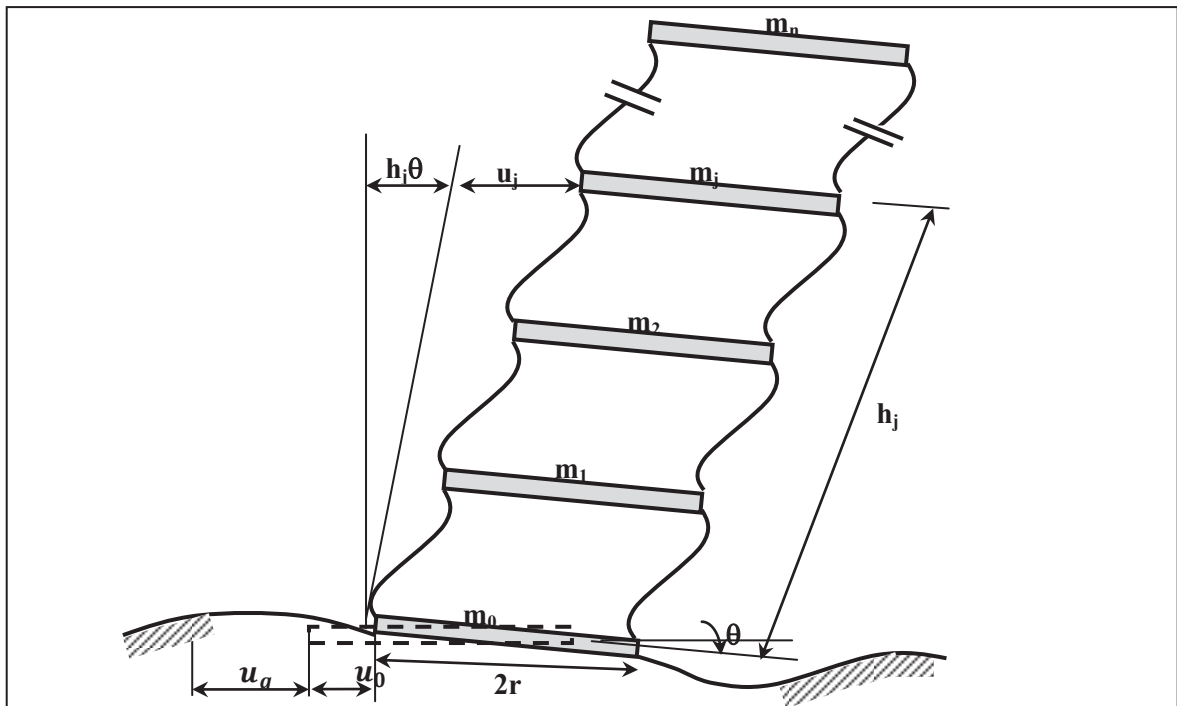
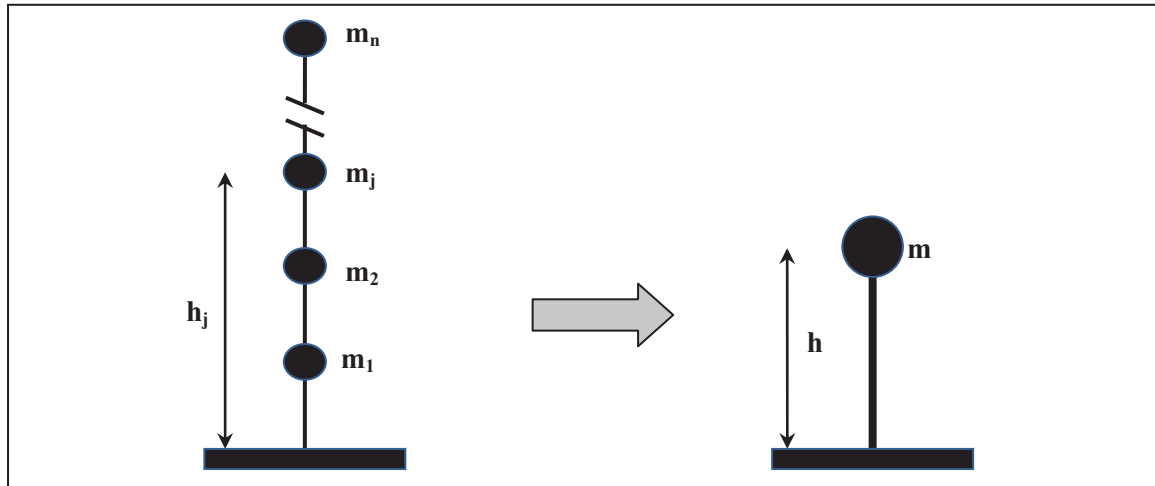


Figure 1.11 : Modèle du système sol-structure à  $n$  degrés de liberté



### 1.5.5. Conversion d'un système à plusieurs DDL à un seul DDL équivalent

Les expressions de l'allongement de la période et du facteur d'amortissement obtenues pour un système à un seul degré de liberté (équation 1.34 et 1.35) peuvent être appliquées à un système à plusieurs degrés de liberté (Figure 1.12) dominé par son mode fondamental de vibration.



**Figure 1.12 :** *Système à un seul degré de liberté équivalent*

La masse et la hauteur effectives doivent être identifiées de manière à ce que l'on obtienne les mêmes effets de l'interaction : l'effort tranchant à la base  $V$  et le moment de renversement  $M_0$  doivent être égaux pour les deux systèmes.

Pour le système à un seul degré de liberté, nous avons :

$$V = ku = \omega_s^2 mu \quad (1.41)$$

$$M_0 = hku = \omega_s^2 hmu \quad (1.42)$$

Pour le système à plusieurs degrés de liberté, les équations de mouvement de la structure à base fixe peuvent être écrites sous la forme :

$$M\ddot{u} + C\dot{u} + Ku = R \quad (1.43)$$

Le vecteur  $u$ , qui est fonction du temps, est le vecteur des déplacements relatifs de la structure. Les matrices  $M, C$  et  $K$  sont les matrices masse, amortissement et rigidité de la structure et  $R$  est le vecteur des forces.

L'équation (1.43) peut être transformée en amplitudes modales :

$$\ddot{y}_j + 2\xi_j\omega_j\dot{y}_j + \omega_j^2 y_j = \phi_j^T R \quad (1.44)$$

Dans cette équation,  $\phi_j$  est le mode  $j$  de vibration libre qui correspond aux fréquences naturelles  $\omega_j$  et  $\xi_j$  représente le coefficient d'amortissement modal.

$y$  est le vecteur des amplitudes modales, ce vecteur est lié au vecteur de déplacements par la matrice modale  $\Phi$  comme suit :

$$u = \Phi y \quad (1.45)$$

Le vecteur des forces  $R$  peut être écrit sous la forme :

$$RV = -Me\ddot{u}_g \quad (1.46)$$

Le vecteur  $e$  contient la valeur 1 pour les degrés de liberté horizontaux et zéro pour les autres.

On montre que  $y$  est en relation avec  $u$  sous l'écriture suivante :

$$y = \frac{\Phi^T M e}{\Phi^T M \Phi} u \quad (1.47)$$

L'effort tranchant et le moment de renversement, dans ce cas, s'écrivent comme suit :

$$V = \omega_s^2 e^T M \Phi u \quad (1.48)$$

$$M_0 = \omega_s^2 h^T M \Phi u \quad (1.49)$$

En égalant les deux valeurs de l'effort tranchant, on trouve la masse effective  $m$  :

$$m = \frac{(\sum_j m_j \phi_j)^2}{\sum_j m_j \phi_j^2} \quad (1.50)$$

En égalant les deux valeurs du moment de renversement, on trouve la hauteur effective  $h$  :

$$h = \frac{\sum_j m_j \phi_j h_j}{\sum_j m_j \phi_j} \quad (1.51)$$

où  $m_j$ ,  $h_j$  et  $\phi_j$  sont respectivement la masse au niveau  $j$ , la hauteur du niveau  $j$  mesurée à partir de la base et le mode fondamental de la structure à base fixe au niveau  $j$ .

## 1.6. Approches réglementaires

Dans un souci de simplifier la tâche de l'ingénieur, les règlements de construction définissent l'excitation sismique par ses effets sur les structures. Dans ce but, les spectres de réponses élastiques fournissent la réponse maximale d'oscillateurs linéaires élastiques pour un niveau de séisme donné sur une configuration géotechnique donnée. Si le comportement de la structure s'apparente à celui d'un oscillateur, le maximum de sa réponse s'obtient par lecture directe des spectres. Si son comportement dynamique est régi par un ensemble de modes propres, la réponse maximale s'obtient par combinaison des maxima modaux. Cette description du mouvement de sol permet une analyse simple des bâtiments dont la fondation est de petite dimension au regard des longueurs d'ondes.

Dans la plupart des études sismiques, on considère la structure ancrée à sa base dans un milieu infiniment rigide. Ne pas tenir compte de la souplesse du sol et des

éléments de fondation, ni de leur capacité à dissiper une partie de l'énergie sismique peut conduire à des résultats différents. Les raisons pour lesquelles l'ISS n'est pas prise en considération le plus souvent dans les études d'ingénierie, sont essentiellement liées à la complexité des méthodes utilisées ainsi qu'au manque de données sur le sol.

La complexité du processus d'analyse de l'ISS est la cause principale de son ignorance de la part des codes sismiques, à l'exception de l'Eurocode 8 où l'effet ISS est considéré dans les cas suivants :

- Structure où l'effet P- $\Delta$  joue un rôle important.
- Structures avec des fondations massives ou profondes, comme les piles de pont, les caissons en mer et silos.
- Structures minces de grande hauteur comme les tours et les cheminées.
- Structures édifiées sur les sols très mous, ayant une vitesse des ondes de cisaillement moyenne de moins de 100 m/s.

L'Eurocode 8 impose de considérer l'interaction cinématique dans les cas où au moins deux des conditions suivantes sont vérifiées :

- le profil du sol de fondation appartient à la classe C (sol mou), ou de mauvaise qualité et comporte des couches successives ayant des raideurs très différentes,
- la zone de sismicité est modérée ou forte,
- la superstructure appartient à la catégorie d'importance I ou II (Catégorie d'importance I : Bâtiments d'importance mineure pour la sécurité des personnes, par exemple, bâtiments agricoles, etc. ; Catégorie d'importance II : Bâtiments courants n'appartenant pas aux autres catégories).

Dans les dispositions NEHRP (FEMA 450), est intégrée une procédure pour tenir compte de la flexibilité de la fondation et du sol pour évaluer la force latérale équivalente. Cette procédure a conduit à une réduction de l'effort tranchant et une augmentation des déplacements et des effets P- $\Delta$ . Il faut noter que l'ISS ne peut pas être utilisée pour réduire l'action de plus de 25%.

Les directives NEHRP (FEMA 273), suggèrent aussi de considérer l'ISS pour les sols mous dans lesquels une augmentation de la période fondamentale se produit en raison de l'ISS, dont il résulte une augmentation de l'accélération spectrale.

### 1.6.1. Calcul de l'effort tranchant à la base

L'effort tranchant à la base d'une structure sans prise en compte des effets de l'ISS est exprimé selon le code américain BSSC (Building Seismic Safety Council) (NEHRP, 1997) par l'expression suivante :

$$V = C_s W \quad (1.52)$$

où  $W$  est le poids de la structure et  $C_s$  est le coefficient de la réponse sismique, il est fonction du coefficient d'accélération de zone, propriétés du site et caractéristiques de la structure. Ces caractéristiques représentent essentiellement la période fondamentale de la structure à base fixe  $T$ , le facteur d'amortissement de la structure  $\xi$  et le coefficient de comportement (capacité de déformation plastique avant rupture).

Pour le code national algérien (RPA-99, version 2003)  $C_s$  représente le rapport suivant (RPA-99, 2003) :

$$C_s = \frac{ADQ}{R} \quad (1.53)$$

$A$  est le coefficient d'accélération de zone,  $D$  est le coefficient dynamique,  $Q$  est le facteur de qualité et  $R$  est le coefficient de comportement.

L'expression de l'effort tranchant peut être transformée sous la forme suivante:

$$V = C_s(T, \xi)\bar{W} + C_s(T, \xi)(W - \bar{W}) \quad (1.54)$$

$\bar{W}$  est le poids effectif de la structure dans le mode fondamental de vibration. Il est exprimé par la relation suivante :

$$\bar{W}_n = \frac{(\sum_{i=1}^n W_i \phi_{in})^2}{\sum_{i=1}^n W_i \phi_{in}^2} \quad (1.55)$$

Le premier terme de l'équation (1.54) représente la contribution du mode fondamental et le deuxième terme représente la contribution des modes supérieurs (NEHRP, 1997).

Bielak (Bielak, 1976), Jennings et Bielak (Jennings et Bielak, 1973) et d'autres ont montré que l'ISS n'affecte essentiellement que le mode fondamental. L'effort tranchant dans le cas de l'interaction du sol avec la structure peut s'écrire de la même façon que l'expression (1.54) :

$$\tilde{V} = C_s(\tilde{T}, \tilde{\xi})\bar{W} + C_s(T, \xi)(W - \bar{W}) \quad (1.56)$$

La réduction de l'effort tranchant est donc déterminée par l'expression :

$$\Delta V = V - \tilde{V} \quad (1.57)$$

Si on remplace  $V$  et  $\tilde{V}$  par ses expressions, on obtient :

$$\Delta V = [C_s(T, \xi) - C_s(\tilde{T}, \tilde{\xi})]\bar{W} \quad (1.58)$$

Arias et Husid (Arias et Husid, 1962) ont exprimé  $C_s(\tilde{T}, \tilde{\xi})$ , représenté à la figure (1.13), par l'approximation suivante :

$$C_s(\tilde{T}, \tilde{\xi}) = C_s(\tilde{T}, \xi) \left( \frac{\xi}{\tilde{\xi}} \right)^{0.4} \quad (1.59)$$

$\Delta V$  devient après substitution de cette dernière relation dans l'expression (1.58) :

$$\Delta V = \left[ C_s(T, \xi) - C_s(\tilde{T}, \xi) \left( \frac{\xi}{\tilde{\xi}} \right)^{0.4} \right] \bar{W} \quad (1.60)$$

Cette réduction est représentée à la Figure 1.13. Bien que l'effort tranchant  $\tilde{V}$  soit toujours inférieur à  $V$ , le BSSC (NEHRP, 1997) n'admet en aucun cas une réduction plus de 30 % de l'effort  $V$  :

$$\tilde{V} \geq 0.70V \quad (1.61)$$

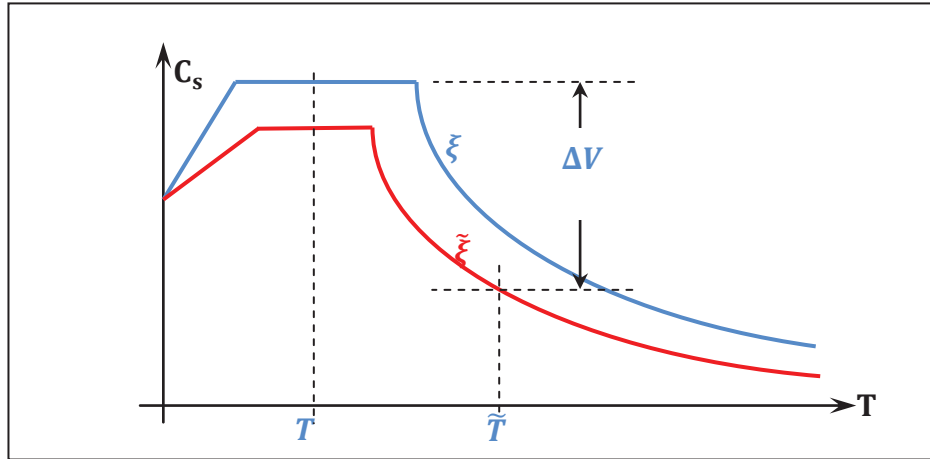


Figure 1.13 : Réduction de l'effort tranchant due à l'ISS

### 1.6.2. Calcul de la période effective

La période effective de la structure est calculée comme suit :

$$\tilde{T} = T \sqrt{1 + \frac{K}{K_u} \left( 1 + \frac{K_u h^2}{K_r} \right)} \quad (1.62)$$

$K$ : est la rigidité de la structure à base fixe définie comme suit :

$$K = 4\pi^2 \left( \frac{W}{gT^2} \right) \quad (1.63)$$

où  $h$  est la hauteur effective de la structure. Elle est définie par sa hauteur totale dans le cas d'un système à un seul degré de liberté et par 70% de la hauteur totale du bâtiment dans le cas d'un système à plusieurs degrés de liberté.

Le tableau 1.2 représente les valeurs moyennes du module de Young  $G$  et la vitesse des ondes de cisaillement  $V_s$  utilisées dans le calcul de l'impédance de la fondation proposé (NEHRP, 1997).

Tableau 1.2. : Dégradation du module de sol et la vitesse des ondes avec le coefficient d'accélération de zone (NEHRP, 1997).

Pic de l'accélération du sol (g)	<0.10	<0.15	0.20	>0.10
$G/G_0$	0.81	0.64	0.49	0.42
$V_s/V_{s,0}$	0.90	0.80	0.70	0.65

où  $V_{s,0}$  est la moyenne de la vitesse des ondes de cisaillement des sols au-dessous de la fondation au niveau des petites déformations,  $G_0 = \gamma V_{s,0}^2 / g$  est la moyenne du module

d'élasticité des sols au-dessus de la fondation au niveau des petites déformations,  $\gamma$  est la moyenne des poids volumiques des sols et  $g$  est l'accélération de la pesanteur.

### 1.6.3. Calcul du facteur d'amortissement effectif

Le facteur d'amortissement effectif du système sol-structure  $\tilde{\xi}$  est calculé comme suit :

$$\tilde{\xi} = \tilde{\xi}_0 + \frac{\xi}{\left(\frac{\tilde{T}}{\bar{T}}\right)^3} \quad (1.64)$$

La valeur de  $r$  qui caractérise la dimension de la fondation est déterminée comme suit :

$$\text{Pour } \frac{h}{L_0} \leq 0.5 \quad r = r_1 = \sqrt{\frac{A_0}{\pi}} \quad (1.65)$$

$$\text{Pour } \frac{h}{L_0} \geq 1 \quad r = r_2 = \sqrt[4]{\frac{4I_0}{\pi}} \quad (1.66)$$

où  $L_0$ ,  $A_0$  et  $I_0$  sont respectivement la longueur, l'aire et le moment d'inertie de la fondation dans la direction considérée. Pour des valeurs intermédiaires de  $h/L_0$ ,  $r$  doit être déterminé par interpolation linéaire.

### 1.6.4. Calcul des déplacements

Le déplacement peut être obtenu en utilisant l'expression suivante :

$$\tilde{u}_j = \frac{\tilde{V}}{V} \left( \frac{M_0 h_j}{K_r} + u_j \right) \quad (1.67)$$

où  $M_0$  est le moment de renversement à la base de la structure à base fixe,  $h_j$  est la hauteur du niveau mesurée à partir de la base et  $u_j$  est le déplacement du niveau considéré sans prise en compte des effets de l'ISS.

### 1.6.5. Analyse modale

Dans le cas d'une analyse modale avec ISS, l'effort tranchant correspondant au mode fondamental est calculé conformément à l'expression (1.57) tout en considérant l'effort tranchant correspondant au mode fondamental  $V_1$  :

$$\tilde{V}_1 = V_1 - \Delta V_1 \quad (1.68)$$

$\Delta V_1$  doit être calculé en considérant l'expression (1.60).  $\bar{W}_1$  est calculé comme suit :

$$\bar{W}_1 = \frac{(\sum_{i=1}^n W_1 \phi_{i1})^2}{\sum_{i=1}^n W_1 \phi_{i1}^2} \quad (1.69)$$

$C_s$  et  $\tilde{C}_s$  sont calculés en utilisant la période fondamentale de la structure à base fixe  $T_1$  et la période fondamentale de la structure à base flexible  $\tilde{T}_1$ .

En ce qui concerne la période  $\tilde{T}_1$ , son calcul est fait conformément à l'expression (3.62), prendre  $T = \tilde{T}_1$ , évaluer  $\bar{K}$  de l'expression (1.63) avec  $\bar{W} = \bar{W}_1$  et calculer  $\bar{h}$  comme suit :

$$\bar{h} = \frac{\sum_{i=1}^n W_1 \phi_{i1} h_i}{\sum_{i=1}^n W_1 \phi_{i1}} \quad (1.70)$$

### 1.6.7. Autres effets

La distribution des forces sismiques sur la hauteur de la structure, les efforts tranchants aux étages, les moments de renversement et de torsion, les déplacements inter-étages et les effets P- $\Delta$  doivent être évalués en tenant compte des efforts et des déplacements calculés en tenant compte de l'ISS.

## 1.7. Conclusions

Maîtriser et réduire si besoin la vulnérabilité d'une structure nécessite non seulement une bonne connaissance des matériaux et de leurs comportements face à des sollicitations dynamiques, mais aussi et surtout une bonne connaissance des conditions aux limites de la structure, c'est-à-dire de l'interface entre le lieu où ces sollicitations prennent naissance et la structure elle-même.

L'ISS a depuis toujours été considérée comme un facteur essentiel contrôlant la réponse sismique des ouvrages. Les codes parasismiques récents exigent la prise en compte de l'importance de l'ISS pour les structures massives sur sol mou.

Nous nous sommes intéressés dans ce premier chapitre aux notions générales sur l'ISS et à son effet sur la réponse du système. Les principales approches ont été présentées pour illustrer l'effet de cette interaction sur la réponse de la structure en présence du sol.

Il est difficile de savoir a priori si l'ISS a une influence positive ou négative sur le comportement de la structure. Elle peut théoriquement, selon les cas, contribuer à amplifier ou à diminuer les déplacements à l'intérieur de la structure. Dans le cadre d'une conception basée sur l'atteinte d'objectifs de performance (Performance Based Design, PBD) (**chapitre 2**) dans laquelle la détermination du déplacement de la structure est un élément clé, la question devient essentielle de savoir comment l'interaction entre le sol et la structure à comportement non linéaire peut modifier la demande sismique et la capacité de la superstructure. C'est cette exigence qui justifie le **chapitre 3** dans lequel nous traiterons de la prise en compte de l'ISS dans le cadre d'une approche capacitive pour l'estimation de la réponse.

## **Chapitre 2**

---

# **Procédures de conception sismique basées sur la performance**

---



## Procédures de conception sismique basées sur la performance

### 2.1. Introduction

Dans le passé, les prescriptions et les dispositions des codes de conception parasismique applicables aux ouvrages à risque normal étaient basées sur l'expérience. Elles étaient périodiquement révisées et affinées après les forts tremblements de terre. La plupart des codes parasismiques adoptent des procédures de calcul à l'état limite dans lesquelles certaines vérifications en termes de forces et en déformations doivent être satisfaites pour assurer la sécurité de la structure et par conséquent éviter la ruine. Ces vérifications s'effectuent en définissant un séisme de calcul unique vis-à-vis duquel on évalue la performance structurale.

Les méthodes de calcul élastique simplifiées ont été quasi systématiquement utilisées dans le dimensionnement sismique des structures en béton armé depuis de nombreuses années. Elles sont faciles à mettre en œuvre et bien assimilées par les ingénieurs. Cependant, l'approche élastique ne peut fournir qu'une compréhension limitée du comportement sismique réel, la réponse non linéaire d'une structure en termes de déplacement, ductilité, distribution des dommages, mode de ruine, étant largement inexplorés.

Actuellement, le comportement des structures en zones sismiques est de plus en plus évalué par la méthode de performance sismique (Performance Based Design). Au lieu de se focaliser sur les sollicitations, dont la détermination reste très imprécise, il repose sur la qualification de la structure en termes de capacité en visant à lui conférer les aptitudes nécessaires à supporter favorablement les sollicitations sismiques par la dissipation de l'énergie sous forme de déformations plastiques.

Les techniques d'analyse de structures consistent essentiellement à comparer un paramètre d'exigence avec un paramètre de capacité. L'effort tranchant a été le paramètre utilisé traditionnellement pour la conception parasismique des bâtiments. L'ingénieur calcule la sollicitation (la force) provoquée par un séisme donné (ou plusieurs) à la base de l'édifice, et la compare à la résistance du bâtiment. Dans le calcul traditionnel, les forces sont réduites d'une manière artificielle, afin de garder la conception dans le domaine élastique. Dans le domaine post-élastique, le dommage apparaît progressivement, en diverses parties du bâtiment, provoquant la plastification de certains éléments. Il apparaît par conséquent une redistribution des efforts, la demande (sollicitation sismique) dépendant ainsi du comportement de chaque composant. De cette manière,

l'endommagement est plus sensible, en général, au déplacement qu'à la force. Ces facteurs ont conduit au développement des outils d'analyse non linéaire, tel que la méthode temporelle non linéaire (Chiroiu, 2004). Toutefois, cette méthode est relativement complexe pour un usage généralisé.

Depuis deux décennies, les méthodes de type quasi-statique, communément appelées méthodes « Pushover » se sont développées en cherchant à estimer la capacité de la structure à résister au séisme sans avoir recours à une analyse dynamique. Ces méthodes sont maintenant bien présentes au sein des codes de protection parasismique comme l'Eurocode 8 (méthode N2 de Fajfar) ou le FEMA-273. En dépit de leur simplicité conceptuelle par rapport à une approche rigoureuse du problème, il est reconnu que ces méthodologies permettent de bien cerner la capacité structurelle vis-à-vis d'un séisme donné. Leur principe peut être schématisé de la façon suivante : il s'agit de modéliser la structure par une technique de discrétisation spatiale (principalement la méthode aux éléments finis), de construire une courbe dite de Pushover qui prend la forme d'un effort tranchant à la base en fonction d'un déplacement en tête de la structure, et à partir de cette courbe, de définir des modèles simplifiés qui permettent d'obtenir la réponse de la structure soumise à une excitation donnée. Plusieurs approches simplifiées ont été développées, telles que la méthode des coefficients de déplacement, du déplacement équivalent ou encore du spectre de capacité (ATC 40, 1996 ; Comartin et al., 2000 ; Fajfar, 1999-2000 ; Chopra & Goel, 1999 ; Priestley, 2000).

Ce présent chapitre illustre les principes et les objectifs de la conception parasismique et donne un aperçu sur les notions de conception en termes de performance en introduisant les définitions nécessaires relatives aux niveaux de performance et les états limites à considérer. Un bref aperçu est également donné sur deux différentes méthodes de calcul et de dimensionnement qui existent actuellement (ATC 40 et la méthode N2). On présentera également le principe de l'analyse Pushover et son fondement théorique. Enfin, on fera le point sur le facteur de réduction qui est un paramètre important dans la formulation du facteur de comportement et par conséquent pour la détermination des efforts de calcul agissant sur la structure.

## 2.2. Principes et objectifs de la conception parasismique

La conception parasismique pour les structures courantes de Génie Civil est basée sur le principe de ductilité et de dimensionnement en capacité. En vue d'un dimensionnement optimal des structures, les ingénieurs sont tenus de trouver un compromis entre les exigences structurales de résistance, rigidité et ductilité d'une part, et les objectifs d'utilisation et de fonction relevant d'exigences architecturales d'autre part.

Les normes de calcul parasismique résultent de l'expérience acquise en matière de calcul et de construction ainsi que de l'étude du comportement des structures lors de séismes. L'objectif global du projet d'une structure parasismique est de définir une structure capable de subir, sans s'effondrer, les déformations engendrées par l'action sismique. Cet objectif peut être atteint avec succès par des structures répondant à différents modes de conception et ayant divers degrés de capacité de dissipation d'énergie par déformations plastiques (figure 2.1), en particulier :

- a. des structures où les déformations sont essentiellement élastiques (structure résistante et rigide).

- b. des structures qui forment une seule zone plastique significative, généralement en base. Exemple de comportement global de structure non dissipatif qui peut s'effondrer dans un mécanisme n'impliquant qu'un seul étage.
- c. des structures où sont formées de nombreuses zones dissipatives.

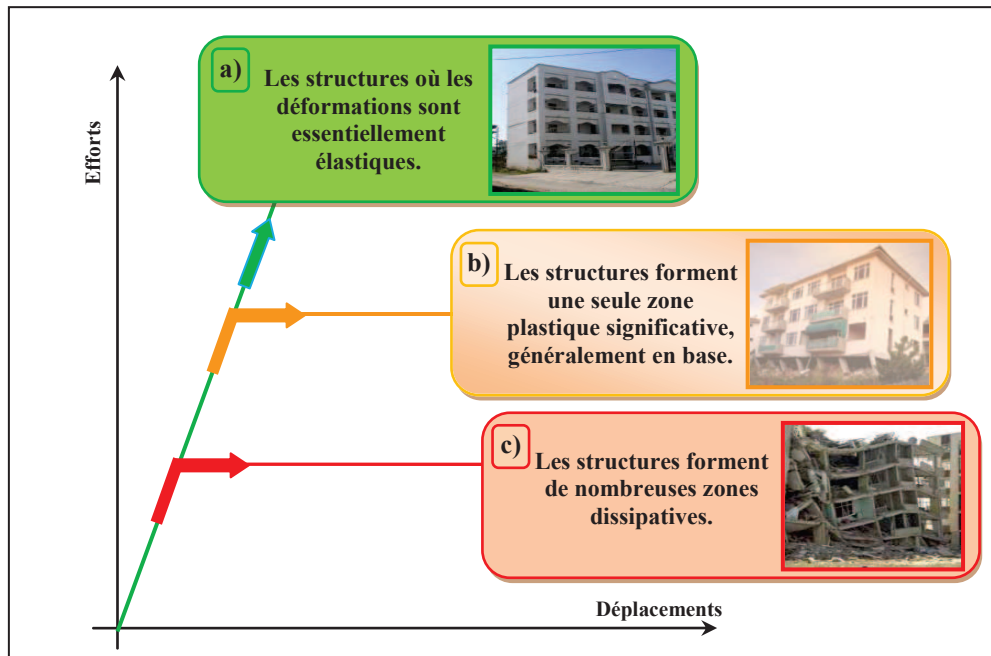


Figure 2.1 : Comportement des structures.

Bien que la sécurité des personnes en situation de risque sismique élevé soit l'objectif principal des codes contemporains tels que (Eurocode 8, 2004 ; ATC 34, 1995), les considérations économiques acceptent l'hypothèse que la structure puisse se comporter inélastiquement et subir des dommages jusqu'à un certain niveau (tant que la sécurité des personnes est assurée).

Puisque les niveaux d'endommagement qu'une structure doit tolérer ne peuvent être prédits par des procédures d'analyse linéaire, un facteur modificateur de la réponse nommé facteur de comportement est utilisé pour prendre en compte la réponse non linéaire des structures en définissant des systèmes linéaires équivalents (soit en termes de déplacement soit en termes d'énergie).

### 2.3. Facteur de comportement

Le facteur de comportement est utilisé dans les codes de conception européens et américains. Il est dans ces codes noté respectivement  $q$  et  $R$ . Il joue un rôle clef dans une stratégie de dimensionnement se voulant la plus économique possible, car il permet de réduire les forces obtenues par une analyse linéaire afin de tenir compte de la réponse non linéaire d'une structure. Ce facteur est lié au matériau, au système structural de contreventement et aux méthodes de dimensionnement. Il peut être relativement élevé pour les structures métalliques, en comparaison de celui retenu pour d'autres types de structures, à condition que la ductilité de la structure puisse être effectivement mobilisée durant la réponse au séisme. Donc, on peut dire que le facteur de comportement  $R$  tient compte

simultanément de la demande de ductilité associée à l'action sismique et des ressources dissipatives d'énergie disponibles dans la structure.

La détermination de ce facteur peut s'effectuer en considérant un système à un seul DDL équivalent et dont la relation non-linéaire entre force et déplacement est idéalisée en une courbe bi-linéaire (Figure 2.2) :

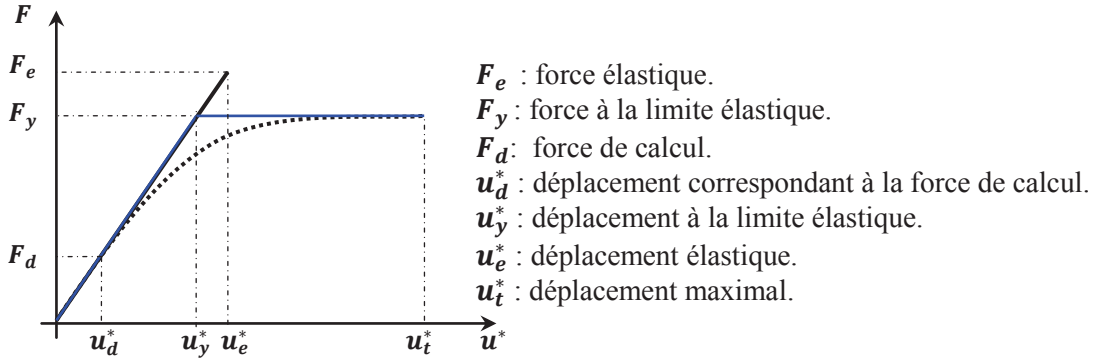


Figure 2.2 : Courbe force-déplacement

sachant que :

$$F_y = K^* u_y^* = M^* \omega^2 u_y^* \quad (2.1)$$

et

$$\mu = \frac{u_t^*}{u_y^*} \quad (2.2)$$

où :  $F_y$  : force correspondant à la limite élastique.

$M^*$  : masse équivalente du système.

$\omega$  : pulsation

$\mu$  : facteur de ductilité.

Ces expressions montrent que la ductilité et la force à la limite élastique sont liées.

Si on suppose que le système possède une certaine capacité de déformation dans le domaine non-linéaire, alors la force  $F_y$  doit être au moins égale à la force appliquée (force sismique). Cette approche peut être écrite sous la forme suivante :

$$F_y = \frac{M^* S_{ae}}{R_\mu} \quad (2.3)$$

avec

$$R_\mu = \frac{F_e}{F_y} = \frac{M^* S_{ae}}{F_y} \quad (2.4)$$

$S_{ae}$ : accélération élastique.

$R_\mu$  : facteur de réduction de la force, qui dépend de la ductilité et de la période de la structure

Une expression similaire est généralement disponible dans les codes parasismiques, à la différence que la force  $F_y$  de l'équation (2.1) représente la force réelle tandis que celle utilisée dans les codes représente la force de calcul (inférieure à  $F_y$ ) cette différence est due essentiellement au mécanisme de sur-résistance.

En tenant compte de cette propriété on peut déterminer le rapport entre la force réelle et celle de calcul, noté  $R_s$  (facteur de force ou de sur-résistance) comme suit :

$$R_s = \frac{F_y}{F_d} \quad (2.5)$$

$$R = \frac{F_e}{F_d} = \frac{F_e}{F_y} \frac{F_y}{F_d} = R_\mu R_s \quad (2.6)$$

Ainsi, on conclut que le facteur de comportement global  $R$  qui est le rapport entre la force élastique et la force de calcul, peut être défini comme étant le produit du facteur  $R_\mu$  (qui dépend de la ductilité) et du facteur  $R_s$  (qui dépend de la sur-résistance).

Le facteur de comportement dans les règlements américains est noté  $R$ . Ses valeurs sont comprises entre 1 et 8. Dans les années 1980, un programme de recherche expérimentale conduit par l'université de Berkeley a permis de formuler le facteur de comportement  $R$  comme le produit de trois facteurs tenant respectivement compte de la ductilité, de la sur-résistance et de l'amortissement visqueux (expression 2.7) :

$$R = R_\mu R_s R_\zeta \quad (2.7)$$

$R_\zeta$ : facteur qui dépend de l'amortissement.

Sans données complémentaires précises, les valeurs des facteurs  $R_s$  et  $R_\zeta$  sont prises égales à l'unité ( $R = R_\mu$ ). Plusieurs méthodes ont été proposées dans la littérature pour évaluer les facteurs de réduction  $R_\mu$  en se basant sur deux paramètres structurels à savoir : la sur-résistance et la ductilité (Tassios, 1989a ; Tassios, 1989b).

Miranda et Bertero (Miranda et Bertero, 1994) ont constaté que les facteurs de réduction de résistance sont principalement influencés par la demande maximale de ductilité en déplacement, la période du système structurel et les conditions du site. Lam et al. (Lam et al., 1998) ont développé une relation entre le facteur de réduction de ductilité  $R_\mu$  et la ductilité des systèmes à un seul degré de liberté linéaires élastiques parfaitement plastiques (où  $R = R_\mu$ ) afin de rationaliser les dispositions de conception parasismique des codes de pratique. Borzi et Elnashai (Borzi et Elnashai, 2000) ont employé un enregistrement de tremblement de terre pour estimer des valeurs pour les facteurs de réduction de la force nécessaire à atteindre par la structure, et ne pas dépasser un niveau prédéterminé de la ductilité. Il a été constaté que les facteurs de modification en vigueur ne sont que légèrement influencés par la forme du modèle hystérétique et qu'ils sont encore moins sensibles aux caractéristiques dynamiques du mouvement du sol. Cuesta et al. (Cuesta et al., 2003) ont unifié les résultats tirés de deux approches différentes pour déterminer les rapports  $R - \mu - T$ , où le contenu fréquentiel des mouvements du sol est

considéré. Plus récemment, Lee et Foutch (Lee et Foutch, 2006) ont utilisé différents facteurs  $R$  pour la conception des structures en acier. Dans leur étude, il a été constaté que les facteurs  $R$  recommandés fournissent des conceptions conservatrices pour certaines structures considérées. Karavasilis et al. (Karavasilis et al., 2007) ont proposé des expressions simplifiées pour estimer le facteur de comportement des cadres en aciers résistants au moment, basée sur l'analyse statistique des résultats des analyses dynamiques non linéaires. A travers leurs analyses, ils ont déduit des relations empiriques utilisables à des fins de conception).

La Figure 2.3 illustre la variété des propositions du facteur  $R_\mu$  selon (Newmark et Hall, 1982 ; Hidalgo et al., 1990 ; Krawinkler et Nassar, 1992 ; Miranda et Bertero, 1994 ; Vidic et al., 1994 ; Borzi et Elnashai ; 2000).

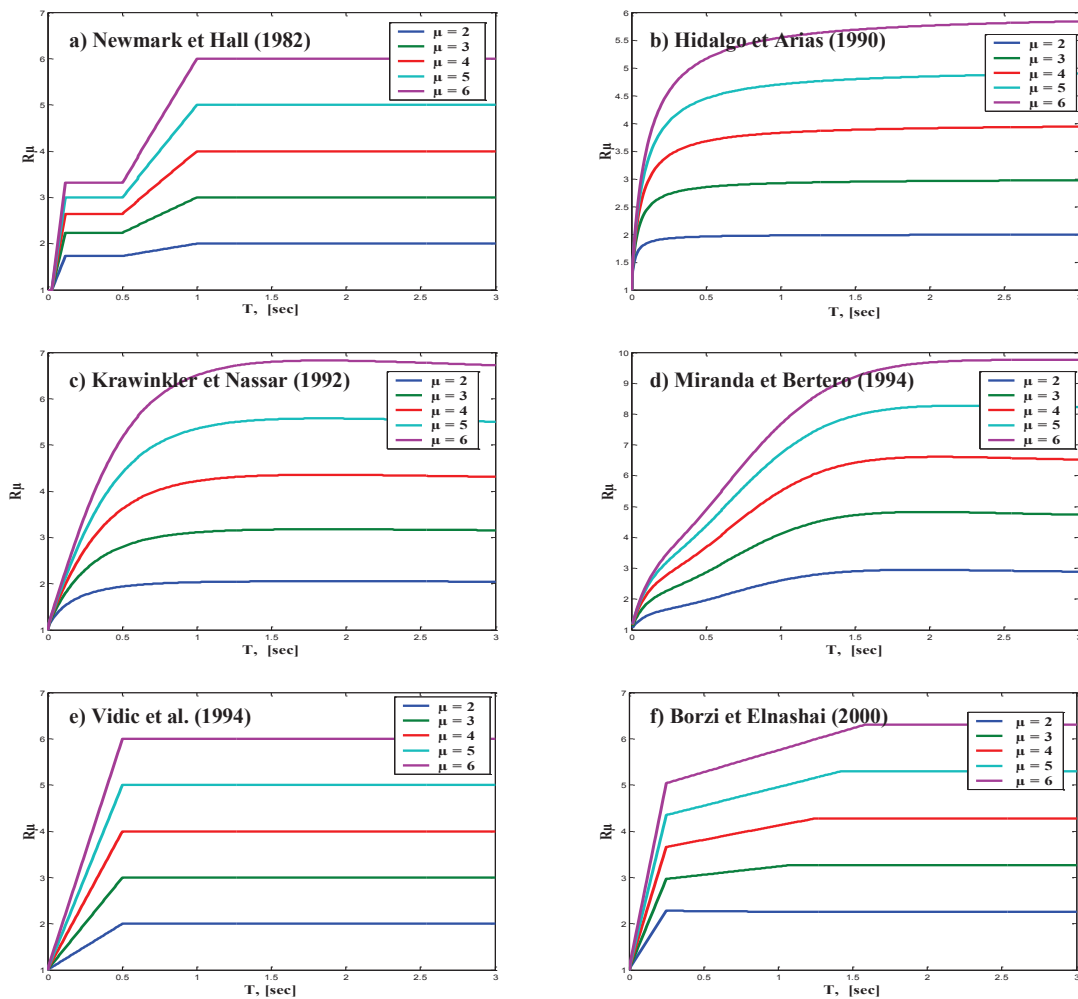


Figure 2.3 : Différentes propositions du facteur  $R_\mu$

## 2.4. Méthodes d'analyse

L'objectif principal des codes parasismiques est d'assurer de manière fiable un niveau satisfaisant de sûreté et d'opérabilité vis-à-vis des aléas naturels. Pour ce faire, ils proposent plusieurs procédures de calcul. Les structures doivent être en mesure de résister aux tremblements de terre d'une manière quantifiable et présenter des niveaux de performance cible, correspondant à des niveaux de dommages économiquement et

socialement acceptables. Pour évaluer la performance structurelle, les codes suggèrent l'utilisation de différents types de méthodes d'analyse : statique linéaire, statique non linéaire, dynamique linéaire et dynamique non linéaire. L'approche la plus couramment utilisée est l'analyse statique non linéaire appelée aussi analyse Pushover.

#### 2.4.1. Méthode statique linéaire

La procédure d'analyse statique linéaire est la méthode la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments. Elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est dicté par le mode de vibration fondamental. La distribution horizontale des charges statiquement appliquées est proche du premier mode ce qui représente une grande simplification. Son utilisation se limite aux bâtiments réguliers faiblement et moyennement élevés. Afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure, le spectre de dimensionnement n'est autre que le spectre élastique corrigé à l'aide du facteur de comportement.

#### 2.4.2. Méthode dynamique linéaire

La procédure d'analyse dynamique linéaire est faite par intégration directe dans le temps des équations du mouvement (exemples : méthode de Newmark, Wilson- $\theta$ , collocation, Houbolt, ...). L'un des principaux avantages de cette procédure est de conserver les réponses avec leurs signes respectifs. Cette méthode implique le calcul des réponses en force et en déplacement à l'aide d'une analyse modale ou une analyse temporelle. Habituellement, l'analyse du spectre de réponse est favorisée par rapport à l'analyse modale, car elle évite l'analyse temporelle d'un certain nombre de systèmes à un seul DDL qui correspondent à chaque mode de vibration. Au contraire, les demandes sont calculées directement par l'obtention de l'accélération maximale du sol à partir du spectre de réponse sismique ou du spectre de réponse de l'ensemble des mouvements du sol.

#### 2.4.3. Méthode statique non linéaire

L'analyse statique non linéaire est connue aussi en Anglo-saxon par l'analyse Pushover (détaillée au § 2.7). Elle consiste à soumettre la structure à un chargement incrémental distribué suivant la hauteur. Le résultat de cette méthode est donné sous forme d'une courbe inélastique représentant la variation de l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet de la structure. La méthode est relativement simple et fournit l'information concernant la résistance, la déformation, la ductilité et la distribution de la demande statique non linéaire, ce qui permet d'identifier les modes de ruine ainsi que les zones où se forment les rotules plastiques. Malgré quelques limitations qui lui sont inhérentes telle que la négligence de la variation des allures de chargement ainsi que l'influence des modes supérieurs, cette méthode donne une estimation raisonnable de la capacité de déformation globale spécialement pour les structures où le premier mode est prépondérant. Elle est plus appropriée pour des périodes courtes et des structures faiblement élevées (Mwaf & Elnashai, 2001).

Récemment, l'analyse modale Pushover a été développée. Cette méthode est considérée comme une amélioration significative de l'analyse statique Pushover couramment utilisée, en prenant en compte la contribution des modes supérieurs à la réponse ou la distribution des forces d'inertie à cause de la dégradation de rigidité. La distribution le long de la hauteur de la réponse estimée par la méthode modale Pushover est généralement similaire aux résultats dits "exacts" obtenus à l'aide de l'analyse temporelle

inélastique (Chintanapakdee & Chopra, 2003), si l'on compare les valeurs médianes ou moyennes du déplacement d'étage (demandes).

#### 2.4.4. Méthode dynamique non linéaire

La procédure d'analyse dynamique non linéaire est basée sur l'intégration directe des équations de mouvement (en utilisant des enregistrements réels ou simulés) ou des algorithmes contenant les déformations élastoplastiques de la structure sont adoptés. Si la méthode est a priori apte à décrire le comportement réel lors d'un séisme, le problème majeur réside dans le choix d'un enregistrement (accélérogramme) propre, du fait de la grande variabilité induite par la nature du sol et la distance de la source. Il devient donc essentiel d'utiliser plusieurs types d'enregistrements ou un accélérogramme artificiel contenant les principales caractéristiques des séismes potentiels.

### 2. 5. Différence entre l'analyse linéaire et l'analyse non-linéaire

L'analyse statique linéaire est comme cela a été dit, une analyse très utilisée par les codes pour la conception de la majorité des structures qui présentent une régularité en plan et en élévation, mais elle est inadéquate pour les bâtiments irréguliers dont le comportement dynamique est trop complexe pour être traité par une méthode simplifiée et peu précise. L'analyse non-linéaire est, malgré sa complexité relative, une méthode qui évalue la réponse d'une structure de manière plus réaliste, puisqu'elle tente de reproduire le comportement réel de la structure vis-à-vis d'un séisme donné.

L'insuffisance des méthodes simplifiées et la complexité des méthodes dynamiques non-linéaires (analyses temporelles) ont poussé la communauté des ingénieurs de génie civil à mettre entre les mains de l'ingénieur concepteur qui ne dispose que des résultats d'un calcul linéaire un moyen plus souple et plus simple en développant l'analyse statique non-linéaire appelée « Pushover ».

#### 2.6. Limitation de la méthode des forces

Dans les codes ou règlements parasismiques, l'étude de la réponse des structures des bâtiments aux effets des tremblements de terre est conduite en utilisant des méthodes simplifiées basées sur le spectre de réponse pour le dimensionnement ou la vérification parasismique des structures. Une nouvelle méthode a émergé ces dernières années et est de plus en plus utilisée. La méthode consiste à utiliser une procédure de dimensionnement directe en définissant dès le départ le déplacement limite des bâtiments au lieu de les dimensionner sur la base de la méthode des forces habituellement adoptée par les codes parasismiques (Belmouden, 2004).

Le calcul basé sur la méthode des forces (utilisée par exemple dans le RPA-99) a les limitations suivantes :

- L'estimation de la période fondamentale est obligatoire pour commencer le calcul, parce que la période de la structure n'est pas connue au début. Les codes sismiques utilisent des expressions empiriques pour calculer la période en fonction du système de contreventement et de la géométrie de la structure.
- Les forces latérales déterminées à partir des règlements parasismiques sont généralement inférieures (et dans certains cas largement) à celles exigées pour



maintenir la structure dans le domaine élastique quand elle est soumise à un séisme fort, du fait de la prise en compte du facteur de réduction. Ce facteur qui permet de tenir compte du comportement non-linéaire réel est un élément essentiel. Avant que les méthodes non-linéaires ne soient développées, les codes parasismiques ne tenaient compte du comportement non-linéaire de la structure qu'à travers certaines valeurs du facteur de comportement dont l'utilisation était parfois mal justifiée, surtout pour des structures complexes contenant différents matériaux de construction et différents types de contreventement. En réalité, le facteur de comportement est fonction de plusieurs paramètres (équation 2.7) et son expression ne peut se résumer à une simple constante.

- Le déplacement est considéré à la fin du processus de calcul uniquement pour effectuer la vérification de la stabilité de la structure. Or, il a été montré que le déplacement doit être déterminé dès le début du calcul car le mode de ruine est dû à une limite de déformation et non pas à une limite de résistance. Un exemple explicite est celui de la ruine de structures contiguës durant les séismes et qui est due en grande partie à leur entrechoquement à cause d'une mauvaise estimation du déplacement de ces structures.

***Quatre paramètres définissent le comportement d'une structure :***

Dans les différentes approches de calcul, la force, le déplacement, la ductilité et la période élastique, ne peuvent pas être déterminés simultanément. Deux d'entre eux doivent être supposés connus au départ :

- La méthode des forces suppose connues la période et la ductilité pour ensuite déterminer la force sismique et finalement le déplacement.
- Dans la méthode basée sur le déplacement, les paramètres de départ sont typiquement le déplacement et la ductilité, la période et la force devant être déterminées.

Le tableau 2.1 résume les différentes approches et paramètres à supposer et à calculer.

**Tableau 2.1 :** Paramètres à calculer pour les différentes méthodes

Paramètre à :	Méthode des forces	Méthode des déplacements
<b>Supposer</b>	Période et ductilité	Déplacement et ductilité
<b>Déterminer</b>	Force et déplacement	Période et force

## 2.7. Analyse Pushover

### 2.7.1. Contexte de l'analyse Pushover :

La plupart des procédures simplifiées d'analyse non linéaire utilisées pour l'évaluation des performances sismiques font usage de l'analyse Pushover. Elle est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent, ce qui implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Il est clair que les deux hypothèses sont incorrectes mais des études faites par plusieurs chercheurs ont montré qu'elles permettent de bonnes prédictions de la réponse sismique maximale d'un système à plusieurs degrés de liberté et que la réponse est largement gouvernée par le premier mode de vibration (Krawinkler, 1998).

L'analyse Pushover est une procédure statique non-linéaire dans laquelle les charges latérales dans la structure sont incrémentées suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que des modes de ruine apparaissent dans la structure, c'est à dire que l'on « pousse » la structure jusqu'à ce qu'elle atteigne un déplacement prédéfini (attendu). Les résultats de cette analyse sont obtenus sous forme de courbe reliant l'effort tranchant à la base au déplacement du sommet de la structure.

La courbe Pushover exprime la relation entre la capacité, en général la résultante de l'effort tranchant à la base du bâtiment, et le déplacement total au sommet de l'édifice. Cette courbe définit donc la performance du bâtiment jusqu'à la rupture et est obtenue à l'aide, d'une part, de modèles mathématiques des caractéristiques géométriques et mécaniques du bâtiment, et, d'autre part, d'une analyse statique non linéaire jusqu'à la rupture. La figure 2.4 montre l'évolution de la dégradation du bâtiment au fur et à mesure de l'augmentation du chargement latéral.

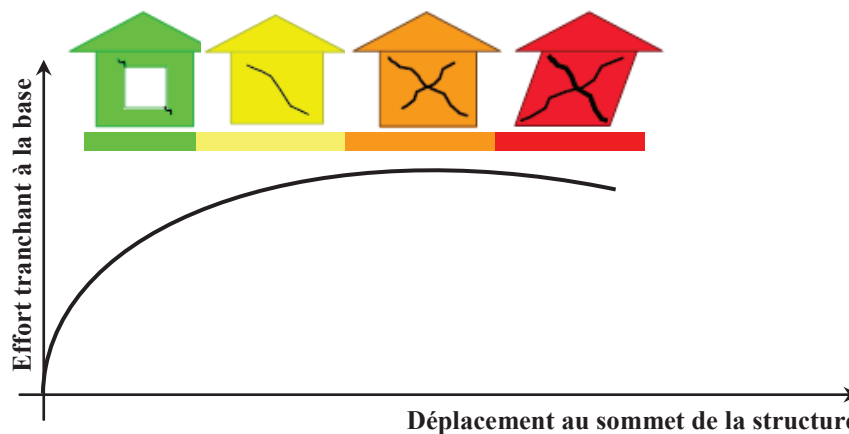


Figure 2.4 : Etat du bâtiment en fonction de l'augmentation des forces latérales

Comme indiqué précédemment, plusieurs méthodes appliquent la procédure statique non-linéaire du type Pushover. Elles se basent toutes sur un même fondement théorique et diffèrent par quelques détails. Parmi ces méthodes, on peut citer :

- a. Méthode du spectre de capacité (ATC 40, 1996) ;
- b. Méthode du spectre de capacité modifiée (Chopra et al., 2000) ;
- c. Méthode N2 (Fajfar et Fischinger, 1987 ; Fajfar and Gaspersic, 1996) ;
- d. Méthode du coefficient de déplacement (FEMA 273, 1997) ;
- e. Analyse Pushover Modal (Chopra et Goel, 2002).

Dans ce qui suit ne seront détaillées que la méthode N2 à laquelle on s'est intéressé pour le développement d'un nouveau modèle (voir chapitre 3) et la méthode du spectre de capacité de l'ATC 40.

### 2.7.2. Limitation de l'analyse Pushover :

L'analyse Pushover est une méthode approximative présentant certaines limites qui découlent :

- Des simplifications nécessaires pour passer à l'oscillateur simple, la plupart du temps construit sur la base d'un mode fondamental unique du domaine élastique linéaire dans lequel la masse réelle de l'ouvrage n'est pas incluse dans le calcul et le chargement appliqué ne représente pas fidèlement le champ de déplacement subi par la structure après plastification et dégradation de certains éléments de la structure.
- Du caractère statique du chargement : un chargement monotone statique ne peut représenter qu'imparfaitement tous les phénomènes qui se produisent lors des cycles dynamiques.

## 2.8. Système à un seul degré de liberté équivalent

D'après les travaux de recherche (Saiidi et Sozen (1981), Fajfar et Fischinger (1988), Qi et Moehle (1991), Miranda (1991), Lawson et al. (1994)), il a été constaté qu'il n'y a pas une manière unique de déterminer le système à un seul degré de liberté. L'hypothèse de base commune entre toutes les approches, est que la déformée du système à plusieurs degrés de liberté peut être approximativement égale à celle d'un système à un seul degré de liberté quand la réponse prépondérante est celle du premier mode, représentée par une forme de vecteur  $\{\Phi\}$  qui reste constante durant le mouvement.

En acceptant cette approche et en définissant le vecteur de déplacement relatif  $u$  tel que  $u = \{\Phi\}u_t$ , ( $u_t$  : déplacement au sommet de la structure). L'équation différentielle du mouvement du système peut être écrite comme suit :

$$[M]\{\Phi\}\ddot{u}_t + [C]\{\Phi\}\dot{u}_t + \{F\} = -[M]\{1\}\ddot{u}_g \quad (2.8)$$

où :  $[M]$  : matrice de masse.

$[C]$ : matrice d'amortissement.

$\{F\}$  : vecteur des forces dans les niveaux de la structure.

$\ddot{u}_g$  : accélération du sol.

Si le déplacement de référence  $u^*$  du système à un seul DDL est défini comme :

$$u^* = \frac{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}}{\{\Phi\}^T [M] \{1\}} u_t \quad (2.9)$$

En pré-multipliant l'équation (2.8) par  $\{\Phi\}^T$  et en substituant  $u_t$  en utilisant l'équation (2.9), l'équation différentielle suivante décrit la réponse du système à un seul DDL:

$$M^* \ddot{u}^* + C^* \dot{u}^* + F^* = -M^* \ddot{u}_g \quad (2.10)$$

$M^*$ ,  $C^*$  et  $F^*$  désignent les propriétés du système équivalent, données par les formules suivantes :

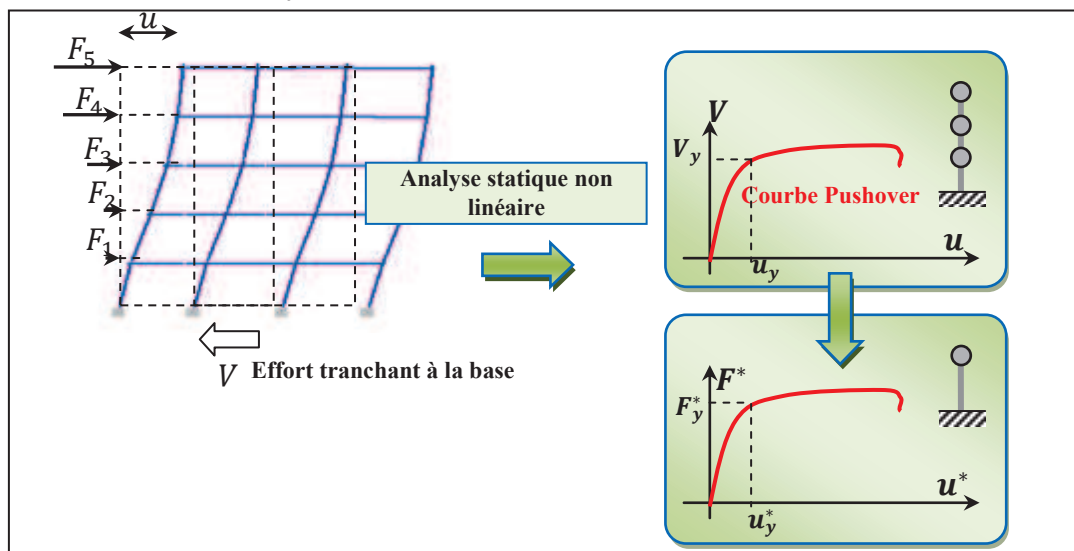
$$\text{où: } M^* = \{\Phi\}^T [M] \{1\} \quad (2.11)$$

$$C^* = \{\Phi\}^T [C] \{\Phi\} \frac{\{\Phi\}^T [M] \{1\}}{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}} \quad (2.12)$$

$$F^* = \{\Phi\}^T \{F\} \quad (2.13)$$

Plusieurs formulations localisent le nœud pour lequel le déplacement est calculé au sommet du bâtiment et la forme du vecteur  $\{\Phi\}$  est normalisée pour avoir une amplitude égale à 1 au sommet (Inel & al., 2001). Des simplifications dans la forme de ce vecteur peuvent être acceptables, l'utilisation d'une déformée du vecteur n'est qu'une recommandation et elle n'a aucune base théorique (plus de détails concernant la forme du vecteur sont donnés au § 2.8.2). Tous les auteurs préconisent l'utilisation d'une forme simple telle que la forme du vecteur du premier mode élastique, dont on a prouvé qu'elle donne de bons résultats du déplacement maximal. En effet lors des calculs des structures, il a été prouvé que l'utilisation d'une forme rectiligne donne des résultats assez satisfaisants par rapport à l'utilisation d'une forme fléchie.

La relation force-déplacement ( $F^* - u^*$ ) du système équivalent peut être déterminée à partir d'une analyse statique non-linéaire d'un système à plusieurs degrés de liberté qui peut être représentée par une courbe reliant l'effort tranchant à la base au déplacement au sommet de la structure  $u_t$  (figure 2.5).



**Figure 2.5 :** Caractéristiques force-déplacement de l'oscillateur multiple et de l'oscillateur simple équivalent : **a)** Distribution des forces sismique latérales, **b)** Courbe Pushover pour un système à plusieurs DDL et **c)** Courbe Pushover pour un système à un seul DDL

Pour plus de simplicité, la courbe est idéalisée comme bilinéaire à partir de laquelle on peut définir trois paramètres : un effort à la limite d'élasticité  $V_y$ , une raideur élastique effective  $K_e = V_y/u_y$  et une rigidité post élastique de la structure  $K_s = \alpha K_e$ . La courbe idéalisée peut alors être utilisée conjointement avec les équations (2.9) et (2.13) pour définir les propriétés du système équivalent.

Ainsi, la période initiale  $T_{eq}$  du système équivalent à un seul DDL sera :

$$T_{eq} = 2\pi \sqrt{\frac{M^*}{K^*}} \quad (2.14)$$

où  $K^*$  définit la rigidité élastique du système équivalent à un seul DDL et est donné par :

$$K^* = \frac{F_y^*}{u_y^*} \quad (2.15)$$

Le déplacement correspondant du système à plusieurs DDL peut être estimé en réorganisant l'équation (2.9) comme :

$$u_t = \frac{\{\Phi\}^T [M] \{1\}}{\{\Phi\}^T [M] \{\Phi\}} u^* \quad (2.16)$$

Le déplacement cible  $u_t$  dépend du choix de la forme du vecteur mode  $\{\Phi\}$ .

Pour un système inélastique, le déplacement doit être obtenu à partir d'un spectre inélastique. La détermination de ce spectre exige la connaissance du rapport entre la force élastique et la force inélastique d'un système à un seul degré de liberté. Ce rapport est nommé facteur de réduction  $R_\mu$  (voir § 2.3).

Le spectre inélastique est obtenu en divisant l'équation (2.10) par  $M^*$  ce qui donne l'équation différentielle suivante :

$$\ddot{u}^* + \frac{C^*}{M^*} \dot{u}^* + \frac{F^*}{M^*} = -\ddot{u}_g \quad (2.17)$$

Cette équation décrit la réponse d'un système à un seul degré de liberté avec une période  $T_{eq}$  et une force à la limite élastique telle que :

$$S_{ay} = \frac{F^*}{M^*} \quad (2.18)$$

Si le spectre élastique est connu, la force élastique du système équivalent peut être calculée comme suit :

$$S_{ae} = S_{ae}(T_{eq}) \quad (2.19)$$

où :  $S_{ae}(T_{eq})$  est l'ordonnée spectrale du spectre d'accélération correspondant à la période  $T_{eq}$  donnée par l'équation (2.14)

Le facteur de réduction  $R_\mu$  peut s'obtenir par la formule suivante :

$$R_\mu = \frac{S_{ae}}{S_{ay}} = \frac{S_{ae}(T_{eq})M^*}{F^*} \quad (2.20)$$

Plusieurs éléments affectent la précision de l'analyse Pushover, dont le déplacement maximal et le choix de la forme du chargement latéral qui est supposé déformer la structure d'une manière similaire au chargement sismique (plus de détails sont donnés dans les deux paragraphes suivants).

### 2.8.1. Déplacement maximal :

La relation entre l'analyse Pushover (qui est statique) et le comportement réel de la structure soumise à une action sismique (qui est dynamique) est établie par la définition d'un déplacement maximal cible (attendu) de la structure. Il permet d'associer les résultats de l'analyse Pushover, qui caractérisent la capacité de déformation à l'exigence de déformation correspondant au déplacement cible. Dans cette analyse, le déplacement maximal de la structure est déterminé à partir du déplacement d'un système à un seul DDL équivalent en utilisant l'équation (2.9). Ce déplacement est contrôlé par un seul mode de vibration sans tenir compte des effets des modes supérieurs. Donc la négligence des modes supérieurs peut affecter la précision de l'analyse Pushover. Le déplacement inélastique du système équivalent est calculé en convertissant la courbe effort tranchant à la base-déplacement au sommet de la structure en courbe force-déplacement du système équivalent et en estimant la valeur du facteur de réduction  $R_{\mu}$ . Une fois que ce facteur est connu, le déplacement du système à un seul DDL peut être calculé soit directement à partir d'une analyse temporelle, soit indirectement à partir d'un spectre de réponse élastique (Krawinkler, 1998).

### 2.8.2. Choix de la forme du chargement latéral

Afin d'effectuer une analyse Pushover d'un système à plusieurs DDL, la forme des forces latérales doit être appliquée sur les masses du système, en accroissant progressivement ce chargement jusqu'à la phase inélastique. Au cours de la phase inélastique le système subit une perte de la rigidité et un changement dans la période de vibration. Ceci peut être vu dans la relation force-déformation du système.

Le choix de la forme du chargement latéral pour traiter un phénomène dynamique par une analyse statique non linéaire affecte significativement la réponse de la structure (Lawson et al. (1994), Naeim et al. (1998), Gupta et al. (1999), Mwafy et al. (2001), Lew et al. (2001), Inel et al. (2003), Moghadam et al. (2005)). Appliquer un seul type de chargement (triangulaire, constant ou modal) ne serait pas en mesure de saisir la totalité de la réponse d'un système. En conséquences, FEMA 356 et l'Eurocode 8 recommandent l'utilisation d'au moins deux modèles de charge pour déterminer une courbe "enveloppe" des réponses.

Pour l'analyse Pushover, nous avons recensé les types de chargement suivants:

1. Répartition de la forme du chargement basée sur le mode fondamental

$$F_i = W_i \phi_{ij} \quad (2.21)$$

où  $W_i$  est le poids de l'étage « i », et  $\phi_{ij}$  est le ième élément de vecteur modal correspondant à l'étage « i » pour le mode j.

2. Une distribution triangulaire inverse

$$F_i = \frac{W_i h_i}{\sum_{i=1}^n W_i h_i} V_b \quad (2.22)$$

où  $h_i$  est la hauteur de l'étage « i », n est le nombre total des étages, et  $V_b$  est l'effort tranchant à la base donné par l'équation suivante:

$$V_b = S_a(T_n)W \quad (2.23)$$

3. La répartition de la charge selon FEMA

$$F_i = \frac{W_i h_i^k}{\sum_{i=1}^n W_i h_i^k} V_b \quad (2.24)$$

où  $k$  est un coefficient qui peut être supposé être dépendant de la période fondamentale de la structure  $T_n$ . Il peut être égal à 1,0 pour les structures qui ont une courte période de vibration de 0,5 secondes et égal à 2,0 pour  $T > 2,5$  secondes. Une variation linéaire entre 1 et 2 peut être utilisée pour obtenir une transition simple entre les deux valeurs extrêmes (FEMA 2000).

4. Une répartition uniforme de la charge

$$F_i = W_i \quad (2.25)$$

5. Une répartition de charge selon Kunnath (Kunnath, 2004)

$$F_i = \sum_{j=1}^n a_{mr} \Gamma_j M_i \varphi_{ij} S_a(\xi_j, T_j) \quad (2.26)$$

où  $a_{mr}$  est un facteur de modification qui permet de contrôler les effets relatifs de chaque mode inclus et qui peut prendre des valeurs positives ou négatives,  $\Gamma_j$  est le facteur de participation pour le mode  $j$ ,  $M_i$  est la masse du  $i$ ème étage,  $\varphi_{ij}$  est la forme de mode du  $i$ ème étage pour le mode  $j$ ,  $S_a(\xi_j, T_j)$  est l'accélération spectrale pour un chargement sismique donné correspondant à la période  $T$  et le facteur d'amortissement  $\xi$  pour le mode  $j$ .

6. Modèle de charge à deux phases (Jingjiang et al, 2003) : au début une répartition triangulaire inversée de la charge est appliquée pour le niveau de performance spécifié et la valeur maximale de l'effort tranchant à la base est obtenue. Par la suite une seconde analyse Pushover est réalisée en utilisant à nouveau le modèle de charge triangulaire inversé jusqu'à ce que l'effort tranchant à la base atteigne une certaine fraction de sa valeur maximale suivie d'une forme exponentielle définie par  $(x/H)^\eta$  où  $x$  est la distance entre le sol et l'étage,  $H$  est la hauteur du bâtiment et  $\eta$  est un paramètre caractéristique pour les différents types de bâtiments. Aucune justification claire sur l'estimation du paramètre  $\eta$  n'a toutefois été fournie.
7. Les modèles de chargement où il y a une adaptation des efforts mis à jour en fonction de la modification des propriétés dynamiques (endommagement,...). À titre d'exemple, Bracci et al. (1997) supposent un modèle de charge initial ( $F_i$ ), et calculent les charges incrémentales selon l'équation suivante:

$$\Delta F_i^{k+1} = V_b^k \left( \frac{F_i^k}{V_b^k} - \frac{F_i^{k-1}}{V_b^{k-1}} \right) + \Delta V_b^{k+1} \left( \frac{F_i^k}{V_b^k} \right) \quad (2.27)$$

où  $i$  est le numéro d'étage,  $k$  est le nombre d'incrémentations,  $V_b$  est l'effort tranchant à la base,  $\Delta V_b$  est l'effort tranchant incrémenté. Elle a été ensuite modifiée par Lefort (2000) (comme suggéré par Antoniou (2002)) pour tenir compte des contributions des modes supérieurs :

$$F_i = \frac{W_i \sqrt{\sum_{j=1}^n (\varphi_{i,j} \Gamma_j)^2}}{\sum_{i=1}^n W_i \sqrt{\sum_{j=1}^n (\varphi_{i,j} \Gamma_j)^2}} \Delta V_b + F_i^{old} \quad (2.28)$$

où  $i$  est le numéro de l'étage,  $j$  est le numéro du mode,  $\Gamma_j$  est le facteur de participation modale du mode  $j$ ,  $n$  est le nombre de modes considérés dans l'analyse, et  $\Delta V_b$  est l'effort tranchant incrémental à la base.

**Remarque :**

Pour illustrer l'influence du mode de chargement sur la réponse de la structure, une étude comparative entre trois formes de chargement est menée dans le paragraphe § 2.11.2 ainsi que les conclusions tirées.

## 2.9. Méthode N2

La méthode N2 a été développée par Fajfar et al. (1988) comme une alternative à la méthode du spectre de capacité (ATC 40, 1996) et fait partie de l'Eurocode 8 (Eurocode8, 2004). L'idée de base de la méthode N2 (N : désigne le comportement non-linéaire et 2 : désigne deux modèles mathématiques) découle de la méthode Q-modèle développé par Saïidi et al. (1981) qui repose elle-même sur les travaux de Gulkan et al. (1974).

Le but de la méthode N2 est la détermination des différents paramètres en termes de déplacement et de force à partir du comportement non-linéaire d'une structure soumise à une action sismique.

### 2.9.1. Principe de la méthode :

Le principe de la méthode consiste à combiner entre deux modèles mathématiques :

- L'analyse Pushover d'un système à plusieurs DDL soumis à une distribution de forces latérales liées au choix d'une forme pour le déplacement.
- L'analyse de la réponse spectrale d'un système à un seul DDL.

La méthode est formulée dans un format accélérations-déplacements afin de pouvoir visualiser la procédure et les relations entre les paramètres de base qui contrôlent la réponse sismique.

L'hypothèse de base est que la structure oscille en prédominance dans le premier mode, et l'on ne considère que les déplacements de translation (non prise en compte des rotations si l'on suppose que les planchers sont infiniment rigides).

### 2.9.2. Description de la méthode :

Six étapes constituent la procédure.

#### Etape1 : Introduction des données

On considère un modèle plan (figure 2.6a) d'une structure à plusieurs degrés de liberté. L'action sismique est représentée par un spectre élastique de pseudo-



accélération  $S_{ae}$  en fonction des périodes naturelles de la structure  $T$  et le coefficient d'amortissement visqueux.

**Etape 2 :** Analyse statique non linéaire Pushover du modèle à plusieurs DDL

Le choix d'une distribution appropriée des forces latérales constitue une étape très importante dans l'analyse Pushover. Dans la méthode N2, une forme de distribution triangulaire est utilisée et le vecteur des forces latérales est déterminé par l'expression suivante :

$$F = [M]\{\phi\} \quad (2.29)$$

où  $[M]$ : matrice diagonale dont les éléments correspondent aux masses de chaque niveau.

$\{\phi\}$  : vecteur normalisé des modes de telle façon que la valeur au sommet soit égale à 1.

**Etape 3 :** Système à un seul degré de liberté et courbe de capacité

Afin d'utiliser le spectre de réponse, la structure doit être modélisée par un système à un seul degré de liberté. Différentes procédures ont été établies pour déterminer les caractéristiques du système à un seul degré de liberté équivalent à un système à plusieurs degrés de liberté.

La courbe Pushover obtenue pour un système à plusieurs degrés de liberté est transformée en une courbe de capacité. L'obtention de cette courbe repose sur deux changements de variables : l'effort tranchant à la base  $V$  de la structure dans le premier mode est transformé en accélération spectrale du modèle équivalent ( $S_a$ ) et le déplacement réel au niveau du toit  $u_N$  (déplacement du niveau  $N$ , la structure possédant  $N$  niveaux) est transformé en déplacement spectral du modèle équivalent ( $S_d$ ) par les relations suivantes :

$$S_a = \frac{V}{M_1^*} \quad S_d = \frac{u_n}{\Gamma_1 \phi_{N,1}} \quad (2.30)$$

$$M_1^* = \frac{(\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,1})^2}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,1}^2} \quad \Gamma = \frac{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,1}}{\sum_{j=1}^N m_j \phi_{j,1}^2} \quad (2.31)$$

$V$  est l'effort tranchant à la base,  $M_1^*$  est la masse modale effective de la construction, liée à l'amplitude du premier mode de vibration et aux masses  $m_j$  des différents niveaux,  $\phi_{j,1}$  est l'amplitude du déplacement au niveau  $j$  correspondant au premier mode de vibration et  $\Gamma_1$  est le facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration en supposant que la déformée modale est normalisée à 1 au sommet.

La constante  $\Gamma$  contrôle la transformation des quantités du système à plusieurs degrés de liberté en un système à un seul degré de liberté et vice versa, déterminée à partir de l'équation (2.31). Cette même constante  $\Gamma$  est appliquée pour la transformation des déplacements et des forces, par conséquent la relation force-déplacement déterminée pour un système à plusieurs degrés de liberté (diagramme :  $V - u_t$ ), est également appliquée pour un système à un seul degré de liberté (diagramme :  $F^* - u^*$ ).

Les courbes ( $V - u_t$  et  $F^* - u^*$ ) sont idéalisées par des courbes bi-linéaires pour déterminer la force et le déplacement à la limite élastique ( $V_y - u_y$  et  $F_y^* - u_y^*$ ) et qui serviront au calcul de la période élastique du système équivalent à partir de l'équation (2.14).

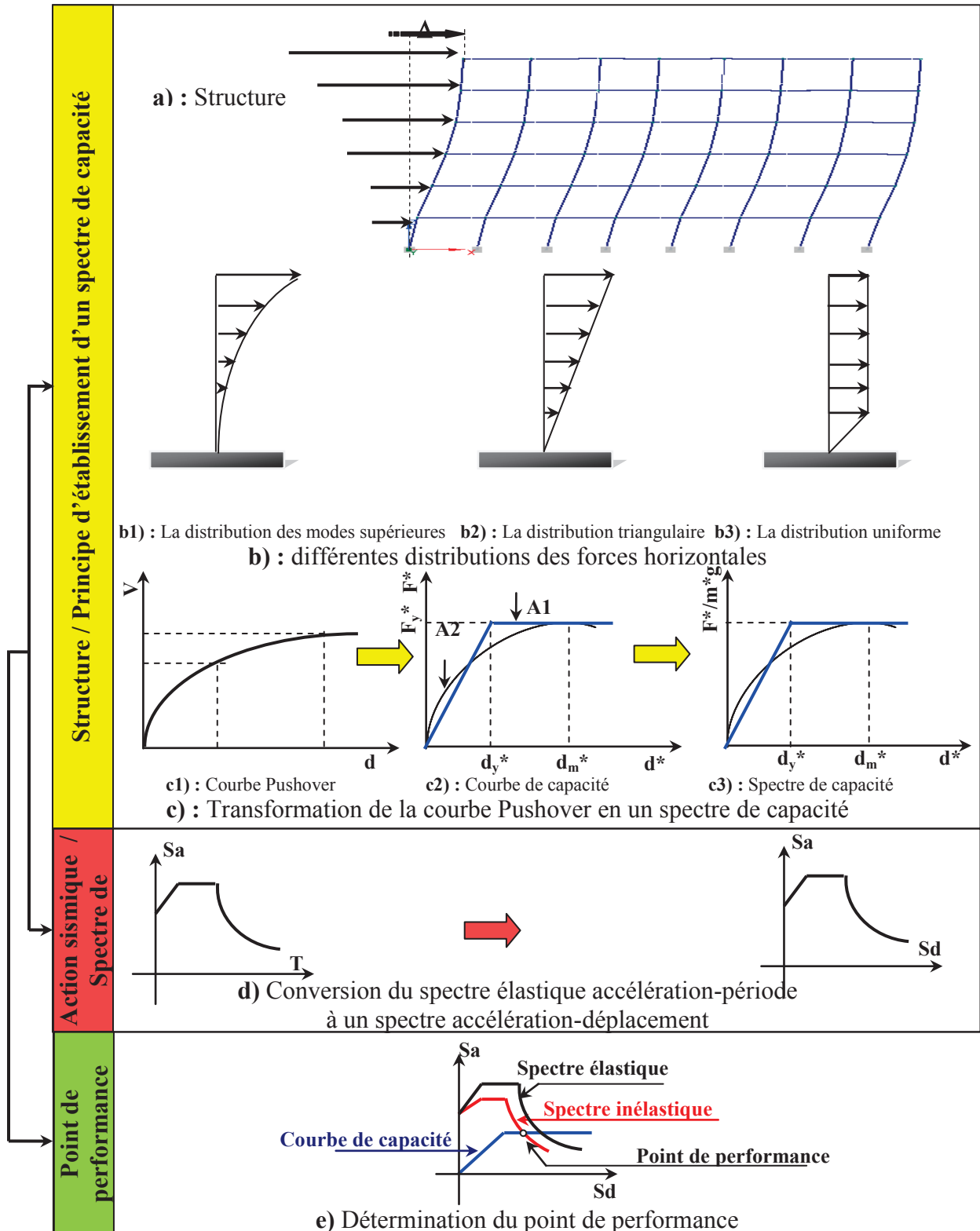


Figure 2.6 : Différentes étapes du développement de la méthode N2

**Etape 4 : Spectre élastique et spectre inélastique**

**a. Passage du spectre élastique accélération-période à un spectre élastique accélération-déplacement**

Le principe de cette étape consiste à introduire la demande sismique par un spectre de réponse élastique. Il peut s'agir d'un spectre de réponse réglementaire, par exemple défini dans l'Eurocode 8 ou RPA-1999 (version 2003), ou d'un spectre de réponse réel issu d'un séisme particulier. Le spectre de réponse est exprimé non pas dans son format traditionnel accélérations-périodes (figure 2.6d), mais dans un format accélérations-déplacements obtenu par la relation (2.32) et représenté par la figure (2.6d).

$$S_{de}(T, \xi) = \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}(T, \xi) \quad (2.32)$$

où  $S_{ae}(T, \xi)$  et  $S_{de}(T, \xi)$  sont les valeurs d'accélération et de déplacement dans le spectre élastique correspondant aux périodes  $T$  et à une valeur d'amortissement visqueux  $\xi$  fixée à 5%.

**b. Détermination du spectre inélastique**

Le spectre inélastique pour un système à un seul degré de liberté est déduit à partir du spectre élastique en appliquant les expressions suivantes :

$$S_a(T, \xi) = \frac{S_{ae}(T, \xi)}{R_\mu} \quad (2.33)$$

$$S_d(T, \xi) = \frac{\mu}{R_\mu} S_{de}(T, \xi) = \frac{\mu}{R_\mu} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae}(T, \xi) = \mu \frac{T^2}{4\pi^2} S_a(T, \xi) \quad (2.34)$$

où :  $S_a(T, \xi)$  : accélération inélastique.

$S_d(T, \xi)$  : déplacement inélastique.

$\mu$  : facteur de ductilité.

$R_\mu$  : facteur de réduction.

Plusieurs propositions ont été faites pour déterminer le facteur de réduction  $R_\mu$  et ont fait l'objet d'une attention particulière au § 2.3. Un exemple de la relation bilinéaire ( $R_\mu - \mu - T$ ) présenté dans Vidic et al (1994) est :

$$R_\mu = (\mu - 1) \frac{T}{T_c} + 1 \quad T < T_c \quad (2.35)$$

$$R_\mu = \mu \quad T > T_c \quad (2.36)$$

où  $T_c$  est la période caractéristique du sol. C'est la période de transition où le segment des accélérations constantes du spectre de réponse (la gamme des courtes périodes) passe au segment des vitesses constantes du spectre (la gamme des moyennes périodes).

En remplaçant l'équation (2.36) dans l'équation (2.34), on déduit que dans la gamme des moyennes et longues périodes les déplacements sont égaux c'est-à-dire que le déplacement du système inélastique est égal au déplacement du système élastique avec la même période.

**Etape 5 : Détermination du déplacement du système équivalent**

Pour déterminer le déplacement du système équivalent, il faut déterminer sa période élastique et la positionner par rapport à la période caractéristique du sol  $T_c$ . Deux cas sont distingués :

- Pour les périodes moyennes et longues ( $T_{eq} \geq T_c$ ), qui correspondent à la zone du spectre où la vitesse est constante, on retient le principe d'équivalence des déplacements maximaux. On a alors :

$$S_d = S_{de} \tag{2.37}$$

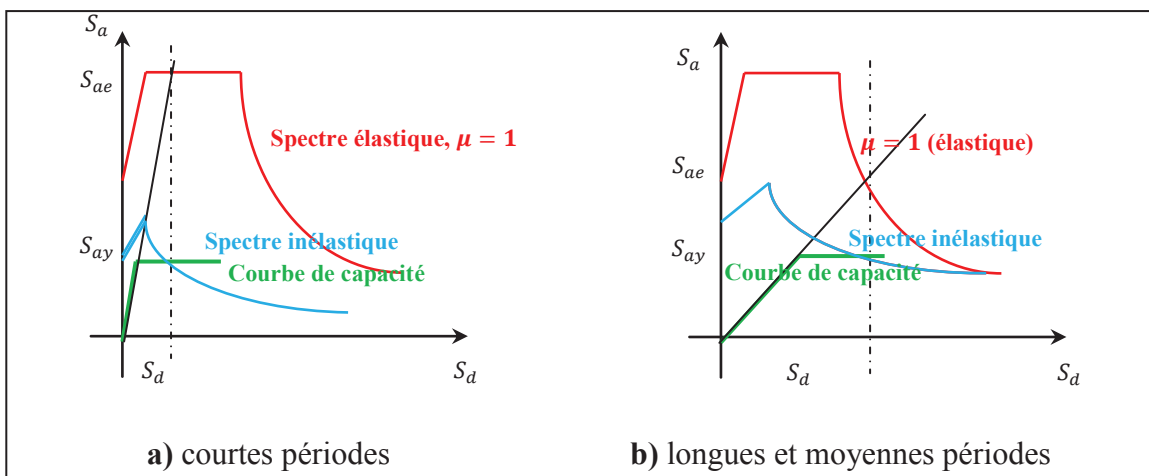
$$\mu = R_\mu \tag{2.38}$$

- Pour les périodes courtes ( $T_{eq} < T_c$ ), qui correspondent à la zone du spectre où l'accélération est constante, on retient le principe de l'équivalence en énergie. Le déplacement élastique est plus petit que le déplacement inélastique et ce dernier est déterminé par les relations (2.39) et (2.40), le facteur  $R_\mu$  est déterminé par l'expression (2.35) :

$$S_d = \frac{S_{de}}{R_\mu} (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T_{eq}} + 1 \tag{2.39}$$

$$\mu = (R_\mu - 1) \frac{T_c}{T_{eq}} + 1 \tag{2.40}$$

Les équations 2.37 et 2.39 impliquent que l'estimation du déplacement soit toujours plus grande que le déplacement initial élastique pour les structures de courtes période de vibration ou les structures qui ont une période fondamentale inférieure à la période caractéristique  $T_c$  du mouvement du sol. Ceci est illustré dans la figure 2.7.



**Figure 2.7 :** Spectres élastique et inélastique et le diagramme de capacité

On remarque que pour les deux cas, le déplacement et l'accélération inélastiques correspondent au point d'intersection du diagramme de capacité et du spectre inélastique construit pour la valeur de ductilité calculée. La valeur de  $u_t^*$  obtenue par la méthode Pushover permet de connaître l'état de la structure pour les sollicitations considérées.

#### **Etape 6 : Déplacement global du système à plusieurs degrés de liberté**

Le déplacement  $u_t^*$  du système à un seul DDL équivalent peut être transformé en déplacement au sommet  $u_t$  du modèle à plusieurs DDL en utilisant l'équation suivante:

$$u_t = \Gamma_j u_t^* \quad (2.41)$$

## **2.10. Méthode du spectre de capacité selon l'ATC 40**

### **2.10.1. Principe de la méthode :**

La méthode du spectre de capacité est l'une des premières méthodes utilisées pour une estimation rapide de la performance sismique des structures. La méthode a été développée par Freeman en 1975, et est passée par plusieurs modifications jusqu'à aujourd'hui. Cette méthode propose trois procédures (A, B, et C) présentées en détail dans l'ATC 40. La méthode du spectre de capacité considère que la réponse de la structure inélastique peut être approchée par une succession de résolutions d'une structure linéaire dont l'amortissement est ajusté de manière itérative pour rendre en compte de la dissipation d'énergie liée à l'endommagement. Pour cette raison, le spectre élastique est remplacé par des spectres inélastiques à des ductilités constantes.

La méthode consiste à comparer la capacité de la structure à se déformer au besoin de déformation imposé par le séisme. La capacité à se déformer est évaluée par un calcul statique non-linéaire sous un champ d'efforts représentant les forces d'inerties engendrées par le séisme.

### **2.10.2. Hypothèses de la méthode**

L'application de cette méthode est basée sur certaines hypothèses et approximations [15] :

- La distribution des forces latérales dans l'analyse Pushover tient compte uniquement du premier mode de vibration de la structure,
- la déformation inélastique d'un système à un seul degré de liberté est estimée à partir d'une série de systèmes linéaires équivalents à travers une procédure itérative, ce qui évite l'utilisation d'une analyse dynamique d'un système inélastique.

### **2.10.3. Description de la méthode :**

L'analyse statique non-linéaire basée sur la méthode du spectre de capacité s'effectue à travers les étapes suivantes :

**Etape 1 :** Etablir la relation entre l'effort tranchant à la base  $V$  et le déplacement au sommet de la structure  $u_t$  à partir de l'analyse Pushover.

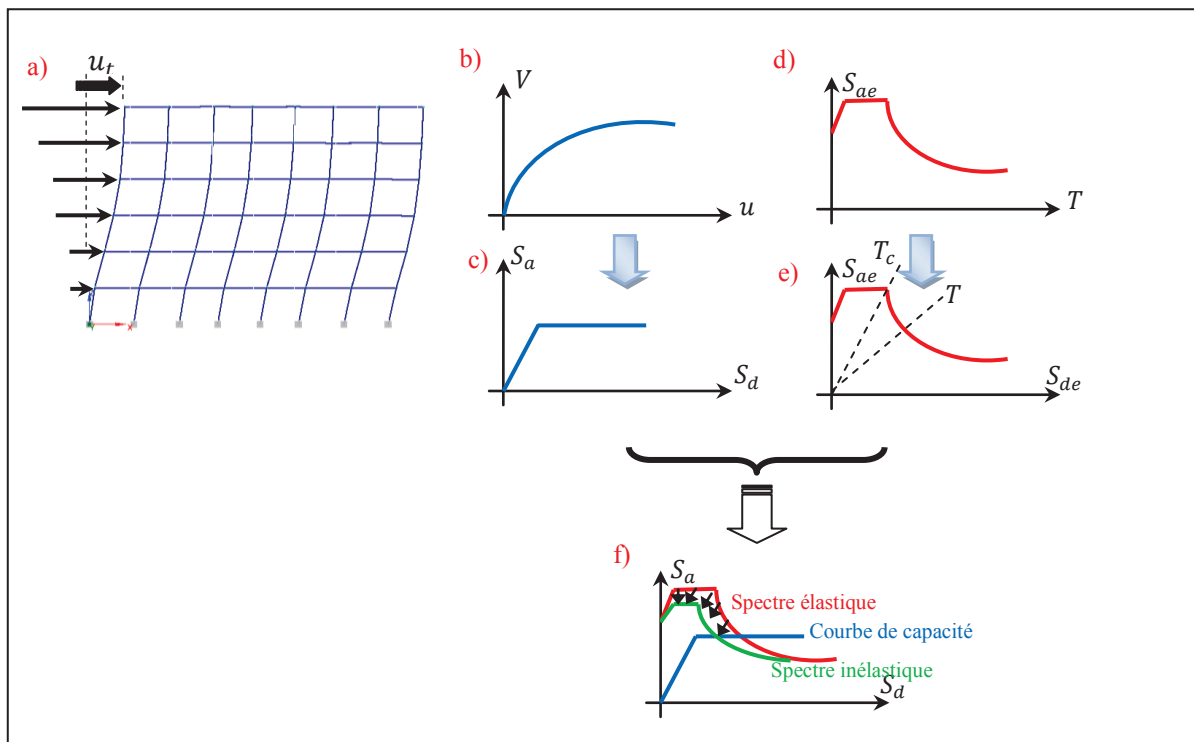
**Etape 2 :** Transformer la courbe Pushover pour un système à plusieurs degrés de liberté en une courbe Pushover pour un système à un seul degré de liberté en divisant l'effort tranchant et le déplacement par le facteur de participation modal  $\Gamma$  donné par l'expression (2.31).

**Etape 3 :** La courbe de capacité décrit la relation entre l'accélération à la base et le déplacement d'un oscillateur simple. Cette courbe peut être facilement déterminée en divisant l'effort par la masse effective  $M^*$  donnée par l'équation (2.11).

**Etape 4 :** L'utilisation du calcul non-linéaire dans sa nouvelle version exige l'utilisation d'un spectre élastique. Ce spectre est converti d'un format standard accélérations-périodes en un format accélérations-déplacements puisque la réponse de la structure est donnée sous forme de force (accélération) et de déplacement. Ce spectre est nommé la courbe de demande.

**Etape 5 :** Représenter la courbe de capacité et la courbe de demande sismique dans un même graphe pour visualiser leur point d'intersection.

Les différentes étapes sont illustrées graphiquement par la figure 2.8 :



**Figures 2.8 :** Méthode du spectre de capacité : **a)** Structure, **b)** Courbe Pushover, **c)** Conversion de la courbe Pushover à une courbe de capacité, **d)** Spectre élastique **e)** Conversion du spectre élastique d'un format standard à un format accélération-déplacement, **f)** Détermination du déplacement

### **Remarque importante :**

L'intérêt commun de la méthode N2 et la méthode du spectre de capacité consiste à superposer une courbe représentant la capacité de résistance d'une structure issue d'une analyse statique non linéaire (Pushover) au spectre inélastique représentatif de la sollicitation apportée par le séisme. L'intersection représente le point de performance permettant d'évaluer le déplacement maximum que la structure subira et son degré de déformation dans le domaine plastique. Cependant, ces deux méthodes diffèrent par l'utilisation des spectres inélastiques appropriés pour calculer le déplacement maximal du système à un seul DDL, comme il a été déjà vu dans les sections précédentes.

Dans notre étude, nous avons opté pour la méthode N2 qui présente l'intérêt suivant:

- Cette méthode ramène l'étude du comportement dynamique d'ensemble d'un ouvrage souvent complexe à l'étude d'un simple oscillateur élasto-plastique simple à un degré de liberté, elle permet de prendre en compte de façon simple les non linéarités des matériaux, notamment celles dues à la fissuration du béton et la plastification de l'acier.
- Elle permet d'appréhender de manière simple et didactique le comportement d'ensemble de l'ouvrage et de disposer d'un outil souple en ingénierie.

## **2.11. Exemple d'application et résultats de simulation**

La méthode N2 a été décrite dans le § 2.9 parmi les méthodes qui se basent sur le calcul du déplacement. Cette méthode a été choisie pour l'étude d'une structure pour sa simplicité en la comparant avec la méthode du spectre de capacité de l'ATC 40 (représentée dans le § 2.10). Dans un premier temps, l'analyse d'une structure est effectuée en considérant seulement la contribution du mode fondamental de vibration et une forme triangulaire du chargement. Dans un second temps, on analysera l'influence du mode de chargement (triangulaire, uniforme et modal) sur les différents paramètres qui contrôlent son comportement.

### **2.11.1. Résultats de l'application de la méthode N2 sur une structure**

La structure étudiée est une structure en béton armé dont les caractéristiques géométriques et matérielles sont montrées à la figure 2.9. Pour modéliser les lois de comportement du béton et de l'acier, respectivement, le modèle Kent et Park (Kent et Park, 1971) et le modèle élasto-plastique avec écrouissage (Menegotto et Pinto, 1973) ont été utilisés.

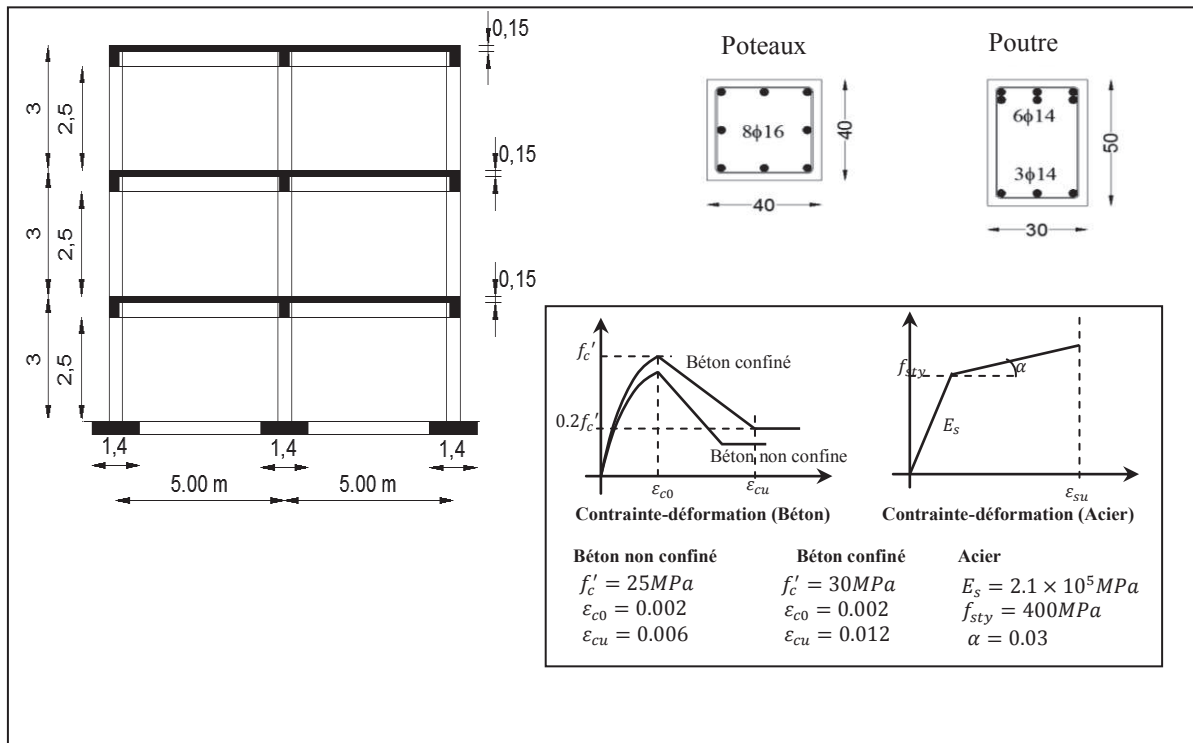


Figure 2.9 : Portique en béton armé (géométrie, sections, et loi de comportement du béton et de l'acier).

### 2.11.1. Analyse Pushover du modèle à plusieurs DDL

#### a. Forme de déplacement :

La forme de déplacement supposée est la forme triangulaire. On considère que la structure oscille en prédominance dans le premier mode et que ses composantes sont normalisées de telle façon que le déplacement au sommet soit égal à 1. Les déplacements aux nœuds des trois étages sont donc définis par ( $\{\Phi\} = [0.333 \ 0.667 \ 1.000]$ ).

#### b. Distribution des forces latérales :

La distribution des forces latérales dépend de la forme du déplacement et en appliquant l'équation 2.29 on obtient le vecteur des forces suivant : ( $\{F^T\} = [151.8, 303.6, 459.9]kN$ )

#### c. Courbe Pushover et son idéalisation :

Les résultants de l'analyse Pushover sont donnés sous la forme d'une courbe exprimant l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet de la structure. Cette courbe est idéalisée par une courbe bilinéaire, identifiée par une équivalence en énergie. Elle consiste d'une part à déterminer la rigidité initiale du système idéalisé de manière à ce que les surfaces en dessous des deux courbes réelle et idéalisée soient égales, et d'autre part, à croiser les deux courbes à une force égale à 60% de la limite élastique. La figure 2.9 montre simultanément les deux courbes (réelle et idéalisée).

La force  $F^*$  et le déplacement  $u^*$  du système équivalent à un seul DDL sont respectivement calculés à partir de l'effort tranchant à la base de la structure  $F$  et du déplacement au



sommet  $u$  (équation 2.30), ainsi que d'un coefficient de participation modal  $\Gamma$  (équation 2.31).

La force et le déplacement à la limite élastique du système équivalent s'élèvent à  $F_y^* = 396.59kN$  et  $u_y^* = 7.8cm$  et la période élastique  $T = 0.835s$  et la rigidité  $K = 5204.79kN/m$  (Figure 2.11).

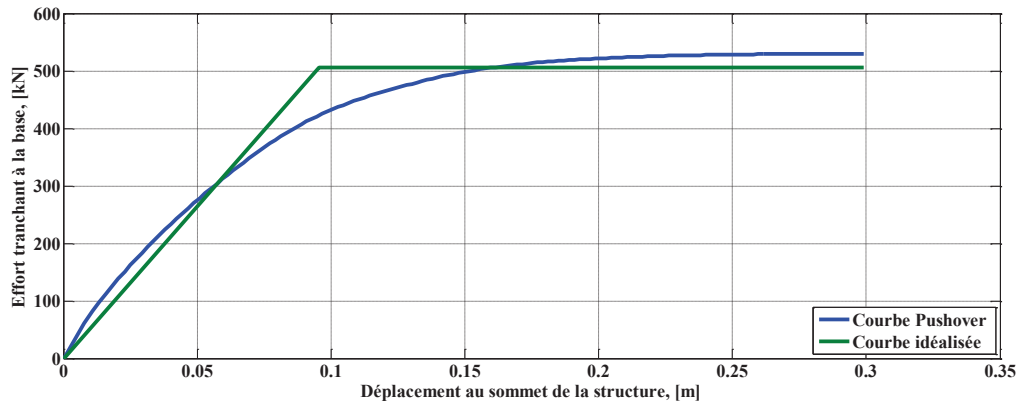


Figure 2.10 : Courbe Pushover et son idéalisation

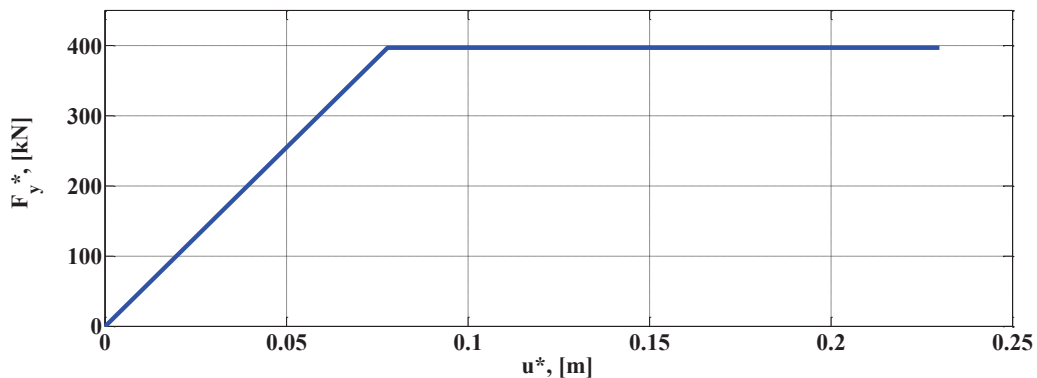


Figure 2.11 : Courbe bi-linéaire pour un système à un seul degré de liberté

#### d. Courbe de capacité :

La courbe de capacité doit être comparée à la courbe de demande, qui est obtenue à partir du spectre de réponse élastique  $S_{ae}(T, \xi)$ . Il est donc nécessaire de transformer le modèle à plusieurs DDL de la structure en un modèle à un seul DDL. Le passage de la courbe effort-déplacement à la courbe de capacité accélérations-déplacements (Figure 2.12) se fait en divisant les forces dans la courbe Pushover idéalisée par la masse équivalente (équation 2.31). L'accélération à la limite élastique vaut  $S_{ay} = F_y^*/M^* = 4.18m/s^2$  soit 0,42 g.

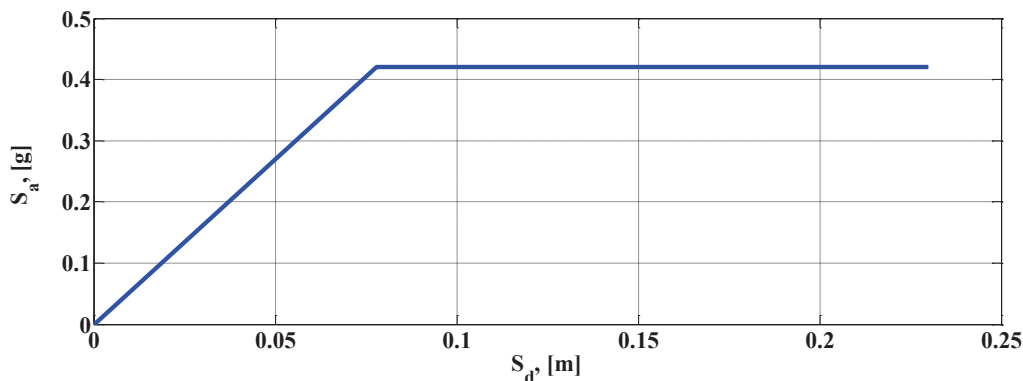


Figure 3.12 : Courbe de capacité

### e. Demande sismique

La demande sismique est introduite sous la forme d'un spectre de réponse élastique. Dans cette application, deux spectres sont utilisés ayant un PGA égal à 0.5g et 1.0g respectivement et un coefficient d'amortissement de 5%. Ces spectres correspondent à un site rocheux. La figure 2.13 montre les spectres de réponse élastiques dans le format accélérations-périodes et la figure 2.14 montre les mêmes spectres dans le format accélérations-déplacement comme il est exigé par la méthode N2. Ces spectres seront réduits par le facteur de réduction pour obtenir les spectres inélastiques.

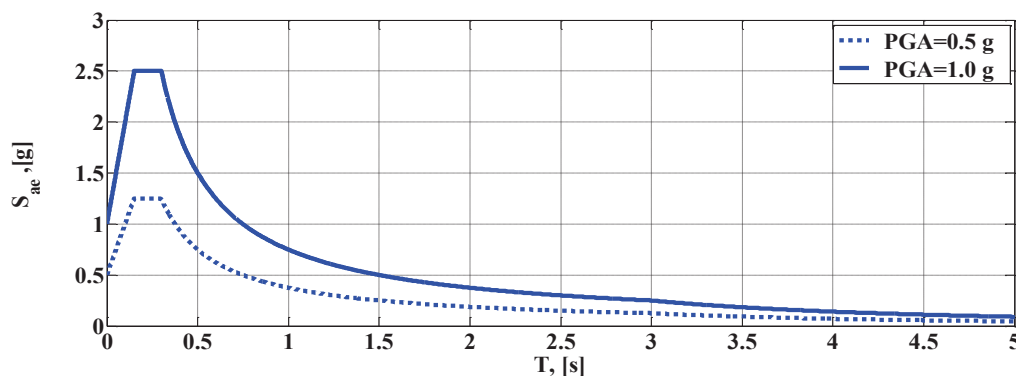


Figure 2.13 : Spectres élastiques pour un sol rocheux dans le format traditionnel (accélération-période)

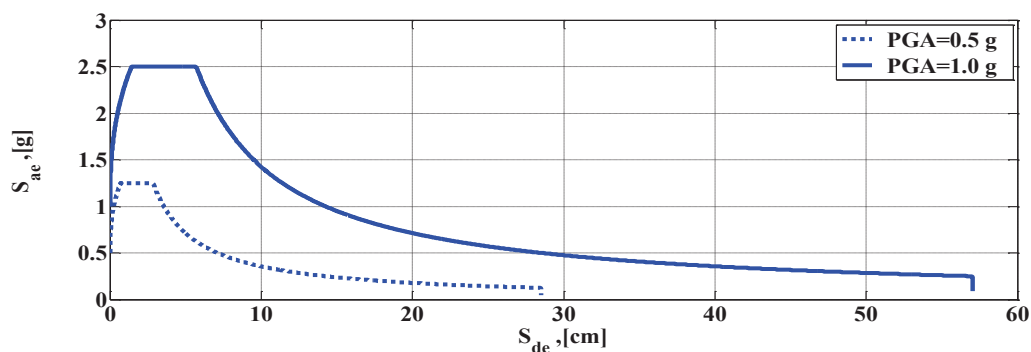
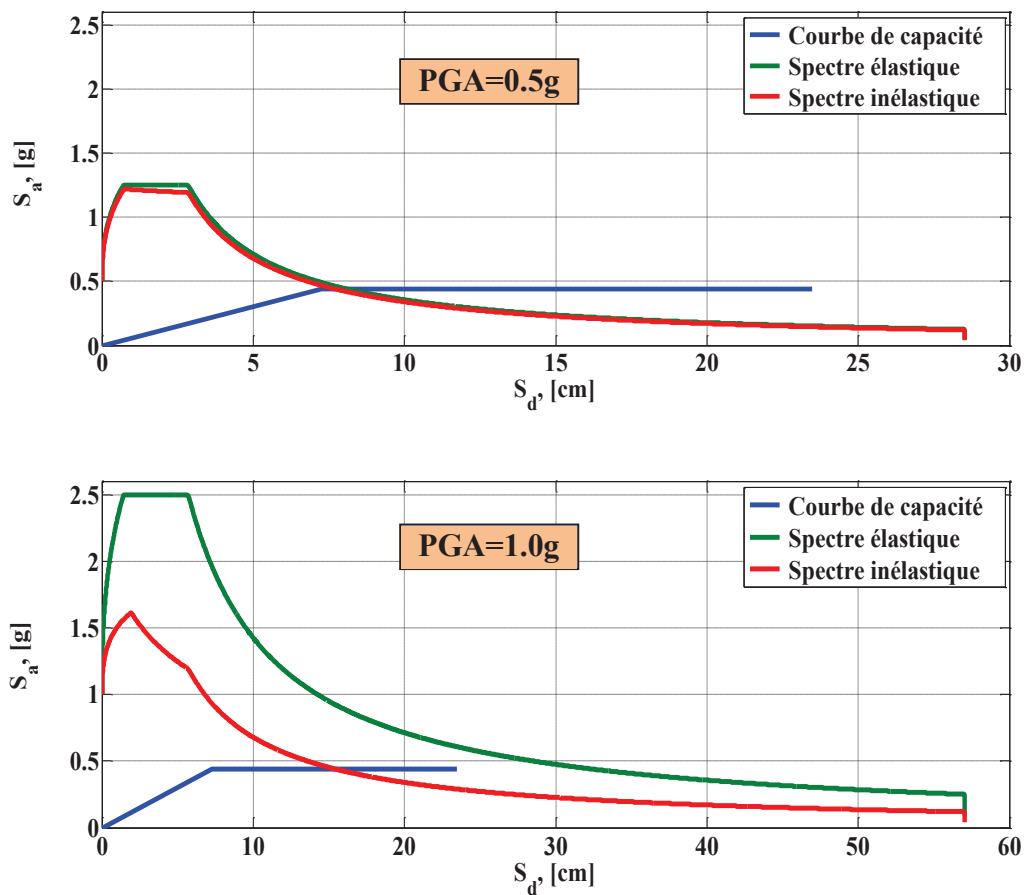


Figure 2.14 : Spectres élastiques pour un sol rocheux dans le format (accélération-déplacement)

**f. Calcul du déplacement :**

En fonction de la sollicitation sismique donnée (PGA=0.5g et 1.0g), nous obtenons le déplacement susceptible de se produire dans le bâtiment, représenté par la translation au niveau du sommet de la structure. Ce déplacement, considéré comme le facteur majeur conditionnant l'endommagement structurel, est donné par l'abscisse du point de croisement entre la courbe définissant les séismes et la courbe de capacité. Il est qualifié de « point de performance ». Le déplacement de la structure est associé à la position de la période élastique par rapport à la période caractéristique du sol. Dans cet exemple, pour les deux valeurs de PGA, on constate que la période élastique de la structure est largement supérieure à la période caractéristique du sol rocheux, ce qui nous amène à conclure que la théorie de l'égalité des déplacements des systèmes élastique et inélastique dans la gamme des périodes élevées est applicable. Dans ce cas le déplacement élastique du système à un seul degré de liberté est calculé à partir de l'équation (2.39) et est égal à 0.078 m (pour PGA=0.5g) et 0.157 m (pour PGA=1.0g). Ainsi le déplacement total de la structure est obtenu en multipliant celui de l'oscillateur simple par le facteur de participation modale.  $u_t = 0.101$  m et 0.202 m pour les valeurs de PGA=0.5g et 1.0g respectivement.

La figure 2.15 résume graphiquement les résultats obtenus analytiquement par la méthode N2.



**Figure 2.15 :** Représentation graphique des résultats : courbe de capacité, spectre élastique, spectre inélastique et point de performance

### 2.11.2. Influence du mode de chargement sur la réponse d'une structure :

La sélection du mode de chargement est une étape très importante dans l'analyse Pushover parce que ce mode de chargement est censé représenter les forces d'inerties dans le calcul sismique. Plusieurs formes de mode de chargement ont été proposées dans la littérature pour appliquer l'analyse Pushover (voir § 2.8.2). L'Eurocode 8 propose deux distributions qui sont considérées comme permettant d'encadrer le résultat. La première est une distribution uniforme, pour laquelle la force au niveau  $i$  est proportionnelle à la masse au niveau  $i$  et indépendante de la hauteur. La seconde est une distribution modale correspondant à la distribution des forces latérales déterminée par analyse linéaire pour le ou les premier(s) mode(s) de la structure.

Pour étudier l'influence du mode de chargement sur les différents paramètres qui contrôlent le comportement de la structure, on a appliqué la méthode N2 avec un chargement triangulaire, uniforme (rectangulaire) et modal sur une même structure et on a calculé les différents paramètres pour les trois modes de chargement (Tableau 2.2). La Figure 2.16 montre clairement l'impact du type de chargement qui affecte considérablement la rigidité et la résistance de la structure. Le chargement uniforme conduit à la mobilisation d'une grande capacité de résistance mais réduit son déplacement ultime. Par contre, la différence entre la réponse due au chargement modal et triangulaire est presque négligeable.

Tableau 2.2 : Influence du type de chargement latéral sur la réponse du modèle

	Chargement triangulaire		Chargement uniforme		Chargement du 1 <sup>er</sup> mode	
	0.5	1.0	0.5	1.0	0.5	1.0
$T_{eq}$ , [s]	0.835		0.742		0.808	
$S_{ae}$ , [g]	0.418		0.465		0.438	
$V$ , [kN]	507.64		550.05		518.61	
$K_{eq}$ , [kN/m]	5204.79		6595.47		5561.38	
$M_{eq}$ , [t]	91.98		91.98		91.98	
$R_{\mu}$	1.06	2.13	1.08	2.15	1.04	2.10
$\mu$	1.06	2.13	1.08	2.15	1.04	2.10
$u_t^*$ , [m]	0.078	0.157	0.069	0.139	0.076	0.152
$u_t$ , [m]	0.101	0.202	0.090	0.179	0.098	0.196

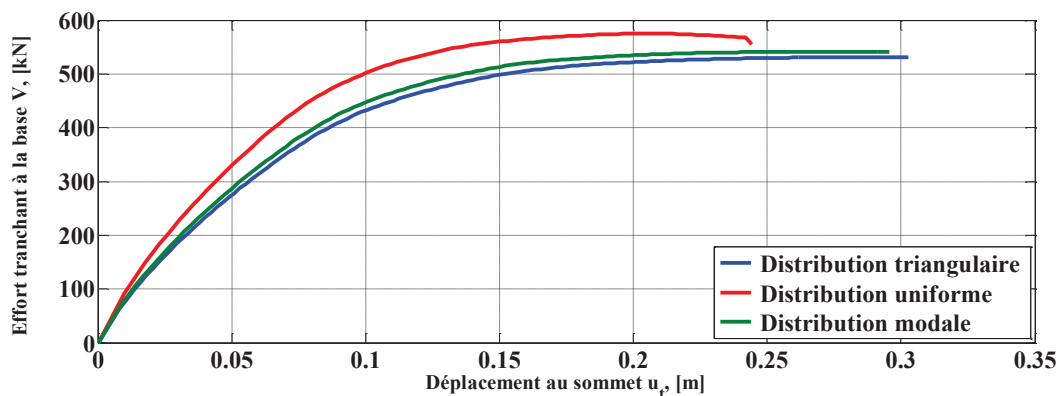


Figure 2.16 : Influence du type de chargement latéral sur la courbe Pushover

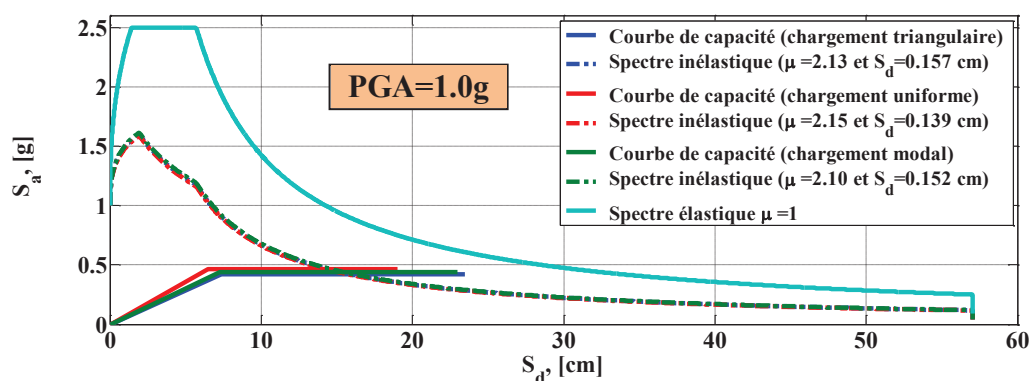


Figure 2.17 : Influence du type de chargement latéral sur le point de performance

## 2.12. Conclusion

La nécessité de limiter les dommages affectés aux structures pendant un séisme et sauvegarder les vies des occupants, a poussé les chercheurs et les ingénieurs à développer les outils de calcul et créer des méthodes récentes qui permettent d'évaluer la performance sismique des structures et de faire un diagnostic rigoureux pour évaluer le comportement et le risque sismique des bâtiments. Ainsi, le calcul basé sur la performance s'appuie sur le comportement réel de la structure obtenu par modélisation numérique et les essais sur échelle réduite, tendant à se substituer au calcul classique conventionnel (calcul aux états limites) largement répandu dans les codes réglementaires basés sur le retour d'expérience des séismes passés.

Ce chapitre a fait le point sur les différentes méthodes actuellement appliquées basées sur la détermination préalable du déplacement (la méthode N2 et la méthode du spectre de capacité). Ces dernières ont permis de distinguer en mettant l'accent sur les différences notables entre les méthodes usuelles et les méthodes proposées. Les premières prennent en compte le comportement non linéaire des structures à travers un facteur de comportement obtenu à partir de relations empiriques. Les secondes comparent la capacité de la structure obtenue par une analyse statique non linéaire (Pushover) et la sollicitation sismique exercée sur cette structure à travers le spectre de réponse.

Cependant, toutes les méthodes citées en détails dans ce chapitre (méthode du spectre de capacité (ATC 40, 1996) et méthode N2 (Fajfar et Fischinger, 1987 ; Fajfar and Gaspersic, 1996) ne font en aucun cas référence à l'influence du sol sur la réponse non linéaire de la structure et par conséquent sur sa performance.

Dans la majorité des codes de construction actuels, les charges sismiques de conception à considérer pour dimensionner les structures sont calculées en négligeant l'ISS ; la réponse dynamique est obtenue en supposant qu'elles sont encastrées à leur base comme il est le cas dans les méthodes citées dans ce présent chapitre qui n'introduisent en aucune étape le sol comme paramètre ayant un impact sur la réponse. Cette hypothèse a été adoptée par les codes sur la conviction que l'ISS joue un rôle toujours favorable en diminuant les forces d'inertie agissant sur les structures. Or, les observations post-séismes ont mis en évidence que l'ISS pouvait être préjudiciable pour certains édifices construits sur des sols non conventionnels (Gazetas & Mylonakis, 1998). Dans le but d'optimiser le dimensionnement des bâtiments ou de prédire, de façon plus réaliste, leurs comportements

sismiques, les codes de constructions internationaux commencent à introduire des clauses permettant de tenir compte de l'ISS dans la phase de conception.

La plupart des travaux de recherche réalisés dans le passé, ont abordé le problème de l'ISS en partant de l'hypothèse que le sol et la structure sont simultanément linéaires, en utilisant l'analogie de l'oscillateur équivalent à base fixe. Ce n'est que durant cette dernière décennie, que certaines études se sont focalisées sur l'impact du sol sur la réponse non linéaire de la structure, en introduisant un oscillateur non linéaire équivalent caractérisé par une ductilité effective avec une période et un amortissement effectifs correspondant au système à l'état élastique. La comparaison entre les résultats en termes de ductilité et en déplacement obtenus par ce modèle simplifié et ceux obtenus par des méthodes exactes ont prouvé l'efficacité et la fiabilité du modèle. Ces études soulignent que l'ISS a un effet considérable sur la demande en ductilité des structures.

Sur ce contexte, nous proposons dans le chapitre suivant une approche simplifiée pour déterminer la réponse non linéaire d'une structure en interaction avec le sol en nous appuyant sur une méthode capacitive telle que la méthode N2. Nous avons tout d'abord développé la méthode N2 telle qu'elle a été présentée par P. Fajfar (Fajfar, 2000) en justifiant les raisons du choix de cette méthode et en mettant le point sur ces limitations, ensuite nous avons apporté notre contribution de modification dans quelques étapes de la procédure pour inclure l'ISS dans le modèle. La fiabilité et la validité du modèle proposé seront concrétisées par un exemple et les résultats obtenus seront comparés bien sûr à ceux issus d'une méthode exacte telle que la méthode temporelle.

## Chapitre 3

---

**Comportement sismique des structures en  
interaction avec le sol :  
approche performantielle**

---

## Comportement sismique des structures en interaction avec le sol : approche performantielle

### 3.1. Introduction

Le besoin d'améliorer la méthodologie de calcul des structures soumises à une action sismique par les différents règlements (nord américain, européen et japonais) est largement avéré suite à l'évolution des connaissances (Fajfar, 1999). Les règlements actuels reposent sur une analyse linéaire d'un modèle de la structure dont les sorties sont ensuite modifiées par le biais de certains facteurs correcteurs pour tenir compte du comportement non-linéaire (facteur de comportement, ductilité,...).

Une approche intéressante est la combinaison entre l'analyse statique non-linéaire « Pushover » d'un système à plusieurs degrés de liberté et l'analyse par spectre de réponse d'un système à un seul degré de liberté, comme cela a été montré dans le chapitre précédent. Il s'agit là d'une approche performantielle.

L'analyse du comportement des structures nécessite une bonne connaissance des caractéristiques non linéaires de la structure et de ses éléments (lois de comportement des différents matériaux constitutifs, modèles éléments finis adéquat,...). Différents mécanismes tels que la fissuration du béton, le comportement plastique des armatures d'acier, ou encore, les ruptures d'adhérence aux interfaces acier-béton doivent être intégrés. De plus, l'interaction avec l'environnement joue un rôle important sur la réponse globale de la structure.

L'objectif principal de ce chapitre est de proposer une approche permettant de prendre en compte l'interaction sol-structure (chapitre 1) et l'approche performantielle (chapitre 2). Il s'agit d'une extension de la méthode N2 proposée par P. Fajfar (Fajfar, 1999) et que nous appellerons N2-ISS. A notre connaissance, il n'existe pas d'étude qui intègre à la fois l'ISS et le formalisme basé sur la performance. Pour examiner la validité et la fiabilité du modèle présenté, une analyse comparative sera faite entre l'approche que nous proposons et trois autres méthodes:

- la méthode introduite dans le code BSSC (NEHRP, 2003),
- la méthode proposée par Avilès & Perez-Rocha (2003),
- la méthode dynamique temporelle non linéaire.



Afin de prédire correctement la réponse sismique d'une structure en béton armé en interaction avec le sol en utilisant le modèle proposé, il faut définir adéquatement les paramètres qui le caractérisent. Nous avons donc réalisé une étude paramétrique de sensibilité sur l'ensemble des paramètres afin d'étudier leur influence sur la réponse structurelle. Nous avons tout d'abord examiné l'influence du sol : sa nature, l'impact des paramètres  $V_s$  (accélération des ondes de cisaillement) et PGA (l'accélération maximale du sol), puis celle des paramètres relatifs aux matériaux de la structure (béton et acier). L'analyse de sensibilité est effectuée sur la sortie que constitue le déplacement maximal de la structure.

### 3.2. Effets de l'ISS sur la réponse de la structure:

Les déformations de la structure au cours de secousses sismiques sont affectées par les interactions entre les trois systèmes liés : la structure, la fondation et les milieux géologiques sous-jacents et entourant les fondations. L'analyse sismique de l'ISS évalue la réponse de l'ensemble par rapport à un mouvement du sol spécifié en champ libre (Stewart et al., 1998). En effet, dans le cas d'une base flexible, l'interaction mutuelle entre la structure et le sol adjacent induit des modifications dans la réponse dynamique (Menglin et al., 2011). Néanmoins, l'effet de l'ISS peut être différent selon que les systèmes sont élastiques ou inélastiques. Ainsi, les méthodes actuelles d'interaction basées sur l'étude de réponse élastique pourraient ne pas être directement applicables à des structures qui devraient se comporter inélastiquement au cours de violents séismes. Par conséquent, ignorer les caractéristiques non linéaires du phénomène de l'ISS pourrait conduire à des prédictions erronées des dommages structurels.

Pour les systèmes élastiques, les premières études de l'ISS ont été menées par Veletsos et Meek (1974) ; Veletsos et Nair (1975). Dans ces travaux, les effets de l'ISS inertielle sont résumés par un système équivalent à un seul DDL caractérisant la flexibilité du sol support et l'amortissement de la fondation. L'effet de la flexibilité du sol est inclus en modifiant la période fondamentale d'une structure à base fixe. L'amortissement de la fondation associé à l'amortissement radiatif et matériel du sol est introduit en définissant un amortissement effectif du système superstructure-fondation en tant que la somme d'un terme proportionnel à l'amortissement visqueux de la structure et l'amortissement visqueux équivalent de la fondation. L'augmentation de la période naturelle et de l'amortissement ajouté de la fondation a été largement étudiée par plusieurs auteurs (par exemple : Luco 1980; Aviles et Perez-Rocha, 1996). Néanmoins, cette approche de l'oscillateur équivalent n'est strictement valable que pour des systèmes élastiques superstructure-fondation, ce qui constitue une limitation importante en génie parasismique, quand le comportement de la superstructure est fortement inélastique. En dépit de ces limites, cette approche a été incluse dans plusieurs dispositions de conception parasismique (par exemple : ASCE 41-06, 2006; ATC-40, 1996; FEMA 750, 2009).

Les effets de l'ISS sur la structure à la limite élastique n'ont pas été étudiés. Les recherches théoriques menées par Priestley et Park (1987) pour les piles de ponts élastoplastiques ont montré que la flexibilité de la fondation réduit la capacité de ductilité du système. Plus récemment, plusieurs autres études utilisant la technique de l'oscillateur équivalent (Ciampoli et Pinto, 1995; Rodriguez et Montes, 2000; Aviles et Perez-Rocha, 2003), ont été menées afin d'éclaircir l'effet de l'ISS sur la ductilité maximale requise. De même, Ghannad et Jahankhah (2007) ont effectué des études paramétriques et ont révélé l'importance de l'ISS sur le comportement inélastique structurel. Les auteurs ont indiqué que le facteur de réduction de la résistance de la structure diffère significativement selon

que l'on suppose la base fixe ou que l'on inclut la flexibilité de sa fondation. Khoshnoudian et Behmanesh (2010) ont évalué l'amortissement défini dans la FEMA-440 afin d'inclure l'effet de l'ISS.

Suite à ces études, nous proposons une nouvelle approche pour la détermination de la réponse non linéaire d'une structure en tenant compte de l'effet du sol. Cette approche sera détaillée au §3.4.

### 3.3. Analyse non linéaire d'un système sol-structure - modèle de Priestley et Park :

L'estimation de la réponse des structures vis-à-vis des sollicitations sismiques majeures exige la prise en compte et la considération du comportement inélastique de la structure dans la modélisation. Par conséquent, la capacité de déplacement que peut subir cette structure doit être supérieure au déplacement imposé par le séisme (demande sismique). La demande de ductilité  $\mu$  et le coefficient de comportement  $R$  peuvent se définir de la façon suivante :

$$\mu = \frac{u_t}{u_y} \quad (3.1)$$

$$R = \frac{F_e}{F_y} \quad (3.2)$$

où  $u_t$  et  $u_y$  sont respectivement le déplacement plastique maximal et le déplacement à la limite élastique.  $F_e$  et  $F_y$  sont respectivement la force élastique et la force à la limite élastique.

Dans le but de mieux comprendre l'effet de l'ISS sur la ductilité, on considère le modèle de Priestley et Park (Priestley et Park ,1987) présenté à la Figure 3.1 :

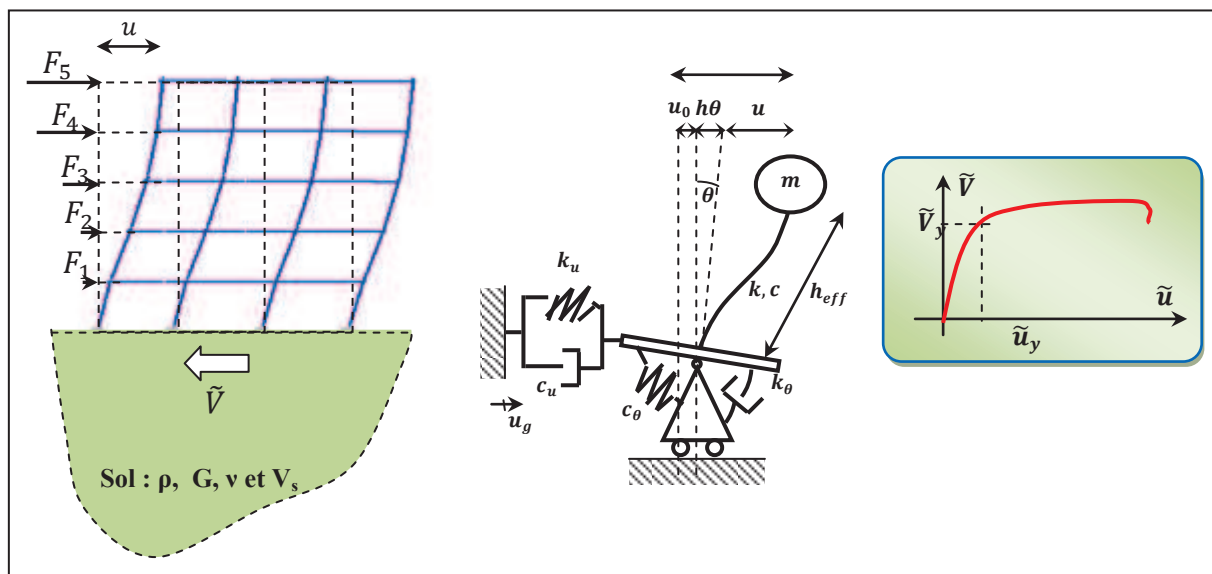


Figure 3.1 : Modèle de l'oscillateur inélastique

Le déplacement horizontal relatif au champ libre, est donné par l'expression suivante :

$$u_t = u_g + u_0 + \theta h + u = u_g + u_0 + \theta h + u_y + u_p \quad (3.3)$$

$u_0$  et  $\theta$  correspondent à la contribution de la translation et la rotation de la fondation,  $u_y$  représente le déplacement élastique de la colonne et  $u_0$  est le déplacement de la fondation.

$u_p$  est un nouveau terme dans cette expression et est du à la formation de la rotule plastique à la base de la colonne et est donné en fonction de la rotation de la rotule plastique  $\theta_p$  comme suit :

$$u_p = \theta_p \left( h - \frac{l_p}{2} \right) \quad (3.4)$$

$l_p$  étant la longueur équivalente de la rotule plastique.

Si on désigne par  $\mu$  le facteur de ductilité de déplacement de la colonne à base fixe, ce facteur peut être exprimé comme suit :

$$\mu = \frac{u_y + u_p}{u_y} \quad (3.5)$$

Dans le cas de la colonne à base flexible et si on désigne par  $\tilde{\mu}$  le facteur de ductilité de déplacement, ce facteur peut être exprimé par l'expression suivante :

$$\tilde{\mu} = \frac{u_g + u_0 + \theta h + u_y + u_p}{u_g + u_0 + \theta h + u_y} \quad (3.6)$$

Si on introduit un rapport entre le déplacement de la structure et celui de la fondation pour mieux matérialiser l'effet de l'ISS sur la réponse inélastique des structures, on obtient :

$$r_{s-f} = \frac{u + h\theta}{u_y} \quad (3.7)$$

Après division par  $u_y$  l'expression 3.6 s'écrit donc :

$$\tilde{\mu} = \frac{r_{s-f} + \mu}{r_{s-f} + 1} \quad (3.8)$$

Dans le cas de la colonne à base fixe ;  $r_{s-f} = 0$  (aucun déplacement de la fondation), les facteurs de ductilité dans la colonne et le système sont identiques. Pour  $r_{s-f} > 1$ , le facteur  $\tilde{\mu}$  est toujours inférieur à  $\mu$ .

On en conclut que pour une capacité de ductilité  $\mu$  d'un système à base fixe, la capacité de ductilité du même système mais en tenant compte de l'ISS  $\tilde{\mu}$  est inférieure à celle de la structure à base fixe  $\mu$  quand  $r_{s-f} > 1$ .

### 3.4. Méthodologie proposée pour l'analyse non linéaire d'un système sol-structure : l'approche N2-ISS

L'approche consistera dans un premier temps, à déterminer la réponse non linéaire par la méthode N2 pour le système sans tenir compte de l'ISS puis, à introduire dans un second temps l'effet de l'ISS (Mekki et Elachachi, 2011).

Le choix de la méthode N2 est dû à sa simplicité et à sa capacité à déterminer le déplacement de la structure avec un effort de calcul "gérable" et une précision raisonnable. Cependant, comme toute méthode approchée, la méthode N2 est soumise à plusieurs limitations que nous avons analysé au §2.9. L'approche N2-ISS est illustrée à la figure 3.2 et est organisée selon les étapes suivantes :

1. Détermination de la courbe Pushover d'une structure à plusieurs DDL considérée initialement fixée à sa base. Cette courbe est représentée en termes d'effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet et est construite en appliquant des forces horizontales monotones croissantes à la structure (analyse Pushover, chapitre 2, § 2.4).
2. Évaluation de la demande sismique. L'évaluation de la performance structurelle est déterminée par la méthode N2 pour un système à base fixe (figure 3.2.b). La demande sismique est calculée à partir des spectres de réponse dans le format accélération-déplacement. La courbe Pushover (effort tranchant à la base – déplacement au sommet) est convertie en une courbe de capacité (accélération-déplacement spectral, figure 3.2.b), comme nous l'avons vu en détail au chapitre 2.
3. Introduction de l'ISS grâce à des fonctions d'impédance (chapitre 1). Ces fonctions décrivent les caractéristiques de rigidité et d'amortissement de l'interaction fondation-sol. Il faut tenir compte de la stratigraphie du sol, de la raideur et de la géométrie de la fondation (figure 3.2.c).
4. La courbe de capacité du système sur base flexible (avec ISS) est obtenue en apportant des modifications majeures à la courbe de la capacité initiale construite pour la structure à base fixe (§ 3.5). L'intersection de la courbe de capacité (avec ISS) et les spectres inélastiques (avec ISS) donne le point de performance (figure 3.2.d).

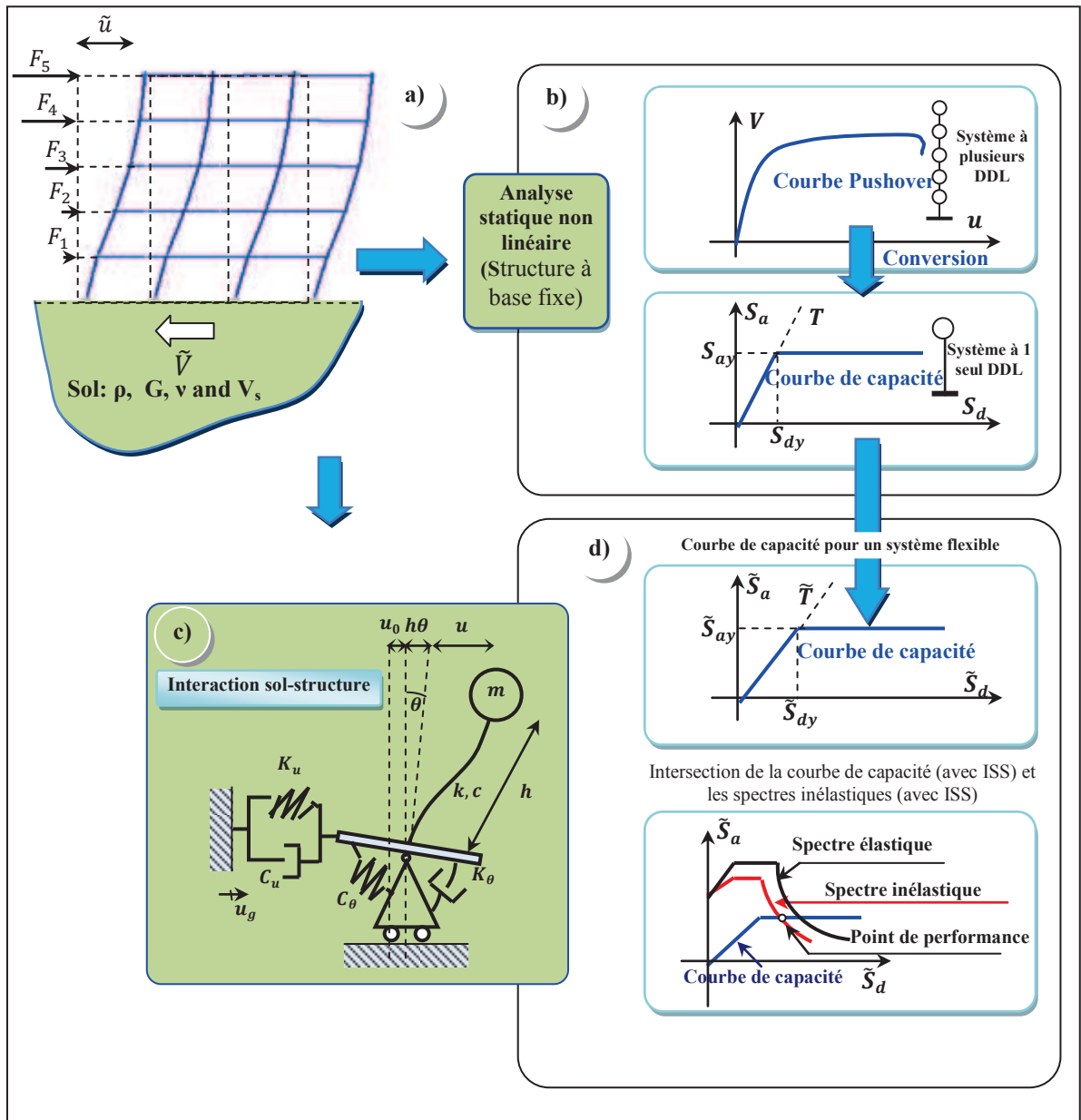


Figure 3.2: Etapes de la méthodologie proposée

Deux éléments sont importants pour l'évaluation de la performance sismique de la structure sur base flexible : le spectre de demande et le spectre de capacité. Le spectre de demande représente le mouvement du sol tandis que le spectre de capacité représente la capacité de la structure à résister aux forces appliquées. Le spectre de demande doit être modifié pour tenir compte de l'allongement de la période ou l'augmentation de l'amortissement de la structure. Ainsi, l'ISS est introduite en utilisant la notion de l'oscillateur équivalent. Sa période propre et son facteur d'amortissement sont définis par la période effective et le facteur d'amortissement effectif (équations 1.34 et 1.35).

Pour caractériser complètement cet oscillateur non linéaire et pour tenir compte des effets d'interaction inélastique, un facteur de ductilité équivalente est défini (Aviles et Perez-Rocha, 2003), équation 3.9 :

$$\tilde{\mu} = 1 + (\mu - 1) \frac{T^2}{\tilde{T}^2} \quad (3.9)$$

La relation force-déplacement de la structure réelle et de l'oscillateur équivalent sont considérées de type élasto-plastique. L'équation 3.9 est obtenue en partant d'une équivalence des énergies dissipées entre une structure à base flexible et une autre à base fixe. On peut noter (Aviles et Perez-Rocha, 2003) que les valeurs de  $\tilde{\mu}$  varient de 1 à  $\mu$ , de sorte que la ductilité effective du système est inférieure à la ductilité permise de la structure. La ductilité effective  $\tilde{\mu}$  sera égale à la ductilité  $\mu$  structurelle d'un sol infiniment rigide (pour lequel ( $\tilde{T} = T$ )) et à l'unité pour un sol infiniment flexible (pour lesquels  $\tilde{T} = \infty$ )).

Par conséquent les équations (2.33) à (2.41) deviennent :

$$\tilde{S}_{ay}(\tilde{T}, \tilde{\xi}) = \frac{\tilde{S}_{ae}(\tilde{T}, \tilde{\xi})}{\tilde{R}_\mu(\tilde{T})} ; \tilde{S}_{dy}(\tilde{T}, \tilde{\xi}) = \frac{\tilde{T}^2}{4\pi^2} \tilde{S}_{ay}(\tilde{T}, \tilde{\xi}) \quad (3.10)$$

$$\left\{ \begin{array}{ll} \tilde{R}_\mu = (\tilde{\mu} - 1) \frac{\tilde{T}}{T_c} + 1 & \tilde{T} < T_c \\ \tilde{R}_\mu = \tilde{\mu} & \tilde{T} > T_c \end{array} \right. \quad (3.11)$$

$$\text{et } \tilde{u}_t = \Gamma \tilde{S}_d \quad (3.12)$$

Les étapes à suivre pour l'application de l'équation 3.12 peuvent se résumer comme suit (Mekki et Elachachi, 2011) :

1. Par l'utilisation des équations (1.34), (1.35) et (3.9), calculer la période  $\tilde{T}$  du système sur base flexible, le coefficient d'amortissement  $\tilde{\xi}$  et la ductilité  $\tilde{\mu}$  de la structure dont les propriétés sur base rigide  $T$ ,  $\xi$  et  $\mu$  sont connus.
2. La valeur  $\tilde{R}_\mu$  est alors estimée par application de l'équation (3.11).
3. A partir du spectre de réponse pour un site spécifique, déterminer la réponse élastique spectrale  $\tilde{S}_a$  et  $\tilde{S}_d$ , comme si la structure est fixée à la base.

### 3.5. Application à une structure courante en béton armé

Nous allons appliquer l'approche à un cas d'étude, celui d'une structure en béton armé dont les caractéristiques géométriques et matérielles sont montrées dans la figure 3.3 (portique représentatif). Pour modéliser les lois de comportement du béton et de l'acier, respectivement, le modèle Kent et Park (Kent et Park, 1971) et le modèle élasto-plastique avec écrouissage ont été utilisés.

La distribution des forces latérales dépend de la forme du premier mode (privilégié). On considère que la structure oscille en prédominance dans le premier mode et que ses composantes sont normalisées de telle façon que le déplacement au sommet soit égal à 1.

$$\{\phi\} = [0.33 \ 0.67 \ 1.00] .$$

Le vecteur des forces latérales est obtenu à partir de l'équation (2.21), et normalisé de sorte que la charge au sommet est égale à 1.0 :  $\{F^T\} = [151.8 \ 303.6 \ 459.9]kN$

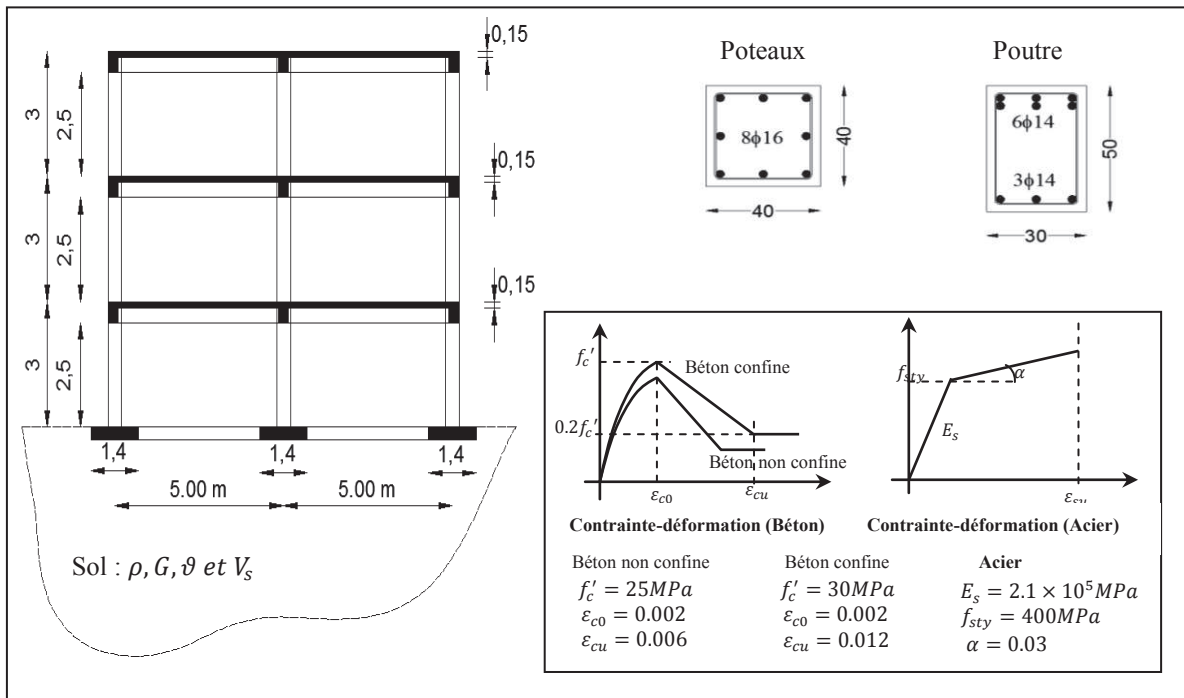


Figure 3.3: Portique en béton armé (géométrie, sections, et loi de comportement du béton et de l'acier).

### 3.5.1. Application de la méthode N2-ISS :

Pour pouvoir introduire l'effet de L'ISS dans le modèle proposé, les fonctions d'impédance présentées dans le chapitre 1 sont utilisées afin de déterminer l'allongement de la période  $\tilde{T}/T$  par l'équation 1.34 et l'amortissement du système sol structure  $\xi$  par l'équation 1.35. Ces fonctions relient les paramètres géométriques de la fondation et les paramètres du sol tels que la vitesse d'onde de cisaillement  $V_s$  et le module de Poisson  $\nu$ .

#### a. Période effective du système sol structure :

La figure 3.4 illustre la variation de  $\tilde{T}/T$  en fonction de la vitesse des ondes de cisaillement  $V_s$ . Pour les évaluations présentées dans cette figure et les figures qui suivent, un coefficient de Poisson du sol  $\nu = 0,3$  a été pris en compte. On a considéré différentes vitesses d'ondes de cisaillement  $V_s$ , allant de 50 m/s pour le sol très meuble à 1900 m/s pour le sol rocheux. Les valeurs moyennes des vitesses d'onde de cisaillement pour le sol décomposables en quatre classes (très meuble, meuble, ferme et rocheux) avec des seuils respectifs de 125, 300, 600 et 1350m/s.

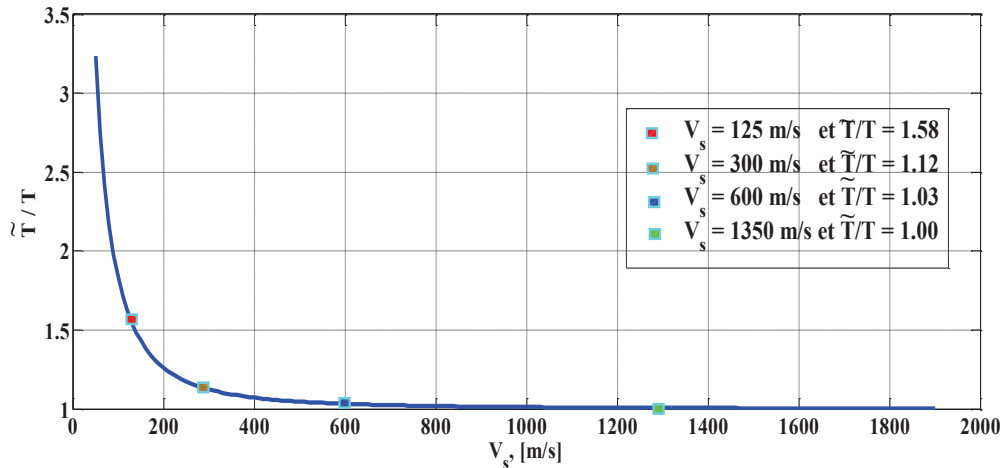


Figure 3.4 : Variation de  $\tilde{T}/T$  en fonction de la vitesse de cisaillement  $V_s$

La figure 3.4 montre une diminution continue de la période effective  $\tilde{T}$  lorsque les valeurs de  $V_s$  augmentent, due à la diminution de la flexibilité de la fondation et en comparaison avec la structure sur base rigide (le ratio  $\tilde{T}/T$  s'élève à 3,3 pour  $V_s = 50\text{m/s}$  et à 1,3 pour  $V_s = 200\text{m/s}$ , pour les sols meubles). Ceci s'accompagne par la dissipation d'une quantité considérable de l'énergie de vibration en raison de l'amortissement du sol.

**b. Amortissement effectif du système sol structure :**

Une valeur d'amortissement de 5% est usuellement utilisée pour réaliser les analyses dynamiques de structures courantes soumises à des sollicitations sismiques. Cependant, comme nous allons le voir par la suite, cette valeur a peu de signification pour la plupart des bâtiments en béton armé lorsque l'on souhaite tenir compte de l'ISS.

Un sol possède deux types d'amortissement : un amortissement interne dû au comportement hystérétique du sol (amortissement hystérétique) et un amortissement dû à la dispersion des ondes sismiques (amortissement radial). Dans le modèle ISS, l'amortissement du système sol-structure a été calculé à l'aide de l'équation 1.35.

L'amortissement effectif  $\xi$  du système est considérablement différent de l'amortissement de la structure seule dans la plupart des cas. Ceci est clairement illustré à la figure 3.5, où l'amortissement équivalent  $\xi$  est tracé en fonction de  $V_s$  pour les valeurs représentatives de l'amortissement du sol  $\xi_g = 5; 10$  et 20%. Le facteur d'amortissement de structure  $\xi$  est pris égal à 5%. On peut en déduire que, lorsque le facteur d'amortissement du sol  $\xi_g$ , est égal au facteur d'amortissement structurel  $\xi$ , un amortissement équivalent constant  $\xi$  égal à  $\xi$  est obtenu, et lorsque  $\xi_g$  est plus grand que  $\xi$ , l'amortissement effectif  $\xi$  va augmenter lorsque  $V_s$  diminue. On peut voir que pour un sol dont la vitesse d'onde de cisaillement est de 50 m/s, l'amortissement effectif est 1,86 fois plus grand que l'amortissement de la structure pour  $\xi_g = 10 \%$ , et ce ratio passe à 3,7 pour  $\xi_g = 20 \%$ .



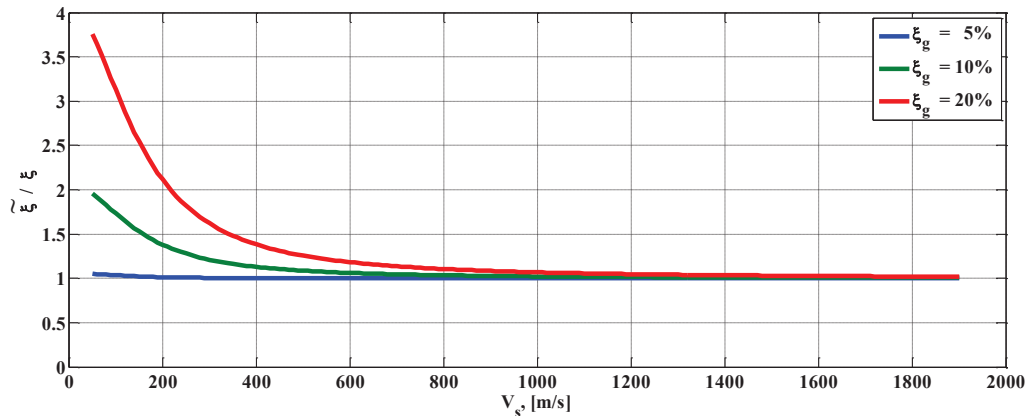


Figure 3.5 : Variation du rapport  $\tilde{\xi}/\xi$  en fonction de la vitesse de cisaillement  $V_s$

### 3.5.2 Effet de la vitesse des ondes de cisaillement sur le point de performance :

La courbe de capacité du système en interaction (base flexible) est déduite en utilisant les expressions citées dans le paragraphe 3.4. Ces expressions nécessitent la connaissance de la période et l'amortissement effectifs  $\tilde{T}$  et  $\tilde{\xi}$  respectivement. L'intersection de la courbe de capacité (avec ISS) et les spectres inélastiques (avec ISS) donne le point de performance.

La demande sismique est représentée par un spectre de réponse relatif au type de sol. Dans la méthode N2, le spectre de réponse est utilisé non pas dans sa forme traditionnelle accélération-période (figure 3.6), mais dans un nouveau format accélération-déplacement en utilisant l'équation (2.30) (Figure 3.7). Chaque catégorie de sol est caractérisée par son propre spectre.

Les règlements parasismiques prennent en considération les effets de sites par la définition des types de sols sous forme de classes. Chaque sol est défini par une période caractéristique  $T_c$  (Figure 3.8) qui représente la période de transition entre le segment des accélérations constantes et le segment des vitesses constantes.

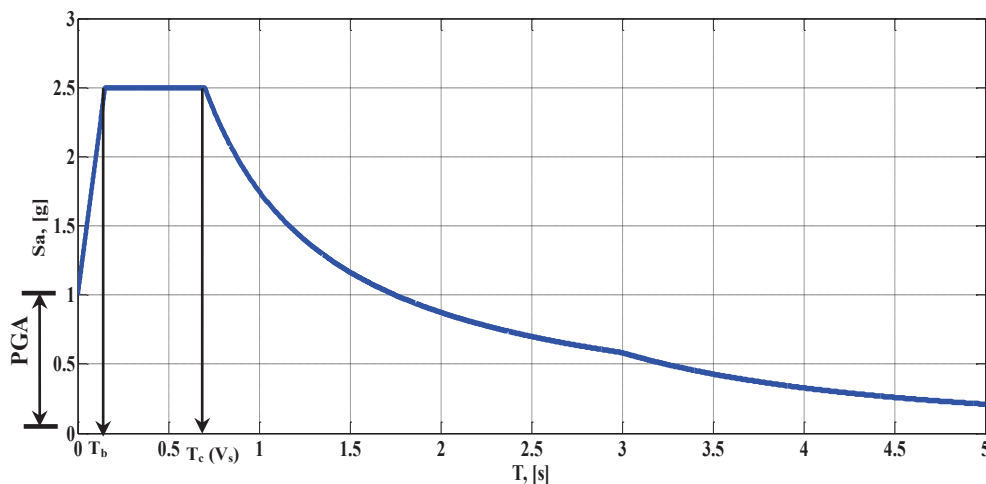


Figure 3.6 : Spectre de réponse élastique du RPA 99 dans le format traditionnel

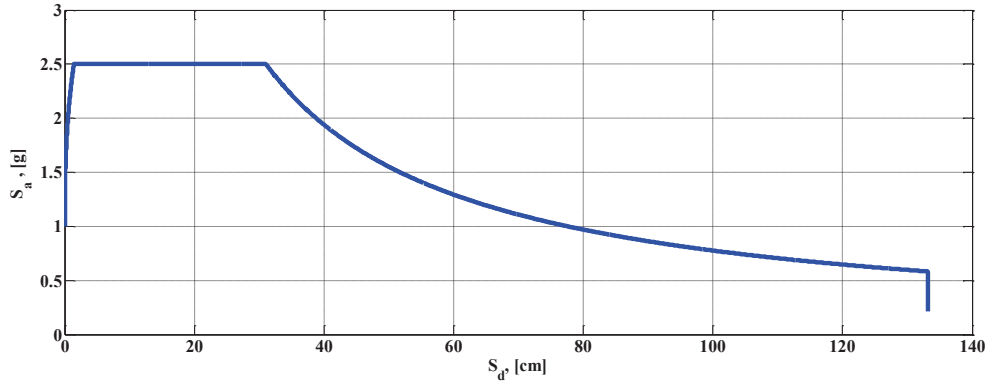


Figure 3.7 : Spectre élastique dans le format spectres accélération-déplacement

Le spectre de réponse élastique utilisé dans cette application est celui du règlement parasismique Algérien (RPA, 2003). Ce code parasismique ressemble à l'Eurocode 8 : tous deux supposent que  $T_c$  est constante pour chaque type de sol (très meuble, meuble, ferme et rocheux). Cependant, il semble plus cohérent d'associer la valeur de  $T_c$  non pas au type de sol mais plutôt à ses propriétés comme par exemple  $V_s$ . Il semble plus approprié d'envisager une variation continue de  $T_c$  au lieu d'une évolution discrète (Figure 3.8). L'équation 3.13 a été identifiée sur les valeurs centrales prévues par le règlement RPA-99 pour chaque classe, et permet ainsi de relier la période caractéristique des sols à la vitesse de l'onde de cisaillement du sol. (coefficient de détermination :  $R^2 = 0.99$ ) entre les périodes  $T_c$  et les valeurs moyennes de la vitesse d'onde de cisaillement proposées dans le RPA-99 (Figure 3.8).

$$T_c = 3.92V_s^{-0.3582} \quad (3.13)$$

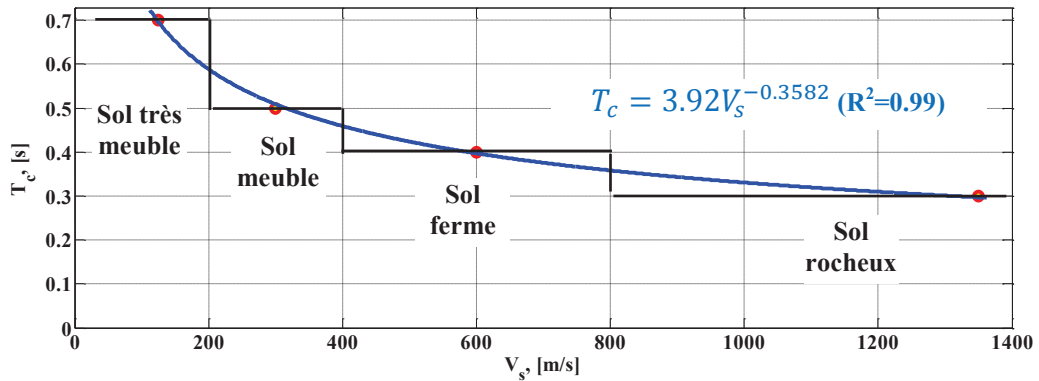


Figure 3.8 : Relation entre la période caractéristique du sol  $T_c$  et la vitesse d'onde de cisaillement  $V_s$  (courbe continue : modèle retenu, diagramme en créneaux : code RPA)

Afin d'évaluer l'influence du comportement non linéaire de la structure et de la flexibilité de sa fondation sur la réponse non linéaire du système sol-structure, la réponse est comparée à celle d'une structure sur base fixe. La figure 3.9 montre les résultats de la structure étudiée pour différents cas :

- avec des conditions sur base fixe (figures 3.9a, b, c, d) et pour quatre types de sol.
- avec prise en compte de l'ISS (figures 3.9e, f, g, h) et pour quatre types de sol.

Le spectre élastique, le spectre inélastique et les courbes de capacité pour quatre valeurs différentes de vitesse d'onde de cisaillement du sol (sol très meuble (avec une vitesse d'onde de cisaillement de 125 m/s), sol meuble ( $V_s=300$  m/s), sol ferme ( $V_s=600$  m/s), et sol rocheux ( $V_s=1350$  m/s)) sont représentées sur la figure 3.9, tous les autres paramètres restent identiques. Le facteur d'amortissement de la structure  $\xi$  est égal à 5% et le facteur d'amortissement du sol  $\xi_g$  est pris égal à 10%.

On peut noter que les vitesses des ondes de cisaillement du sol  $V_s$  ont une influence importante tant sur l'accélération spectrale inélastique que sur le déplacement inélastique. On remarque, aucun changement graphique en comparant les graphes relatifs aux systèmes sans et avec ISS dans le cas d'un sol rocheux. Par contre, pour le sol meuble on observe une modification des courbes (spectre élastique, spectre inélastique et courbe de capacité) dans le cas du système avec ISS par rapport à celui sans ISS. Cela à du à l'allongement de la période  $\tilde{T}$  et l'augmentation de l'amortissement du système ISS.

Les résultats illustrent la contribution significative de l'ISS dans la réduction de l'accélération spectrale. On peut voir que le point de performance se déplace vers la droite (augmentation du déplacement) lorsque la vitesse d'onde de cisaillement du sol diminue (trois fois plus élevé dans le cas d'un sol très meuble (Figure 3.9.e) que dans le cas du sol rocheux (figure 3.9.h)).

Pour le sol très meuble ( $V_s = 125m/s$ ), le déplacement de la structure induit par le tremblement de terre (point de performance) est proche de  $\tilde{S}_{du}$  qui est égal à 32,2 cm. Cette structure va subir une ruine prématurée due à l'effet de site sur la structure. Les résultats montrent que l'action sismique dans un lieu donné dépend dans une large mesure de la nature du sol. Une réduction de l'accélération spectrale  $S_a$  est observée lorsque le phénomène de l'ISS est inclus. En outre, il est montré que la structure construite sur un sol rocheux subit une accélération spectrale plus grande que celle sur un sol très meuble (1,2 fois plus importante dans le cas d'un sol rocheux que dans le cas d'un sol très meuble) et l'effort tranchant à la base est plus important.

Le tableau 3.1 résume les résultats donnés graphiquement par la figure 3.9 en terme de déplacement inélastique de l'oscillateur équivalent sans et avec interaction.

**Tableau 3.1** : Point de performance pour différentes valeurs moyennes de  $V_s$

$V_s, [m/s]$		125	300	600	1350
$u_t^*, [cm]$	Sans ISS	23.50	16.50	13.80	9.95
	Avec ISS	30.50	17.00	13.90	9.95

Sur le Tableau 3.1, on observe que le déplacement  $S_d$  de la structure augmente quand les conditions à la base changent en allant d'une grande valeur de  $V_s$  ( $V_s = 1350m/s$ ) vers une faible valeur de  $V_s$  ( $V_s = 125m/s$ ). L'augmentation de ce déplacement est due à la réduction de la rigidité globale résultant des mouvements induits par les fondations. Cette tendance à la hausse de la demande de déplacement est également visible, en regardant les spectres de déplacement (figure 3.9.e, f, g, h).

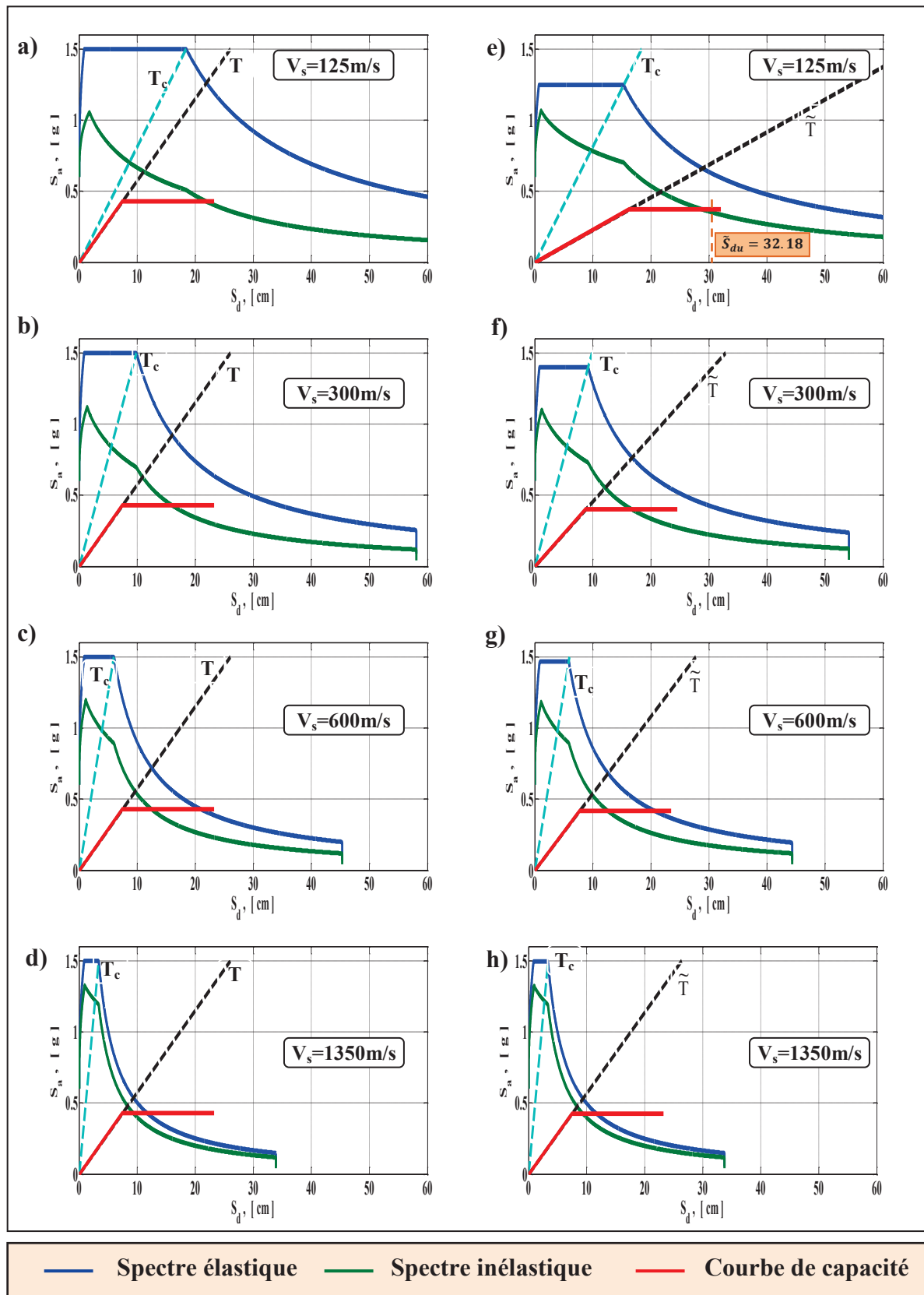


Figure 3.9 : Spectre de capacité et demande pour différentes valeurs de  $V_s$  : sans ISS (à gauche) et avec ISS (à droite) ( $PGA = 0.6g$ ).

On constate aussi que la différence dans la valeur du déplacement commence à diminuer jusqu'à devenir 0 pour les sols rocheux alors que pour les sols très meubles le déplacement est de 1.3 fois dans le cas du système avec ISS par rapport à celui sans ISS.

L'allongement de la période  $\tilde{T}/T$ , l'amortissement  $\tilde{\xi}$ , l'accélération spectrale  $\tilde{S}_a$ , le facteur de ductilité  $\tilde{\mu}$ , et les déplacements au sommet  $\tilde{u}_t$  du système sol-structure dans les points de performance sont donnés dans les tableaux 3.2 et 3.3. Le facteur d'amortissement du sol ( $\xi_g = 10; 20\%$ ) pour une accélération maximale du sol (0.1g ; 0.3g et 0.6g) sont étudiés.

Le tableau 3.2 représente l'effet de la variation de la vitesse d'onde de cisaillement sur l'allongement de la période et l'amortissement du système ISS pour deux valeurs de l'amortissement du sol.

**Tableau 3.2 :**  $\tilde{T}/T$ ,  $\tilde{\xi}$  pour  $V_s$  et  $\xi_g$ .

$V_s$ (m/s)	$\tilde{T}/T$	$\tilde{\xi}$ (%)	
		$\xi_g = 10\%$	$\xi_g = 20\%$
<b>125</b>	1.58	8.10	14.10
<b>300</b>	1.12	6.10	8.10
<b>600</b>	1.03	5.30	5.90
<b>1350</b>	1.00	5.10	5.20

L'étude numérique a été conduite en considérant quatre différentes vitesses d'ondes associées à quatre types de sol ; cela a permis d'analyser l'effet de l'ISS sur la période effective de la structure en interaction (Tableau 3.2). Le premier effet d'ISS constaté est l'allongement de la période fondamentale de la structure par rapport à la valeur obtenue dans le cas de la structure à base encastree, cet effet est exprimé par l'augmentation du rapport  $\tilde{T}/T$  lorsqu'on fait diminuer la vitesse d'onde de cisaillement du sol. D'après la lecture des résultats on remarque que la période du système en interaction est 1.58 fois la période du même système considéré encastree à sa base.

La variation de l'amortissement du sol à une grande influence sur la valeur de l'amortissement du système ISS et cela pour les sols très meubles par contre pour les sols rocheux cette amortissement deviens égal à celui de la structure (pris égal à 5%).

Le facteur de ductilité  $\mu$  étant défini comme le rapport du déplacement maximal  $u_t$  au déplacement à l'état limite élastique  $u_y$ . Le facteur de ductilité équivalent  $\tilde{\mu}$  constitue une limite inférieure de la ductilité de la structure sur base fixe (Avilés et Pérez-Rocha, 2003 et 2005).

Le tableau 3.3 montre l'impact de la variation de la vitesse d'onde de cisaillement sur la facteur de ductilité équivalent, l'accélération spectrale et le déplacement total de la structure en tenant en compte l'ISS pour deux valeurs de l'amortissement du sol et trois valeurs de PGA.

Tableau 3.3 :  $\tilde{\mu}$ ,  $\tilde{S}_a$  et  $\tilde{u}_t$  pour  $PGA$ ,  $V_s$  et  $\xi_g$

PGA (g)	$V_s$ (m/s)	$\tilde{\mu}$	$\tilde{S}_a(g)$		$\tilde{u}_t$ (m)	
			$\xi_g = 10\%$	$\xi_g = 20\%$	$\xi_g = 10\%$	$\xi_g = 20\%$
0.1	125	1.000	0.293	0.293	0.062	0.049
	300	1.000	0.347	0.310	0.036	0.032
	600	1.000	0.396	0.381	0.027	0.026
	1350	1.000	0.413	0.410	0.020	0.020
0.3	125	1.200	0.293	0.293	0.186	0.148
	300	1.075	0.354	0.316	0.109	0.097
	600	1.000	0.396	0.381	0.082	0.079
	1350	1.000	0.413	0.409	0.061	0.060
0.6	125	1.944	0.343	0.293	0.310	0.246
	300	1.801	0.383	0.342	0.181	0.162
	600	1.664	0.404	0.387	0.136	0.131
	1350	1.273	0.414	0.410	0.101	0.100

La flexibilité de la fondation induit des déplacements latéraux et des rotations à la base de la structure qui peuvent affecter la demande de ductilité de la structure. L'analyse des résultats du Tableau 3.3, montre que la demande de ductilité est plus faible pour les mouvements de faible intensité, mais elle augmente pour les mouvements d'intensité plus élevée. Pour une faible valeur de  $PGA$  ( $PGA=0,1g$ ), la structure reste dans le domaine élastique ( $\mu=1$ , Tableau 3.3). Cependant, on peut observer que l'effet de flexibilité de la fondation sur la demande de ductilité est toujours important pour les valeurs les plus basses de  $V_s = 125m/s$ .

On constate que le déplacement maximal de la structure augmente lorsque la vitesse d'onde de cisaillement du sol diminue. Par exemple pour une valeur de  $PGA=0.6 g$ , le déplacement de la structure sur un sol très meuble est 3 fois et 2.4 fois par rapport à la même structure sur un sol rocheux pour un amortissement du sol de 10% et 20% respectivement.

Une réduction de l'accélération spectrale  $S_a$  est observée lorsque le phénomène de l'ISS est inclus. En outre, il est montré que la structure construite sur un sol rocheux subit une accélération spectrale plus grande que celle d'un sol très meuble. L'effet de flexibilité de la fondation diminue l'accélération spectrale  $S_a$ . Cet effet est plus marqué pour les valeurs inférieures de  $V_s$  (jusqu'à 71% pour  $V_s = 125m/s$ ,  $\xi_g = 10\%$  et  $PGA=0,1g$ ). La réponse d'une structure à une action sismique dépend de la nature du sol.

La figure 3.10 montre la variation de  $\tilde{u}_t/u_t$  en fonction de  $V_s$  pour deux valeurs représentatives du facteur d'amortissement des sols ( $\xi_g = 10$  et 20%). Chaque courbe de la figure montre le déplacement au sommet du système sol-structure par rapport au système à base fixe correspondant, pour des valeurs de la vitesse d'ondes de cisaillement allant de 50 m/s à 1900 m/s. Comme prévu, le rapport  $\tilde{u}_t/u_t$  s'approche de l'unité pour des valeurs plus grandes de  $V_s$ . Pour  $V_s = 200m/s$ , les deux courbes montrent une augmentation de  $\tilde{u}_t/u_t$ . Pour  $V_s = 50m/s$  et  $\xi_g = 10 \%$ , le déplacement au sommet est 2,6 fois plus grand que dans le cas de la base fixe. Cela est principalement dû à l'augmentation de l'amortissement du système avec l'augmentation des effets de l'ISS.

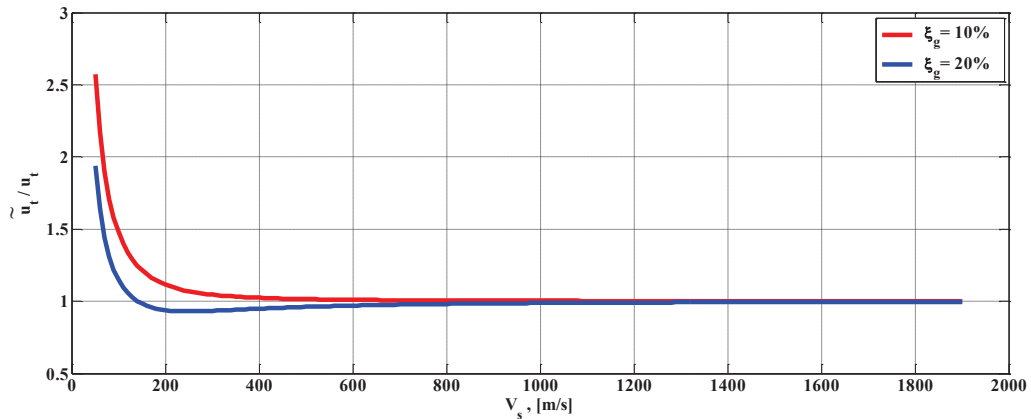


Figure 3.10: Variation de  $\tilde{u}_t / u_t$  en fonction de  $V_s$  pour deux valeurs du facteur d'amortissement des sols ( $\xi_g = 10$  et  $20\%$ )

### 3.5. 3. Facteur de réduction de la force effective $\tilde{R}_\mu$ du système en interaction :

Les critères de conception admis dans les codes parasismiques admettent l'utilisation des facteurs de réduction de la force pour tenir compte du comportement non linéaire de la structure et ainsi d'estimer les spectres inélastiques de calcul en réduisant les spectres élastiques. En raison des effets de sol, il en résulte que la valeur du facteur de réduction  $\tilde{R}_\mu$  pour un sol très meuble est différente de celle d'un sol rocheux, en fonction principalement du rapport entre la période fondamentale de la structure et du type de sol. Le rapport entre le facteur de réduction pour un système sur base flexible et le même système sur base fixe, sont donnés dans le Tableau 3.4 pour différentes vitesses d'ondes de cisaillement du sol et l'accélération maximale du sol (PGA). Le tableau montre clairement une réduction significative pour les faibles valeurs de la vitesse des ondes de cisaillement et des valeurs élevées de PGA. Par exemple, il y a un taux de réduction de 0,60 pour le sol ayant une vitesse d'onde de cisaillement de 125m/s avec un PGA égal à 0,6 g. On peut voir que l'ISS réduit les facteurs de réduction de la résistance des sols très meubles donc la flexibilité du système sol-fondation peut avoir un impact bénéfique sur l'effort tranchant appliqué à la base ce qui nous amène à dire que les effets de l'interaction ne peuvent pas être négligés pour les sols très meubles.

Tableau 3.4 : Rapport  $\tilde{R}_\mu / R_\mu$  pour différentes valeurs de  $V_s$  et PGA.

PGA, [g]	$V_s$ , [m/s]			
	125	300	600	1350
0.1	1.00	1.00	1.00	1.00
0.3	0.80	0.98	1.00	1.00
0.6	0.60	0.88	0.97	1.00

### 3.6. Qualification de l'approche N2-ISS

Afin d'évaluer et de qualifier l'approche développée, une comparaison a été effectuée entre :

- (a) la méthode proposée N2-ISS,

- (b) la méthode introduite dans le code BSSC (NEHRP, 2003) où le déplacement au sommet peut être obtenu en utilisant l'équation suivante:

$$\tilde{u}_t = \frac{\tilde{V}}{V} \left( \frac{M_0 h_{eff}}{K_\theta} + u_t \right) \quad (3.14)$$

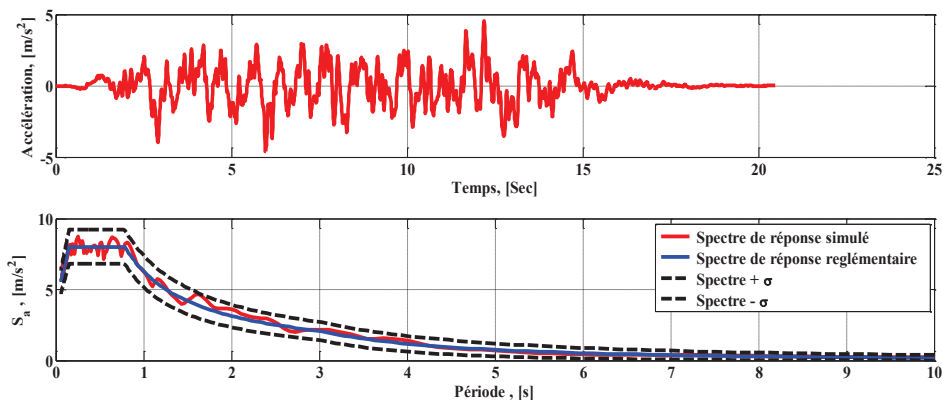
$M_0$ ,  $V$  et  $u_t$  sont respectivement le moment de renversement, l'effort tranchant et le déplacement maximal de la structure sur base fixe.

- (c) L'approche proposée par Aviles et Perez-Rocha (2003). Le déplacement de la structure est calculé par:

$$\tilde{u}_t = u_t \frac{\tilde{\mu} \tilde{T}^2}{\mu T^2} \quad (3.15)$$

- (d) et une analyse non linéaire temporelle en utilisant le modèle de Takeda pour un système équivalent à 1 seul DDL.

Pour l'analyse non linéaire temporelle, des séismes artificiels compatibles avec un spectre de réponse RPA 99 ont été générés en utilisant la méthode proposée par Gasparini et Vanmarcke (1976) incorporée dans le programme SIMQKE et modifiée par Lestuzzi (Lestuzzi, 2004). Cette génération est qualifiée de semi-empirique, compatible avec le spectre de la composante horizontale du règlement RPA-99. La Figure suivante représente un exemple d'un séisme artificiel généré compatible avec le spectre d'un sol très meuble. Dans la figure 3.11, sont présentés le spectre de chargement imposé, un accélérogramme généré, ainsi que son spectre. Le spectre ciblé (ou spectre moyenne) est tracé accompagné de ses limites supérieures et inférieures (moyenne  $\pm$  un écart-type). Comme on peut le voir, le spectre d'accélération en fonction de la période (en rouge) suit convenablement le spectre de réponse cible (en bleu).



**Figure 3.11 :** *Caractéristiques du chargement sismique (séisme artificiel généré compatible avec le spectre de réponse du RPA99-version 2003)*

L'analyse du déplacement maximal de la structure est réalisée pour un amortissement de la structure et du sol ( $\xi = 5\%$  et  $\xi_g = 10\%$ ) et un PGA de 0,4 g.

L'approche proposée donne de bonnes estimations des déplacements maximaux au sommet de la structure en comparaison avec les résultats obtenus par la méthode BSSC, la



méthode temporelle non linéaire, et celle de Aviles et Perez-Rocha, et cela pour des vitesses supérieures à 400 m/s, comme le montre la figure 3.12 et le Tableau 3.5. Cependant, pour des vitesses inférieures à cette valeur les résultats de la méthode proposée sont plus proches que ceux de la méthode non linéaire temporelle et une légère différence par rapport aux autres méthodes.

Dans la Figure 3.12, chaque point de la courbe qui correspond à la méthode temporelle représente le déplacement latéral au sommet de la structure. En comparant les quatre courbes de la figure, on constate que les valeurs des déplacements maximaux obtenus par la méthode proposée sont les plus proches de la méthode temporelle non linéaire. A partir de ces comparaisons, nous pouvons conclure que l'approche proposée fournit un moyen simple et fiable pour étudier l'effet de l'ISS sur la réponse non linéaire des structures.

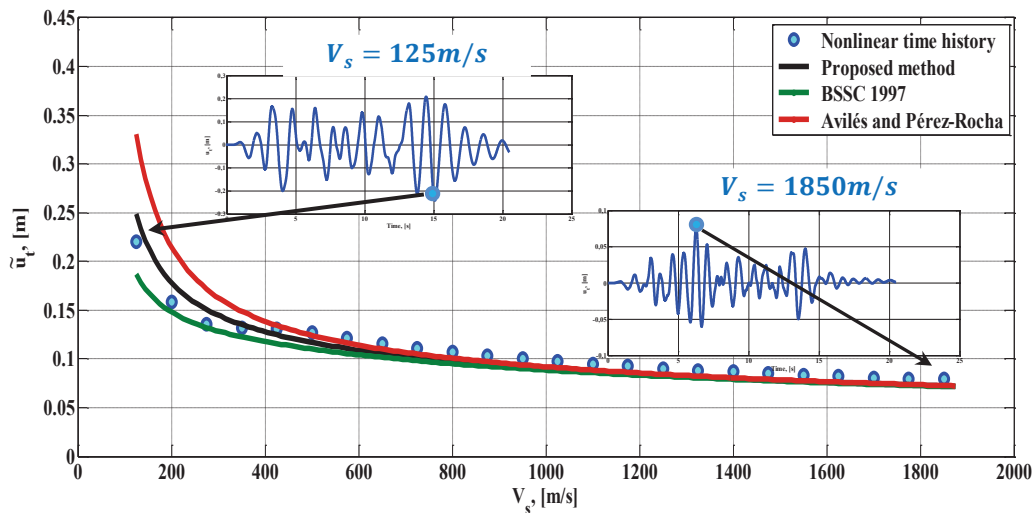


Figure 3.12 : Comparaison des déplacements maximaux en fonction des vitesses des ondes de cisaillement entre les quatre méthodes

Tableau 3.5 : Comparaison des déplacements maximaux au sommet dans les quatre méthodes

$V_s$ [m/s]		125	300	600	1350
$\tilde{u}_t$ [m]	N2-ISS	0.2472	0.1437	0.1081	0.0802
	BSSC	0.1840	0.1271	0.1032	0.0794
	Avilés and Perez-Rocha	0.3301	0.1629	0.1141	0.0818
	Nonlinear time history (Takeda & al., 1973)	0.2414	0.1383	0.1092	0.0838

### 3.7. Analyses de sensibilité

La réponse d'une structure à un séisme est influencée par plusieurs paramètres. Cependant, ces paramètres n'ont pas tous le même niveau d'influence sur cette réponse. Afin d'identifier les paramètres ayant le plus d'impact et auxquels la réponse de la

structure est la plus sensible, une analyse de sensibilité déterministe des différents facteurs a été effectuée. En effet, la connaissance des variables qui influent le plus sur la sortie (déplacement maximal de la structure), permettra de cibler les efforts pour améliorer la connaissance sur les variables d'entrée les plus influentes, et ainsi diminuer les erreurs sur cette sortie.

Il existe différentes techniques d'estimation des indices de sensibilité dans la littérature (Cukier & al., 78; Sobol, 1993 ; McKay & al., 1999 ; Schwieger, 2004; Jacques, 2005 ; Mara & Tarantola, 2008). La démarche que nous avons suivie repose sur le calcul d'un indice de sensibilité déterministe représentant les variations d'une sortie du modèle suite à une variation d'un paramètre d'entrée (Hamby, 1994). A chaque paramètre d'entrée est attribuée une valeur nominale de référence. L'analyse s'effectue en faisant varier la valeur de référence d'un paramètre d'entrée, tout en conservant tous les autres paramètres d'entrée à leur valeur nominale. En calculant les dérivées partielles des fonctions de sorties par rapport aux variables d'entrées, l'indice de sensibilité noté  $S$  s'obtient par la relation suivante :

$$S = \frac{\partial Y/Y}{\partial X/X} \quad (3.16)$$

Cet indice quantifie la sensibilité de la sortie  $Y$  par rapport au paramètre d'entrée  $X$ .

### 3.7.1. Analyse de sensibilité des paramètres relatifs aux matériaux de la structure - méthode

L'analyse de sensibilité faite sur le déplacement maximal de la structure est effectuée en faisant varier les douze paramètres relatifs aux caractéristiques des matériaux utilisés cités dans le Tableau 3.6 et observer leur effet sur le déplacement pour deux niveaux d'un même séisme (deux valeurs de  $PGA$  différentes) :

- $PGA = 0.1g$  correspondant à un séisme faible afin d'analyser le comportement élastique de la structure.
- $PGA = 0.6g$  pour un séisme fort causant un comportement élastoplastique de la structure.

Nous avons retenu le modèle développé par Kent et Park (Kent et Park, 1971). Il permet de simuler efficacement le comportement du béton confiné et non confiné. Ce modèle représenté à la Figure 2.9, est composé d'une portion parabolique ascendante jusqu'à ce que la déformation atteigne la déformation correspondant à la résistance maximale en compression du béton  $\varepsilon_{c0}$  puis d'une portion linéaire descendante pour des déformations supérieures. Une analyse de sensibilité a été effectuée sur les paramètres de ce modèle pour le béton confiné ainsi que pour le béton non confiné, à savoir : la contrainte du béton à la compression  $f'_c$ , la déformation de pic  $\varepsilon_{c0}$  correspondant à la contrainte de compression du béton et la déformation ultime  $\varepsilon_{cu}$ .

L'acier est modélisé par une loi élastoplastique avec écrouissage cinématique (Menegotto et Pinto, 1973) (Figure 3.3). Le comportement de l'acier est symétrique en traction/compression et caractérisé par une phase élastique jusqu'à la plastification. Une étude de sensibilité a pris en compte 4 variables du modèle : le module élastique de l'acier  $E_s$ , la limite élastique de l'acier  $f_y$ , le facteur d'écrouissage  $\alpha$  et la déformation ultime  $\varepsilon_{su}$ .

**Tableau 3.6 :** Les différents paramètres des modèles : béton confiné, béton non confiné et l'acier ainsi que leurs variations maximales et minimales.

Matériaux	N°	Paramètres	$(X)^-$	$(X)_{Ref.}$	$(X)^+$	$(\partial X/X)^-$ en %	$(\partial X/X)^+$ en %
Béton confiné	1	$f'_c (MPa)$	25	30	40	-16.67	+33.33
	2	$\varepsilon_{c0}$	0.001	0.002	0.003	-50.00	+50.00
	3	$\varepsilon_{cu}$	0.008	0.014	0.020	-42.86	+42.86
Béton non confiné	4	$f'_c (MPa)$	20	25	30	-20.00	+20.00
	5	$\varepsilon_{c0}$	0.001	0.002	0.003	-50.00	+50.00
	6	$\varepsilon_{cu}$	0.004	0.006	0.008	-33.33	+33.33
Acier	7	$E_s (GPa)$	205	210	215	-9.52	+9.52
	8	$f_{sty} (MPa)$	300	400	500	-25.00	+25.00
	9	$\alpha (%)$	1	3	5	-66.67	+66.67
	10	$\varepsilon_{su}$	0.0079	0.0143	0.0220	-33.33	+33.33
Quantité d'armature	11	$A (mm^2)$	1447.6	1608.5	1769.3	-10.00	+10.00
			1246.9	1385.4	1523.9	-10.00	+10.00
Amortissement de la structure	12	$\xi (%)$	2	5	10	-60.00	+100.00

$(X)^-$  : valeur minimale que peut prendre le paramètre.  
 $(X)_{Ref.}$  : valeur de référence.  
 $(X)^+$  : valeur maximale que peut prendre le paramètre.

En ce qui concerne les caractéristiques du sol, on considère quatre types de sol de vitesses d'onde de cisaillement différentes (90, 300, 600 et 1350m/s), de même coefficient de Poisson  $\nu = 0.3$  et de masse volumique  $\rho = 1.9t/m^3$ . On considère des semelles carrées de 1.4m de côté. Le Tableau 3.6 récapitule les variables considérées, les valeurs de références et les intervalles de variation. Les paragraphes suivants détaillent les résultats de l'analyse de sensibilité, qui seront synthétisés ensuite.

**Remarque :** Les figures (3.13 à 3.20) sont tracées en faisant varier selon les valeurs mentionnées au Tableau 3.6, ensuite l'étude de sensibilité (Figures 3.21-3.22) est effectuée sur le système ISS en utilisant les courbes Pushover relatives à la variation de chaque paramètre.

### 3.7.2. Analyse de sensibilité des paramètres relatifs aux matériaux de la structure - résultats

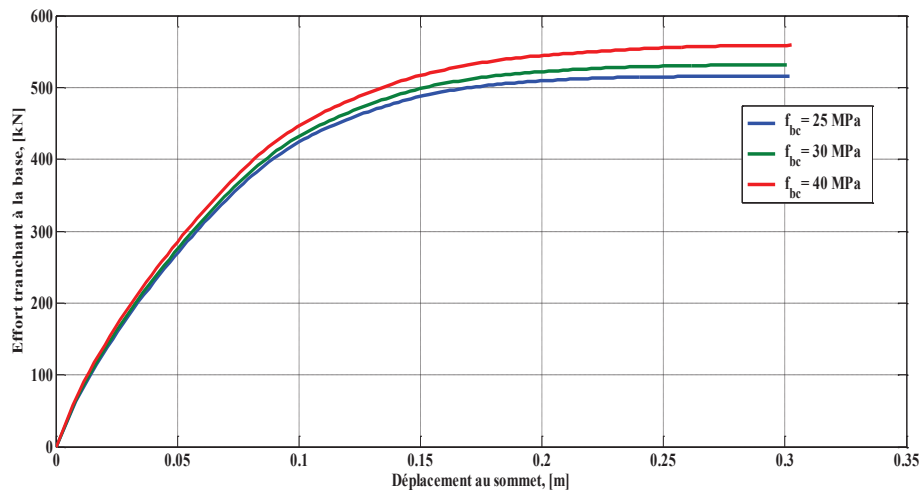
#### a. Effet de la contrainte du béton à la compression :

Le confinement augmente généralement deux caractéristiques du béton : la résistance en compression  $f_{cc} > f_{c0}$  et la déformation correspondant à la contrainte ultime de compression  $\varepsilon_{cc} > \varepsilon_{c0}$  ; il augmente aussi de façon considérable le pouvoir absorbant d'énergie du béton. Ainsi, le confinement a une influence favorable sur la performance du béton assurée par le ferrailage transversal. C'est ce qui est observé sur les Figures 3.13, 3.21 et 3.22 qui montrent que la sensibilité aux paramètres du béton non confiné est plus importante que celle aux paramètres du béton confiné. En dehors de la zone limitée par l'acier transversal, le béton possède des caractéristiques contrainte-déformation différentes

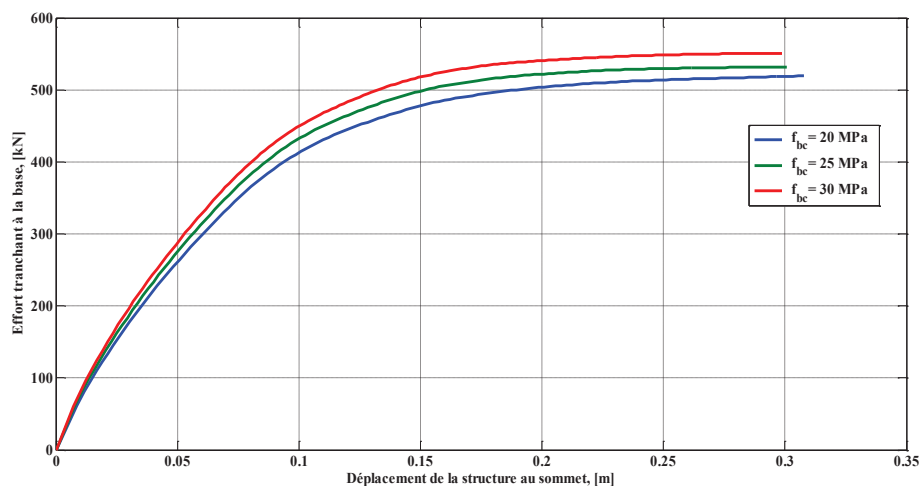
de celles du béton à l'intérieur du noyau. Le béton d'enrobage commence généralement à se détacher quand la résistance du béton non confiné est atteinte.

L'étude de l'effet de la résistance du béton à la compression sur la capacité de résistance et de déformation des structures a été réalisée en considérant trois valeurs de contrainte de compression du béton : (20, 25 et 30 MPa pour le béton confiné et 25, 30 et 40 MPa pour le béton non confiné). L'analyse de la Figure 3.13 montre que la rigidité et la résistance de la structure au cisaillement augmentent significativement avec  $f_{cb}$ .

(a)



(b)

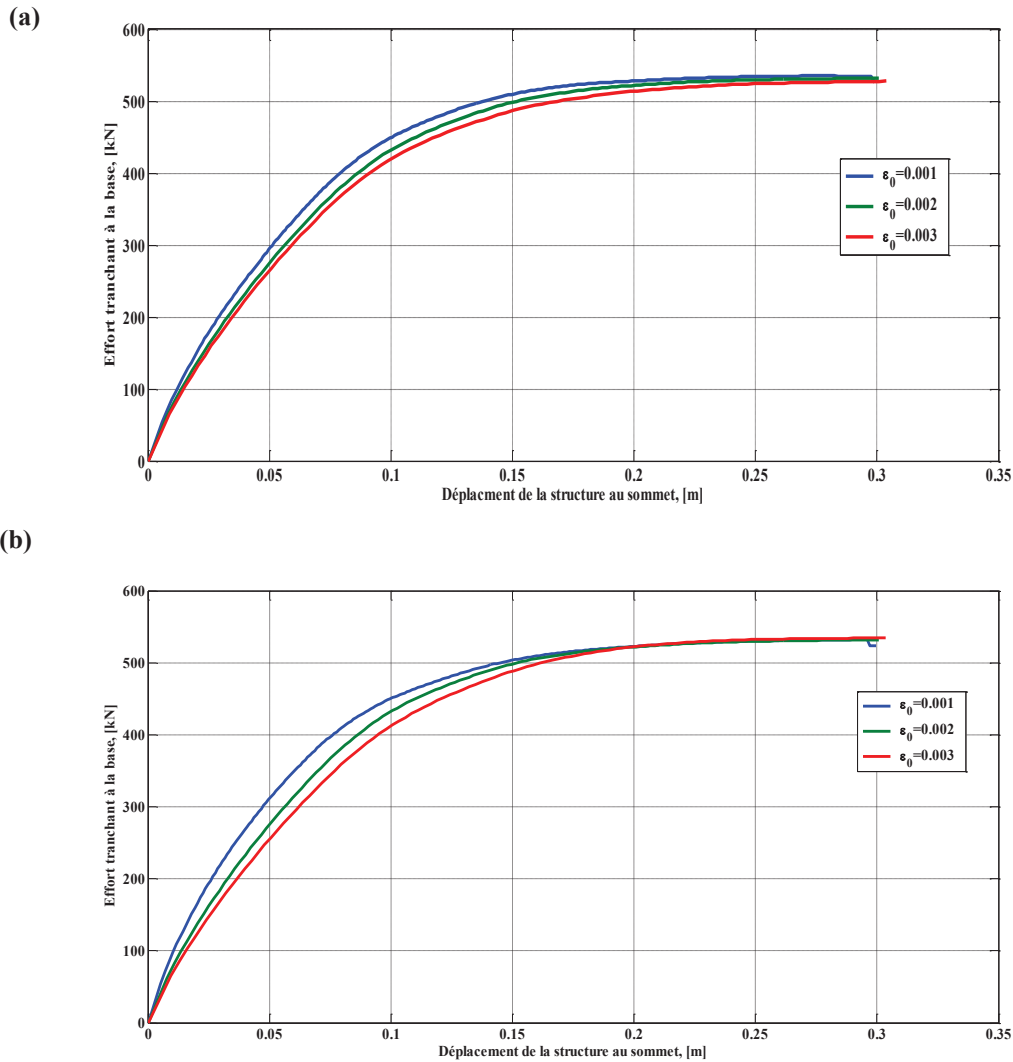


**Figure 3.13 :** Influence de la contrainte de compression du béton sur la courbe Pushover :  
(a) béton confiné, (b) béton non confiné

### b. Effet de la déformation de pic correspondant à la résistance à la compression du béton $\epsilon_{c0}$

Les résultats obtenus pour différentes valeurs de la déformation de pic  $\epsilon_{c0}$  correspondant à la contrainte de compression du béton montrent que la résistance de la structure au cisaillement augmente avec l'augmentation de  $\epsilon_{c0}$  pour des déplacements inférieurs à 20cm, puis reste égale au delà de ce déplacement, voir la Figure 3.14a) et

3.14b). Donc, la rigidité initiale de la structure est significativement affectée par la variation de  $\varepsilon_{c0}$ .



**Figure 3.14 :** Influence de la déformation de pic correspondant à la résistance à la compression du béton  $\varepsilon_{c0}$  sur la courbe Pushover: (a) béton confiné, (b) béton non confiné

### c. Effet de la déformation ultime de béton

Dans la figure 3.15a on observe une très faible influence de la déformation ultime du béton confiné, alors que dans la figure 3.15b aucune distinction n'est visible entre les trois courbes jusqu'à la valeur de 0.17m où les courbes se séparent montrant ainsi l'effet de la déformation ultime du béton non confiné.

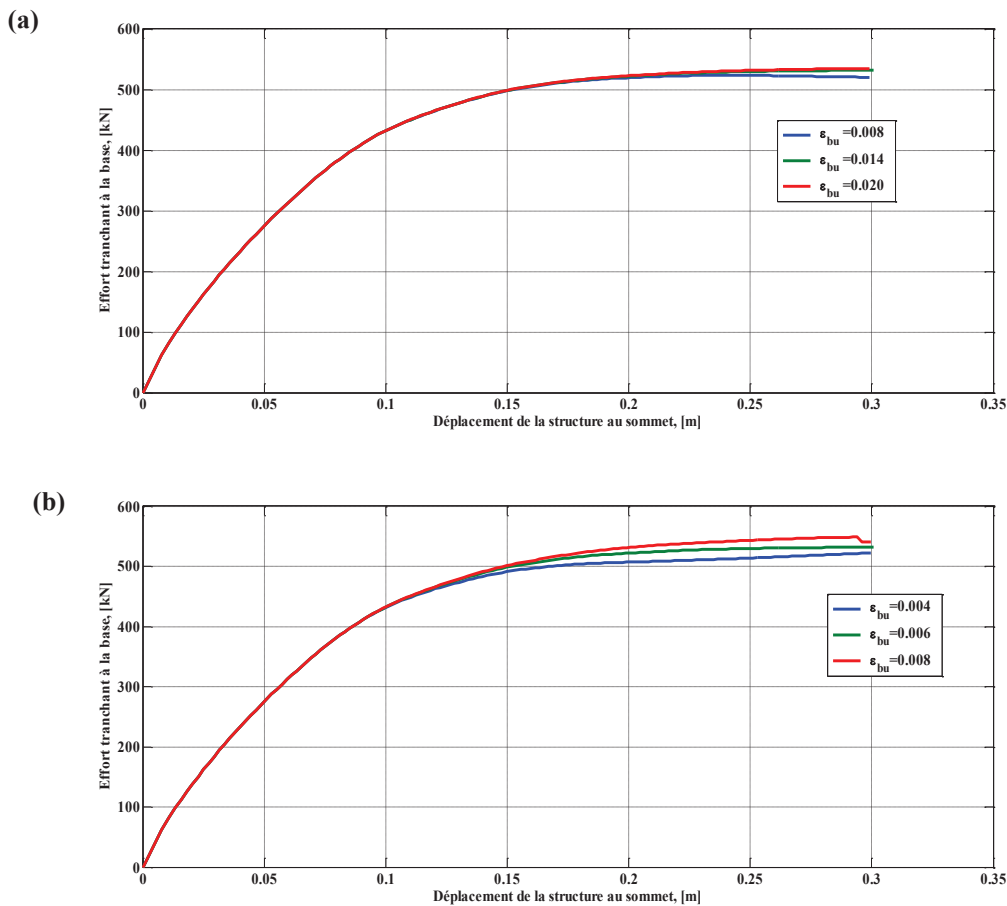


Figure 3.15 : Influence de la déformation ultime de béton : (a) béton confiné, (b) béton non confiné

#### d. Effet du module d'élasticité de l'acier

Dans la Figure 3.16, on constate que la variation du module d'élasticité de l'acier n'a aucune influence ni sur la raideur élastique globale de la structure, ni sur sa résistance ultime au cisaillement. Les Figures 3.21 et 3.22 montrent une sensibilité au voisinage de 9% pour le sol rocheux, ferme et meuble et de 3% pour le sol très meuble, ces propriétés étant observées pour les deux valeurs de PGA.

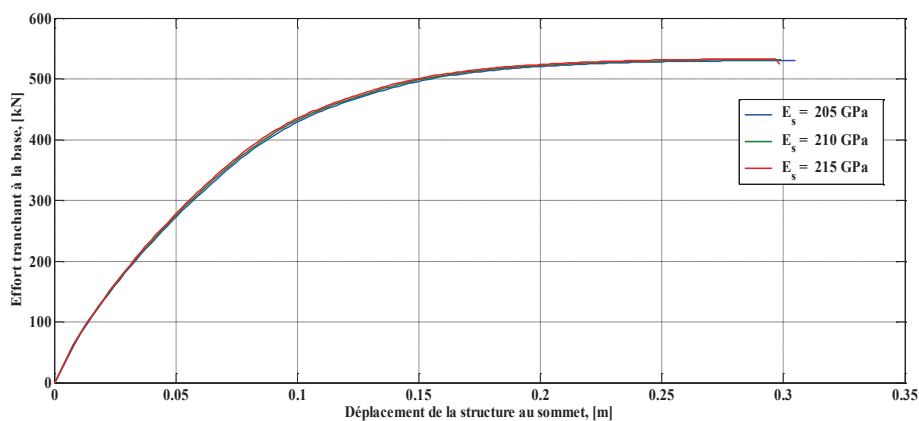


Figure 3.16 : Influence du module d'élasticité de l'acier sur la courbe Pushover

### e. Effet de la limite élastique de l'acier

La capacité ultime de déformation et de résistance d'une structure est fortement influencée par la valeur de la limite élastique de l'acier. Faire augmenter ce paramètre améliore la résistance de la structure au cisaillement ainsi que son déplacement, comme le montre clairement la Figure 3.17.

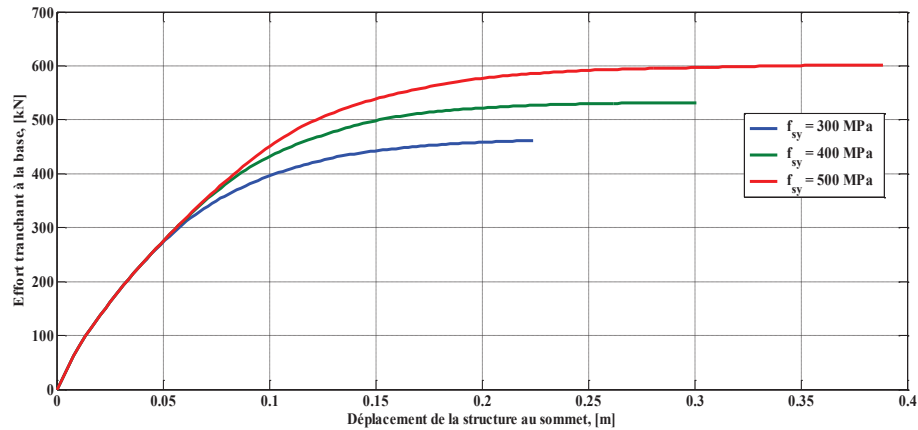


Figure 3.17 : Influence de la limite élastique de l'acier sur la courbe Pushover.

### f. Effet de l'écroutissage de l'acier :

L'écroutissage est un traitement mécanique qui engendre des déformations plastiques dues au dépassement de la limite élastique de l'acier. Comme le montre la figure 3.18, le choix d'une valeur plus élevée de l'écroutissage a pour conséquence d'augmenter la capacité de résistance de la structure pour des déplacements supérieurs à 15 cm. Par contre, le déplacement maximal calculé pour différentes valeurs de vitesse de cisaillement et de PGA (0.1g et 0.6g) est peu sensible à l'augmentation de l'écroutissage (environ de 2 %), voir les Figures 3.21 et 3.22.

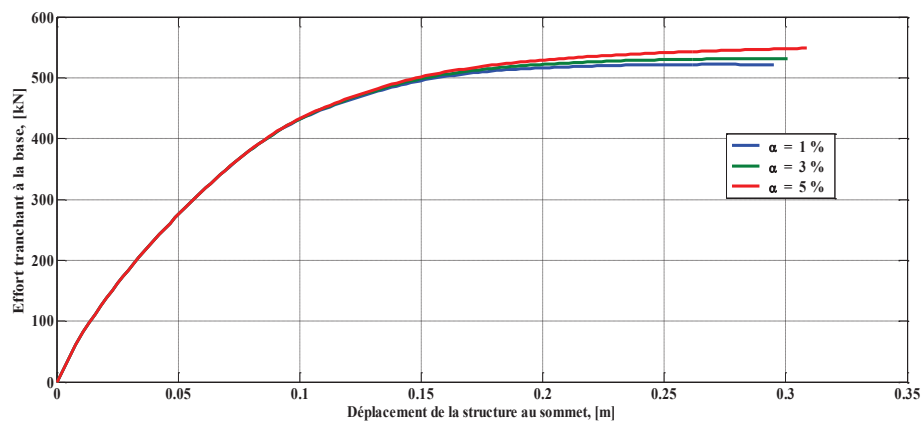


Figure 3.18: Influence de l'écroutissage de l'acier sur la courbe Pushover

### g. Effet de la déformation ultime de l'acier

Les Figures 3.19, 3.21 et 3.22, montrent que pour une forte variation du paramètre  $\epsilon_{su}$ , la sensibilité du déplacement maximal et la résistance ultime de la structure

au cisaillement reste très faible. Mais il faut noter que ce paramètre peut avoir une forte influence sur le déplacement ultime de la structure. Ce déplacement dépend de la longueur de la rotule plastique et de la courbure ultime. En effet, les sollicitations horizontales font apparaître des rotules plastiques aux extrémités des éléments structuraux dues à l'écrasement du béton, en particulier la perte de confinement et la rupture des aciers longitudinaux, en atteignant leur déformation limite  $\varepsilon_{su}$ . Ce paramètre peut avoir une influence considérable sur la stabilité globale de la structure.

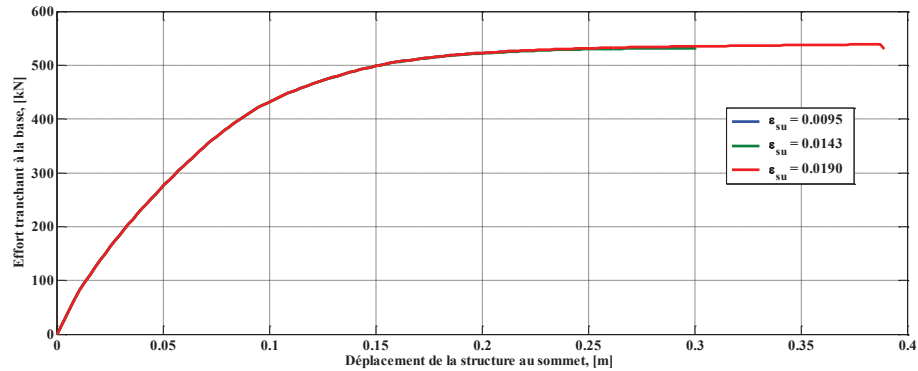


Figure 3.19 : Influence de la déformation ultime de l'acier sur la courbe Pushover.

#### h. Effet de la quantité d'armatures :

Trois valeurs ont été considérées pour mettre en évidence l'effet de la quantité d'armatures longitudinales des poteaux et des poutres sur les déformations latérales de la structure. Le taux de variation de la quantité d'armature est de 10%. Les courbes force-déplacement obtenues de la structure sur base fixe montrent clairement l'augmentation de la résistance avec l'augmentation de la quantité d'acier longitudinal des poteaux (Figure 3.20).

Un taux d'acier longitudinal important contribue à augmenter le déplacement ultime de la structure. Cependant le déplacement maximal de la structure diminue pour les deux types de sol : sol rocheux de  $V_s = 1350m/s$  et sol très meuble de  $V_s = 90m/s$ . Cela s'explique par l'amélioration de la ductilité de déplacement avec l'augmentation de la quantité d'acier longitudinal quelle que soit la nature de sol.

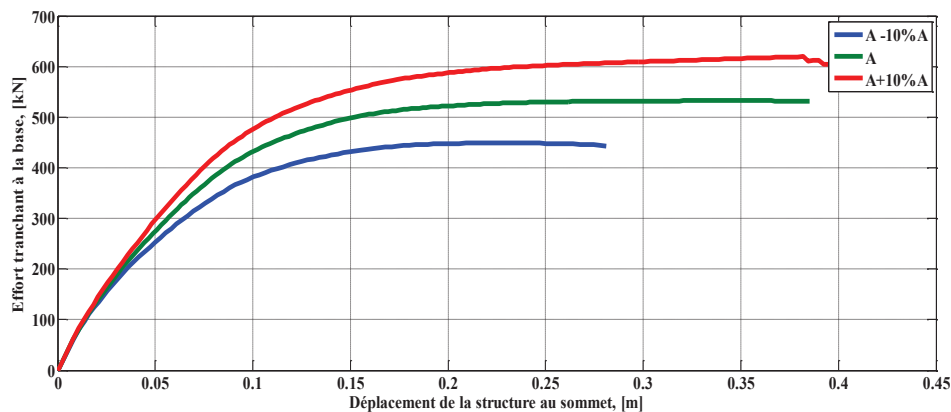


Figure 3.20 : Courbes Pushover pour les trois types de ferrailages.



### 3.7.3. Analyse de sensibilité des paramètres relatifs aux matériaux de la structure - synthèse

Les graphes présentés dans les Figures 3.21 et 3.22 synthétisent les informations obtenues pour les valeurs de sensibilité, pour chacun des paramètres étudiés et pour les quatre types de sol. On rappelle que l'étude de sensibilité porte sur le déplacement maximal de la structure pour deux séismes : faible de 0.1 g et fort de 0.6 g. Car le déplacement constitue un paramètre essentiel pour l'étude de la vulnérabilité.

Les paramètres concernés par cette études sont indépendants, donc l'approche ne tient pas compte ni de leur corrélation potentielle (deux augmentent en même temps ou l'un augmente quand l'autre diminue) ni du fait qu'ils peuvent avoir des influences couplées.

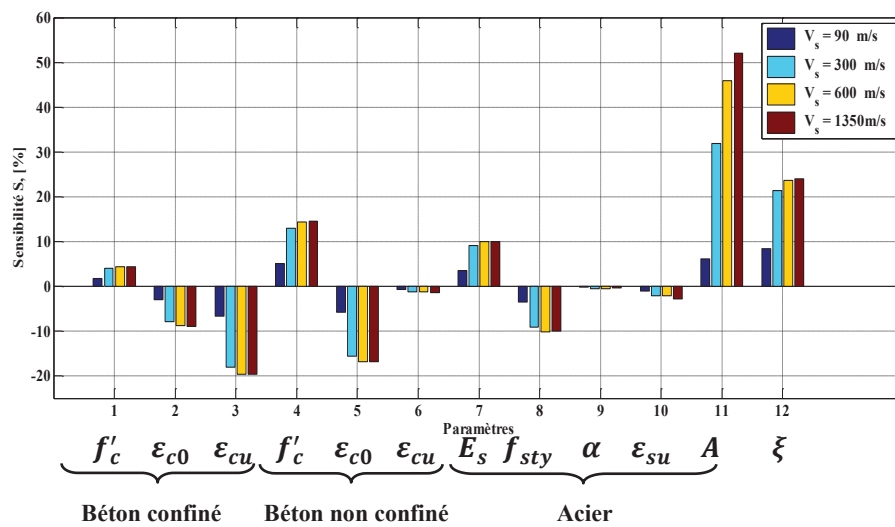


Figure 3.21 : Sensibilité des principaux paramètres des trois modèles : béton confiné, béton non confiné et acier pour une valeur de  $PGA=0.1g$

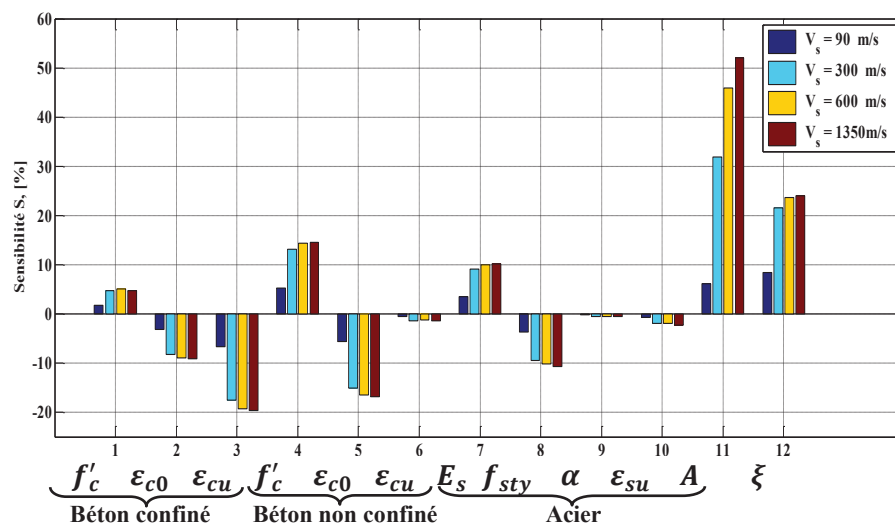


Figure 3.22 : Sensibilité des principaux paramètres des trois modèles : béton confiné, béton non confiné et acier pour une valeur de  $PGA=0.6g$

Le résultat le plus immédiat est que la réponse de la structure est très sensible aux paramètres du béton et de l'acier quand la vitesse d'onde de cisaillement augmente.

La modification des entrées du jeu de données produit des changements allant de 0 à 52% au niveau de la sortie représentée par le déplacement maximal de la structure.  $A$ ,  $\xi$ ,  $\varepsilon_{cu}$ ,  $\varepsilon_{c0}$  et  $f_c'$  sont les paramètres qui influent le plus sur cette sortie (Figures 3.21 et 3.22). Ils induisent des variations respectives de 52, 24, 20, 16 et 14%. Cette analyse montre que des incertitudes assez importantes sur ces paramètres peuvent fausser énormément les résultats obtenus pour la sortie (déplacement maximal de la structure) qui est utilisé par la suite pour évaluer la vulnérabilité sismique des structures. Les Figures montrent aussi une sensibilité au voisinage de 22% pour le sol rocheux, ferme et meubles et 8.5% pour le sol très meuble et cela pour les deux valeurs de PGA.

Au final si l'on retient un seuil de 20%, trois paramètres semblent très influents : le taux d'armatures, l'amortissement de la structure et la déformation ultime du béton confiné.

### 3.7.4. Analyse de sensibilité des paramètres du sol

Les résultats obtenus dans la section précédente montrent clairement que la sensibilité des paramètres du béton et de l'acier sur la réponse de la structure augmente conjointement avec l'augmentation de la valeur de la vitesse des ondes de cisaillement (cas d'un sol rocheux). Afin d'évaluer la contribution des paramètres du sol tels que : amortissement du sol  $\xi_g$  et coefficient de Poisson  $\nu$  (Tableau 3.7) sur le déplacement maximal de la structure en interaction avec le sol, une analyse de sensibilité sur ces paramètres a été faite pour quatre types de sol (Figure 3.23).

Tableau 3.7 : Paramètres du sol ainsi que leurs variations maximales et minimales.

Matériaux	N°	Paramètres	(X) <sup>-</sup>	(X) <sub>Ref.</sub>	(X) <sup>+</sup>	(∂X/X) <sup>-</sup> en %	(∂X/X) <sup>+</sup> en %
Amortissement de sol	1	$\xi_g$ , [%]	5	10	15	-50.00	+50.00
Coefficient de Poisson	2	$\nu$	0.2	0.3	0.4	-33.33	+33.33

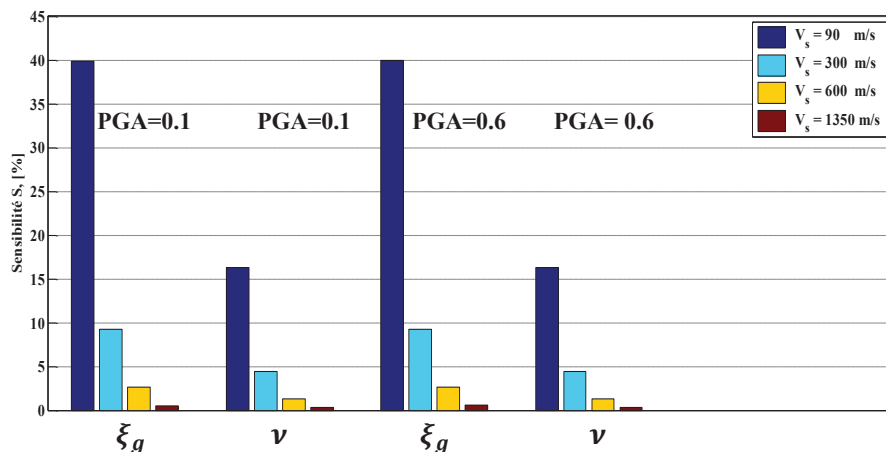


Figure 3.23 : Sensibilité des paramètres du sol pour deux valeurs de PGA (0.1 et 0.6g)

L'amortissement du sol et le coefficient de Poisson dans le cas d'un sol avec  $V_s = 90m/s$ , constituent les principales entrées ayant la plus grande influence sur la sortie qui représente le déplacement maximal. Pour les deux entrées, le déplacement possède des indices de sensibilité allant de 16 à 39,9. Par contre, ces deux paramètres sont peu sensibles à la variabilité de la réponse sismique en interaction pour le sol rocheux. Cette analyse montre que des variations assez importantes sur ces deux paramètres dans le cas d'une structure fondée sur un sol très meuble peuvent fausser énormément les résultats obtenus pour la réponse sismique d'une structure. L'influence des paramètres ( $\xi_g$  et  $\nu$ ) reste marginale dans le cas d'une structure fondée sur un sol rocheux, on pourra donc ignorer les incertitudes qui leur sont associées et les considérer comme déterministes dans ce cas-là.

L'étude de sensibilité menée dans cette section a mis le point sur l'importance de l'utilisation des modèles aléatoires dans l'étude des systèmes en interaction. Cependant pour aboutir à des estimations fiables de la réponse de la structure en interaction avec le sol il faut recourir à des méthodes fiables pour la détermination des valeurs de la vitesse  $V_s$ .

Les résultats obtenus suite à cette étude montrent que le modèle proposé est très influencé par la variation des trois paramètres : le sol, la structure et le séisme. Parmi ces paramètres, il a été constaté que les paramètres du sol et plus précisément la vitesse  $V_s$  introduit une grande incertitude sur l'estimation de l'amortissement global du système sol structure et par conséquent sur le déplacement de la structure. Donc pour une étude de vulnérabilité, et pour atteindre une plus grande sécurité, il faut commencer par une meilleure connaissance des sources multiples d'incertitudes qui ne sont pas de même nature (incertitude sur les données, sur l'évolution du système, sur les modèles et méthodes). *La question qui se pose pour faire convenablement cette étude de vulnérabilité, c'est par quoi commencer en premier lieu ? Cerner les propriétés matérielles et géométriques de la structure ? Ou bien les paramètres du sol ? Ou bien intégrer l'ISS ? La réponse à cette question sera traitée dans le chapitre suivant.*

## 8. Conclusions

Dans ce chapitre, le comportement sismique d'une structure en béton armé a été étudié en tenant compte de l'ISS et du comportement non linéaire de la structure. Une approche a été proposée (N2-ISS) et développée. Elle peut être appliquée pratiquement à tout type de structure régulière courante en B.A. et pour un environnement géotechnique donné. L'approche repose sur une extension de la méthode N2 par la détermination de la courbe de capacité du système à base fixe oscillant principalement dans le premier mode, puis modifiée pour obtenir la courbe de capacité du système sur base flexible en utilisant le concept de l'oscillateur non linéaire équivalent. Les résultats obtenus par l'approche N2-ISS comparés à ceux de la méthode BSSC ainsi qu'à l'analyse temporelle complète, ont montré que, malgré sa simplicité, elle donne une bonne estimation du déplacement structurel latéral.

Cette étude a montré aussi qu'une augmentation de l'amortissement se produit quand l'effet de l'ISS est pris en considération, ce qui va engendrer une réduction de la demande sismique, liée à la dissipation d'énergie à travers le sol (amortissement radiatif), et l'amortissement interne du sol. Ces deux effets ont lieu simultanément pendant le mouvement sismique. Il est donc très difficile de négliger l'influence de ces deux phénomènes.

En conséquence des effets de site, la valeur du facteur de réduction  $R_\mu$  pour un sol meuble peut être très différente de celle applicable à un sol ferme, en fonction essentiellement du rapport entre la période fondamentale de la structure et la période prédominante du site.

Cette étude a permis de conclure que la valeur du facteur de réduction de la force peut changer en fonction du type de sol. Il semble donc déraisonnable de conserver une valeur constante de  $R_\mu$  pour une structure sur base rigide et pour la même structure pour base flexible. Cette conclusion permettra d'évaluer d'une manière plus précise la réponse non linéaire de la structure et peut donc changer le processus de conception utilisé en vigueur dans les codes de conception parasismique.

Une étude de sensibilité soigneusement développée a été mise en place pour étudier l'influence des variables d'entrée sur la réponse de la structure. Cette analyse consiste en l'étude de l'impact des variations des valeurs des paramètres et des données initiales sur les résultats du modèle. Elle permet aussi de réduire de manière satisfaisante les incertitudes liées à ces paramètres. Ces connaissances devraient également aider à une meilleure compréhension des relations entre les hypothèses du modèle, les paramètres, les données et les prédictions du modèle.

L'analyse de sensibilité menée sur le déplacement maximal de la structure en variant les caractéristiques des matériaux a montré que ce déplacement est très sensible aux paramètres du béton et de l'acier quand la vitesse d'onde de cisaillement augmente.

Les résultats issus de cette analyse de sensibilité ont montré que le déplacement de la structure est visiblement sensible aux paramètres  $A$ ,  $\xi$ ,  $\varepsilon_{cu}$ ,  $\varepsilon_{c0}$  et  $f'_c$ . Ils induisent des variations de 52, 24, 20, 16 et 14% respectivement. Ces résultats nous amènent à conclure que des incertitudes assez importantes sur les paramètres sus cités peuvent conduire à fausser l'estimation du déplacement maximal de la structure et par conséquent l'évaluation de la vulnérabilité sismiques des structures. L'analyse a montré aussi une sensibilité au voisinage de 22% pour le sol rocheux, ferme et meubles et 8.5% pour le sol très meuble et cela pour les deux valeurs de PGA.

Concernant la sensibilité du déplacement maximale vis à vis des paramètres du sol, l'amortissement du sol et le coefficient de Poisson dans le cas d'un sol très meuble ( $V_s = 90m/s$ ) semblent être les principales entrées ayant la plus grande influence sur la sortie pour ces deux entrées, le déplacement possède des indices de sensibilité allant de 16 à 39,9. Par contre, pour un sol rocheux, ces deux paramètres sont peu sensibles à la variabilité de la réponse sismique en interaction. Donc des variations assez importantes sur ces deux paramètres dans le cas d'une structure fondée sur un sol très meuble peuvent fausser énormément les résultats obtenus pour la réponse sismique d'une structure. L'influence des paramètres ( $\xi_g$  et  $\nu$ ) reste marginale dans le cas d'une structure fondée sur un sol rocheux, on pourra donc ignorer les incertitudes qui leur sont associées et les considérer comme déterministes dans ce cas-là.

La sélection des paramètres pour le dimensionnement et le calcul des ouvrages est entachée d'incertitudes attribuables principalement à la variabilité spatiale des propriétés du sol et aux erreurs de mesure de ces propriétés. Dans ce cadre, le prochain chapitre met le point, d'une part, sur l'étude de l'effet de la variabilité de la vitesse d'onde de cisaillement ainsi que l'amortissement du sol sur la réponse sismique d'une structure dans

le cadre de l'ISS et d'autre part, il met le point sur l'étude de l'effet des différents types d'incertitude pour la détermination des courbes de fragilité.

## Chapitre 4

---

**Effets de la variabilité des paramètres de  
l'ISS sur la performance sismique des  
structures en B.A.**

---

## Effets de la variabilité des paramètres de l'ISS sur la performance sismique des structures en B.A.

### 4.1. Introduction

La réponse sismique en champ libre d'un sol est la première étape dans la résolution de tout problème d'ISS. Ainsi, les propriétés géologiques et mécaniques des sols sous-jacents doivent être évaluées pour le dimensionnement des structures, car les conditions géologiques d'un sol peuvent causer de fortes anomalies locales du mouvement en surface. Généralement, dans les règlements parasismiques tels que le règlement Algérien RPA-99 et l'Eurocode 8, les paramètres des propriétés du sol sont considérés comme les moyennes à travers une couche donnée. 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, l'amortissement et la fréquence fondamentale du système sol, 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. 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.

Les incertitudes servent habituellement à indiquer que l'information disponible sur les données, sur le système ou sur la structure elle-même n'est pas parfaitement connue. Plutôt que de considérer, comme dans le cas déterministe, une seule valeur pour les paramètres étudiés ou un seul modèle pour la description de la réalité, il est donc souhaitable de pouvoir prendre en compte l'occurrence possible d'une plage de valeurs données ou d'un ensemble de modèles pour tenir compte, dans le cadre d'une approche plus juste de l'incertitude sur les paramètres qui gouvernent la réponse de la structure.

L'incapacité de prévoir avec précision le comportement réel des systèmes structuraux exige l'adoption d'une série d'hypothèses et le choix de certaines variables qu'on admet avoir le plus d'influence sur le comportement des systèmes considérés. Ainsi, le comportement réel des systèmes est simplifié en phase de conception et d'analyse. Même en considérant un nombre limité de variables, il est généralement impossible de décrire de manière exacte leurs interactions et d'avoir la certitude absolue de leurs valeurs. Cela est dû à leurs caractéristiques aléatoires et aux incertitudes associées. Toutefois, la modélisation des systèmes structuraux complexes implique le traitement des différents types et niveaux d'incertitudes. Dans ce sens, la prévision du comportement doit être préférablement faite en termes de probabilités. Les incertitudes sont liées à la variabilité des paramètres physiques, géométriques, aux fluctuations des conditions de charge, des conditions aux limites de contraintes et aussi aux lois physiques et hypothèses simplificatrices utilisées dans la construction de modèles.

En clair, atteindre une plus grande sécurité ou sûreté, passe par une meilleure connaissance et donc une plus grande maîtrise et/ou une réduction des sources multiples d'incertitude que l'on peut rencontrer (Favre, 2004 ; Der Kiureghian et Ditlevsen, 2009) et c'est dans le cadre de cette problématique globale que s'intègre ce présent chapitre en traitant les deux aspects suivant :

**- Incertitudes liées à la variabilité naturelle des paramètres du sol :**

Sachant que la variabilité des propriétés du sol constitue une source importante d'incertitude dans les analyses géotechniques, et par conséquent pour l'évaluation de la vulnérabilité d'une structure, nous analysons l'effet de cette variabilité sur la réponse sismique d'une structure dans le cadre de l'ISS. On utilisera le modèle proposé et développé dans le chapitre 3. Les propriétés du sol qui nous intéressent ici seront la vitesse des ondes de cisaillement et l'amortissement du sol. Ces paramètres seront modélisés dans un premier temps, comme des champs aléatoires indépendants, puis, les deux paramètres seront corrélés.

**- Evaluation des courbes de fragilité sismique des structures en B. A. :**

La vulnérabilité d'une structure courante en B.A sera analysée sur la base d'une approche de performance sismique en intégrant les effets de l'ISS dans la réponse non linéaire. La détermination des courbes de vulnérabilité (ou de fragilité) passe par la prise en compte de plusieurs types d'incertitudes : l'incertitude liée à l'action sismique et à la modélisation du chargement, l'incertitude liée à la structure, l'incertitude liée au sol, l'incertitude liée à l'interaction sol-structure. L'approche développée dans cette étude considérera les quatre catégories d'incertitude précitées et on montrera que la réponse de la structure dépend non seulement de ses caractéristiques dynamiques, mais également des caractéristiques de l'action sismique et de l'environnement extérieur de la fondation. L'incertitude épistémique liée à la modélisation sera également considérée de manière indirecte en comparant deux approches d'évaluation des états d'endommagements (Méthode de Park & Ang et Méthode de RISK-UE).



## 4.2. Incertitudes liées à la variabilité naturelle des paramètres du sol

La description des propriétés du sol peut se faire soit avec des modèles déterministes soit avec des modèles probabilistes. Les modèles déterministes nécessitent l'utilisation d'un paramètre discret unique et la connaissance exacte des caractéristiques du sol, donc un nombre important d'échantillons pour les caractériser. Par contre, dans les modèles probabilistes, les propriétés sont décrites à travers des paramètres statistiques directs ou des fonctions de densité de probabilité, ce qui justifie l'orientation de la recherche de la réponse d'un sol hétérogène à des excitations sismiques vers les techniques probabilistes qui peuvent prendre en considération l'aspect aléatoire des caractéristiques du sol et peuvent en modéliser les fluctuations.

L'hétérogénéité des sols est considérée par les chercheurs scientifiques en géotechnique comme un des facteurs les plus influents pour la prédiction de la réponse sismique des sols. Ce problème est accentué lorsque le nombre des données collectées in situ est très réduit et que s'y ajoutent des incertitudes associées aux conditions initiales et aux frontières. L'estimation du niveau de fiabilité nécessite la quantification probabiliste des caractéristiques géologiques, mécaniques et du chargement.

L'incertitude des propriétés du sol en géotechnique peut être divisée en deux catégories : incertitude aléatoire et épistémique.

- **L'incertitude aléatoire**, représente l'aléa naturel de la propriété du sol et résulte d'une hétérogénéité lithologique et de la variabilité spatiale du sol, due à différents états de dépôt et à différentes histoires de chargement.
- **L'incertitude épistémique** est liée au manque d'information dans les mesures. Cette incertitude inclut les erreurs résultant de la méthode de mesure des propriétés, la quantité de données disponible.

En géotechnique, les incertitudes sont principalement liées non seulement à la variabilité des propriétés du sol mais aussi aux méthodes d'évaluations de ces propriétés. L'étude de la variabilité peut concerner plusieurs paramètres. Nous nous limiterons ici à la vitesse d'onde de cisaillement et à l'amortissement du sol, ces deux propriétés du sol ayant le plus d'effet sur la réponse sismique d'une structure en interaction avec le sol. Tout d'abord ces propriétés seront modélisées comme des champs aléatoires indépendants, puis, les deux paramètres seront corrélés.

### 4.2.1. Analyse de la variabilité de la vitesse des ondes de cisaillement $V_s$

La vitesse d'onde de cisaillement est choisie comme premier paramètre variable, modélisé comme un champ aléatoire et défini par sa moyenne et son coefficient de variation. Les autres propriétés du sol tels que le coefficient de Poisson  $\nu$  et la masse volumique  $\rho$  sont supposés invariants.

Pour une classe de sol donnée, la vitesse d'onde de cisaillement sera supposée suivre une distribution log normale. La méthode de simulation de Monte Carlo est utilisée pour générer les variables aléatoires pour  $V_s$ . Cette méthode permet le traitement direct des

incertitudes, cependant, son inconvénient réside dans la nécessité d'un grand nombre de réalisations pour aboutir à un résultat précis. Cette méthode consiste en :

- la simulation d'un certain nombre de réalisations probabilistes du paramètre  $V_s$  ;
- le calcul des rapports :  $\tilde{T}/T$ ,  $\tilde{u}_t/u_t$ ,  $\tilde{V}/V$  et  $\tilde{\xi}/\xi$ , à travers un calcul déterministe pour chaque réalisation ; en exploitant le modèle simplifié déjà proposé et en utilisant le cas d'exemple présenté dans le chapitre précédent ;
- le traitement statistique des résultats obtenus.

Les caractéristiques statistiques des résultats sont alors déduites. Pour chaque facteur explicatif, 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 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. Une simulation numérique de 10000 réalisations a donc été effectuée pour une valeur moyenne de 125m/s et 4 coefficients de variation (10, 20, 30 et 50%).

Pour examiner l'influence de la variabilité de la vitesse d'onde de cisaillement sur la réponse de la structure, les rigidités du système fondation-sol en mode de translation et de rotation présentés dans l'équation 1.27 et 1.28 ont été calculées pour chaque itération.

L'histogramme 4.1 représente la distribution de la vitesse d'onde de cisaillement relative à chaque valeur de coefficient de variation en utilisant la fonction de distribution log normale.

La Figure 4.2 représente les graphes des fonctions de répartition des rapports  $\tilde{u}_t/u_t$ ,  $\tilde{V}/V$  et  $\tilde{\xi}/\xi$ .

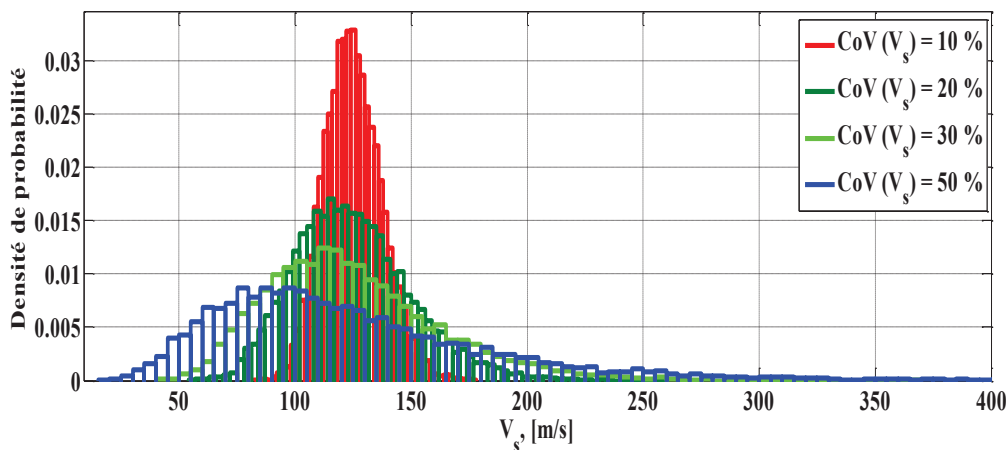


Figure 4.1 : Densités de probabilité de la vitesse des ondes de cisaillement identifiées pour quatre valeurs de coefficient de variation (10, 20, 30 et 50%)

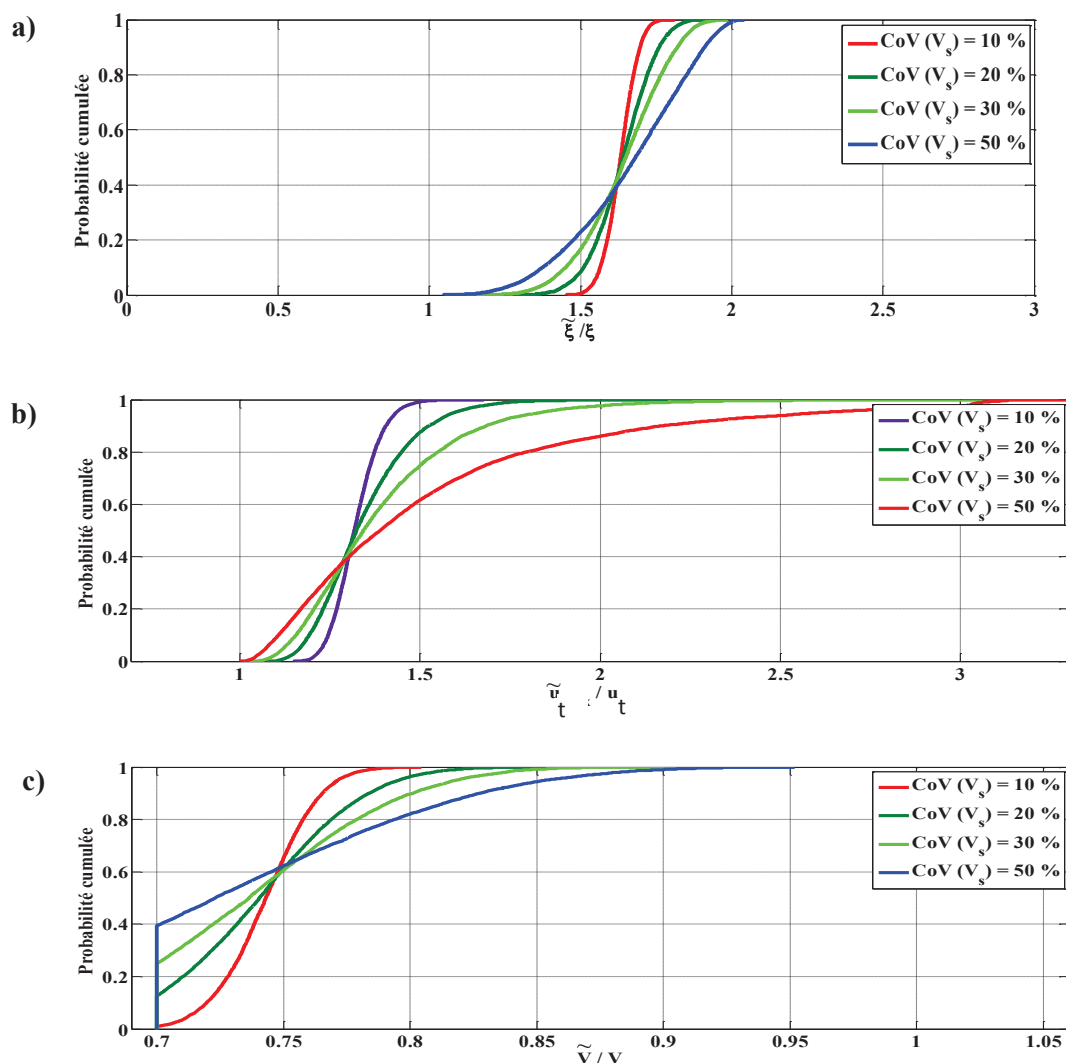


Figure 4.2 : Fonctions de répartition des rapports a)  $\tilde{\xi}/\xi$ , b)  $\tilde{u}_t/u_t$  et c)  $\tilde{V}/V$ .

La Figure 4.2 présente l'effet du coefficient de variation de  $V_s$  pour un sol meuble sur la fonction de répartition des rapports :  $\tilde{\xi}/\xi$ ,  $\tilde{u}_t/u_t$  et  $\tilde{V}/V$ . On peut remarquer qu'un changement dans le coefficient de variation de  $V_s$ , dans le cas d'un sol très meuble, affecte de manière significative la distribution de probabilité de ces rapports et donc le risque d'attendre des valeurs significativement plus fortes que la médiane. Ceci signifie que la détermination précise de l'incertitude de  $V_s$  est très importante pour l'obtention de résultats pertinents.

On observe que la variabilité de la vitesse des ondes de cisaillement influence le déplacement maximal de la structure en interaction avec le sol pour différentes valeurs de coefficient de variation de  $V_s$ . Pour une probabilité cumulée de 50% le rapport  $\tilde{u}_t/u_t$  prend les valeurs de 1.3, 1.35, 1.4 et 1.45 pour des coefficients de variation de 50, 30, 20 et 10% respectivement.

Pour un amortissement du sol de 10% et un coefficient de variation de 10%, l'amortissement du système sol-structure augmente de 1.7 fois par rapport à l'amortissement de la structure. La variabilité du rapport  $\tilde{\xi}/\xi$  varie entre 1.4 à 1.7 pour un

coefficient de variation de 10% et entre 1 à 2 pour un coefficient de variation de 50% (voir figure 4.2.a).

En outre, les résultats obtenus dans la Figure 4.2b montrent que pour de grandes valeurs de coefficient de variation de la vitesse  $V_s$ , on peut estimer une valeur médiane du rapport  $\tilde{u}_t/u_t$  de près de 1.3 avec une variation faible (de 1.2 à 1.4) pour un coefficient de variation de  $V_s$  de 10% et une variation importante (de 1 à 3.5) pour un coefficient de variation de  $V_s$  de 50%. Cette analyse montre que des incertitudes assez importantes sur la vitesse  $V_s$  peuvent fausser énormément les résultats du déplacement maximal de la structure avec prise en compte de l'ISS et induire une forte sous-estimation des dommages.

La Figure 4.2c indique qu'une variabilité importante sur la vitesse  $V_s$  a un grand impact sur l'effort tranchant à la base de la structure du système sol-structure. Le rapport  $\tilde{V}/V$  varie entre 0.7 à 0.95 pour un coefficient de variation de 50% et se limite entre 0.7 et 0.77 pour un coefficient de variation de 10%. Le mauvais choix de la valeur de  $V_s$  peut entraîner une mauvaise estimation de l'effort appliqué sur la structure et par conséquent un danger pour sa stabilité.

#### 4.2.2. Analyse de la variabilité de l'amortissement du sol $\xi_g$

Les effets de site et la caractérisation des propriétés du sol ont mis en évidence l'importance et l'effet de l'amortissement du sol sur la réponse de la structure en interaction. Les sols réels exhibent une variabilité remarquable de cette caractéristique (Badaoui, 2010).

La Figure 4.3 permet de représenter les densités de probabilité de l'amortissement du sol identifiées en fonction de quatre valeurs de coefficient de variation (10, 20, 30 et 50%).

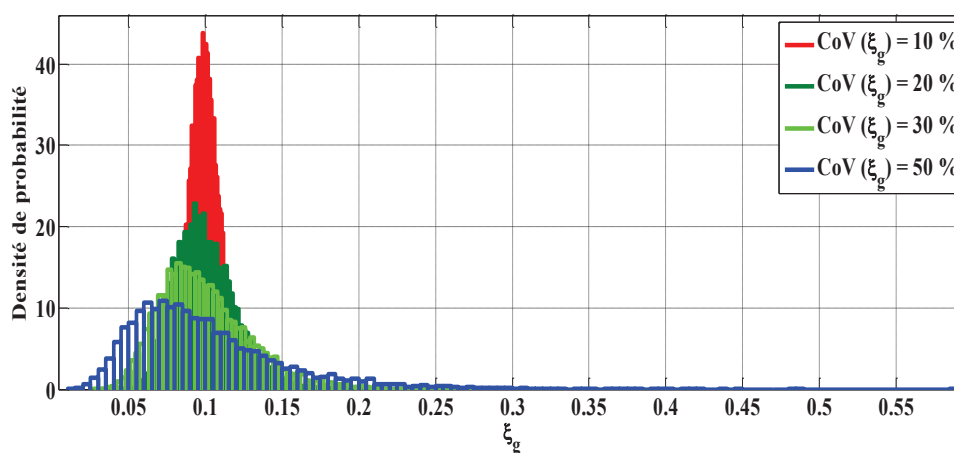


Figure 4.3 : Densités de probabilité de l'amortissement du sol identifiées pour quatre valeurs de coefficient de variation (10, 20, 30 et 50%)

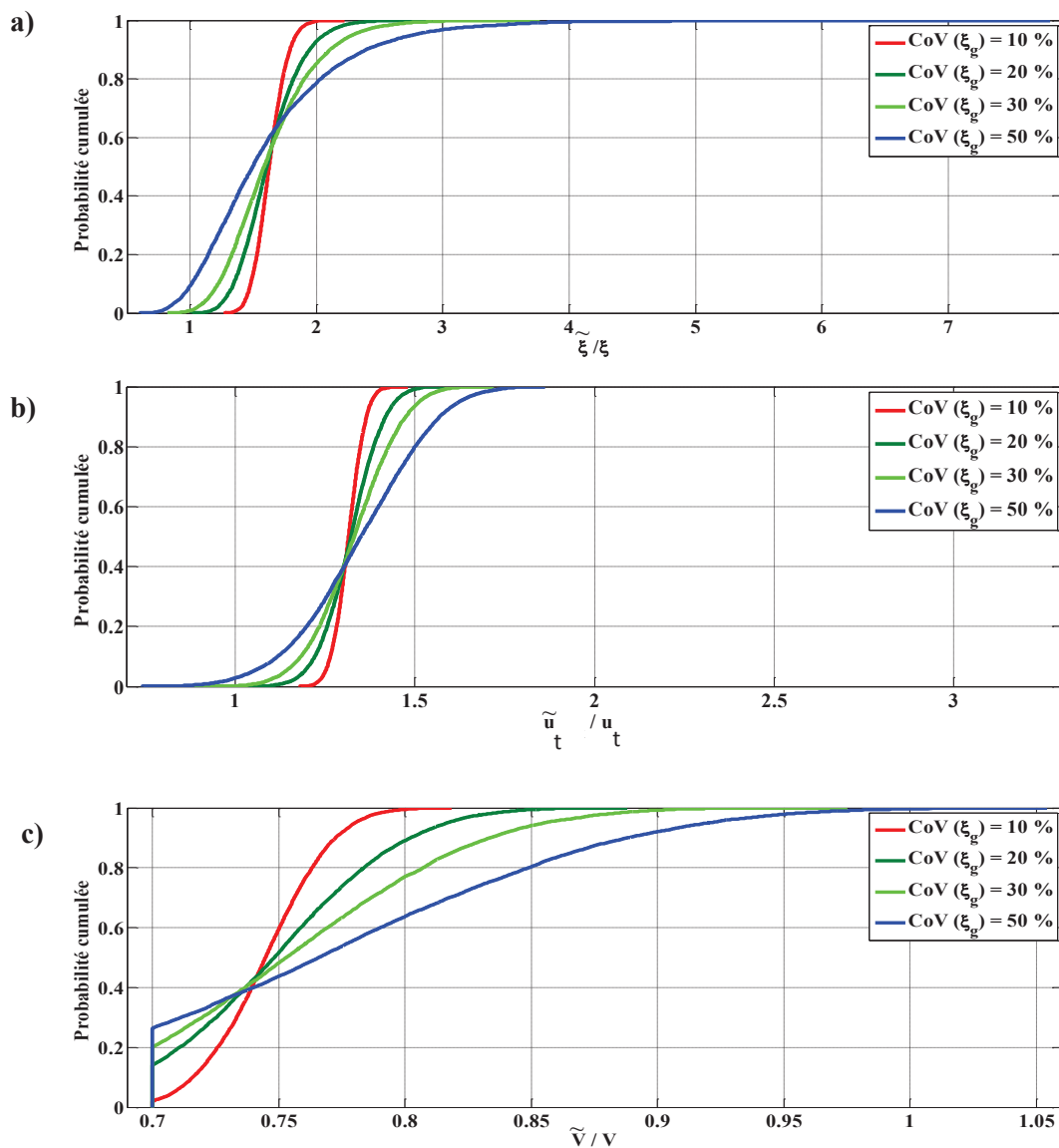


Figure 4.4 : Fonctions de répartition des rapports a)  $\tilde{\xi}/\xi$ , b)  $\tilde{u}_t/u_t$  et c)  $\tilde{V}/V$ .

Les fonctions de distribution de l'amortissement du sol (Figure 4.4) en considérant des incertitudes liées à une mauvaise connaissance sur le paramètre d'entrée de modèle sont utilisées pour une analyse de sensibilité de ce paramètre sur la réponse sismique d'une structure en interaction telle que :  $\tilde{\xi}/\xi$ ,  $\tilde{u}_t/u_t$  et  $\tilde{V}/V$ .

Dans la Figure 4.4 on constate que la variation de l'amortissement du sol a une influence sur la réponse de la structure (amortissement, effort et déplacement) en tenant compte de l'ISS. Comme dans le cas précédent de la vitesse, l'analyse des figures montre que plus le coefficient de variation est grand plus la dispersion des paramètres simulés est importante.

Les courbes obtenues dans les Figures 4.4 montrent clairement une augmentation des rapports  $\tilde{u}_t/u_t$  et  $\tilde{\xi}/\xi$  et une diminution du rapport  $\tilde{V}/V$  quand l'amortissement du sol diminue. En effet, plus la valeur de l'amortissement du sol est grande et plus la variation du rapport  $\tilde{\xi}/\xi$  simulée est importante.

La Figure 4.4 a montre l'augmentation de l'amortissement du sol. Cette augmentation est due à la dissipation d'une partie de l'énergie vibratoire dans le sol en plus de son amortissement du sol. Pour une vitesse d'ondes de cisaillement de 125 m/s et une valeur moyenne de l'amortissement du sol de 10%, l'amortissement du système sol-structure augmente de 1.6 fois par rapport à l'amortissement de la structure pour un centile de 50%. La variabilité du rapport  $\tilde{\xi}/\xi$  passe de 1.3 à 2 pour un coefficient de variation de 10% à entre 0.5 à 4 pour un coefficient de variation de 50%. Cela veut dire lorsque la variabilité de l'amortissement du sol augmente, celle de l'amortissement du système ISS augmente aussi.

D'après la Figure 4.4b, on observe que la variabilité de l'amortissement du sol influence le déplacement maximal de la structure en interaction avec le sol pour différentes valeurs du coefficient de variation. Pour une probabilité cumulée de 90% le rapport  $\tilde{u}_t/u_t$  prend les valeurs de 1.27, 1.4, 1.52 et 1.6 pour des coefficients de variation de 50, 30, 20 et 10% respectivement, alors que pour une probabilité cumulée de 40%, ce rapport est constant quelle que soit la valeur du coefficient de variation.

En outre, les résultats montrent que pour de grandes valeurs de coefficient de variation de l'amortissement du sol, on peut estimer une valeur moyenne du rapport  $\tilde{u}_t/u_t$  de près de 1.3 avec une variation faible (de 1.2 à 1.4) pour un coefficient de variation de  $\xi_g$  de 10% et une variation importante (de 0.6 à 1.8) pour un coefficient de variation de  $V_s$  de 50%. Cette analyse montre que des incertitudes assez importantes sur l'amortissement du sol peuvent fausser énormément les résultats du déplacement maximal de la structure avec prise en compte de l'ISS.

La figure 4.4c indique qu'une variabilité importante sur l'amortissement du sol a un grand impact sur l'effort tranchant à la base de la structure du système sol-structure. Le rapport  $\tilde{V}/V$  varie entre 0.7 à 0.97 pour un coefficient de variation de 50% et se limite entre 0.7 et 0.8 pour un coefficient de variation de 10%.

Malgré que l'effort tranchant  $\tilde{V}$  soit toujours inférieur à  $V$ , la plupart des règlements tels que le NEHRP (1997) n'admettent en aucun cas une réduction plus de 30 % de l'effort tranchant c'est-à-dire que  $\tilde{V}$  doit être supérieur ou égal à  $0.7V$  ce qui est illustré par la figure 4.4.c dans laquelle on remarque que les courbes démarrent à partir de la valeur de 0.7. La probabilité pour que la réduction de l'effort tranchant à la base dépasse en réalité 30% est respectivement de 2, 18, 20, 26% pour des coefficients de variation de l'amortissement du sol de 10, 20, 30, 50% respectivement.

La variabilité de l'amortissement du sol introduit également une incertitude importante non seulement dans l'évaluation de l'amortissement du système sol structure, mais aussi dans l'estimation de la réponse de la structure en termes de déplacement et d'effort tranchant à la base.

#### 4.2.3. Analyse de la variabilité combinée des deux paramètres corrélés ( $V_s$ et $\xi_g$ )

L'analyse de la variabilité de  $V_s$  et de la variabilité de l'amortissement du sol  $\xi_g$ , présentée dans les deux parties précédentes, a considéré les paramètres sous l'hypothèse d'indépendance des variables d'entrée du modèle. Du fait de l'aspect aléatoire des caractéristiques du sol, l'hypothèse d'indépendance des variables d'entrée peut s'avérer ne

pas être réaliste. Dans ce contexte, nous nous sommes penchés sur l'influence de la corrélation entre les variables aléatoires du modèle. Cette éventuelle relation a un impact sur la probabilité de défaillance simulée ainsi que sur l'analyse de sensibilité.

Suite à une recherche bibliographique, aucune étude sur la corrélation entre  $V_s$  et  $\xi_g$  n'a été trouvée (positive, négative ou nulle). Pour cette raison l'influence de la corrélation entre ces deux variables a été analysée sur un intervalle compris entre -0.8 et +0.8. La corrélation a été supposée linéaire.

Soient  $X$  et  $Y$  deux variables aléatoires ayant des variances finies. Le coefficient de corrélation linéaire (nommé aussi coefficient de Pearson) des variables  $X$  et  $Y$  est donné par :

$$\rho(X, Y) = \frac{CoVa(X, Y)}{\sqrt{Var(X)Var(Y)}} \quad (4.1)$$

où  $CoVa(X, Y) = \mathbb{E}(X, Y) - \mathbb{E}(X)\mathbb{E}(Y)$  est la covariance entre  $X$  et  $Y$  ;  $Var(X), Var(Y)$  correspondent aux variances respectives des variables  $X$  et  $Y$ .

La définition du coefficient de corrélation linéaire est donc subordonnée à l'existence des variances de  $X$  et  $Y$ .

Dans le cadre d'une dépendance linéaire parfaite,  $Y = aX + b$ , ( $a \neq 0, b \in \mathbb{R}$ ), le coefficient de corrélation est égal à +1 ou -1 selon le signe de  $a$ .

D'autre part, ce coefficient de corrélation reste invariant par des transformations linéaires strictement croissantes des variables aléatoires. En effet

$$\rho(aX + b, cY + d) = sign(ac)\rho(X, Y) \quad (4.2)$$

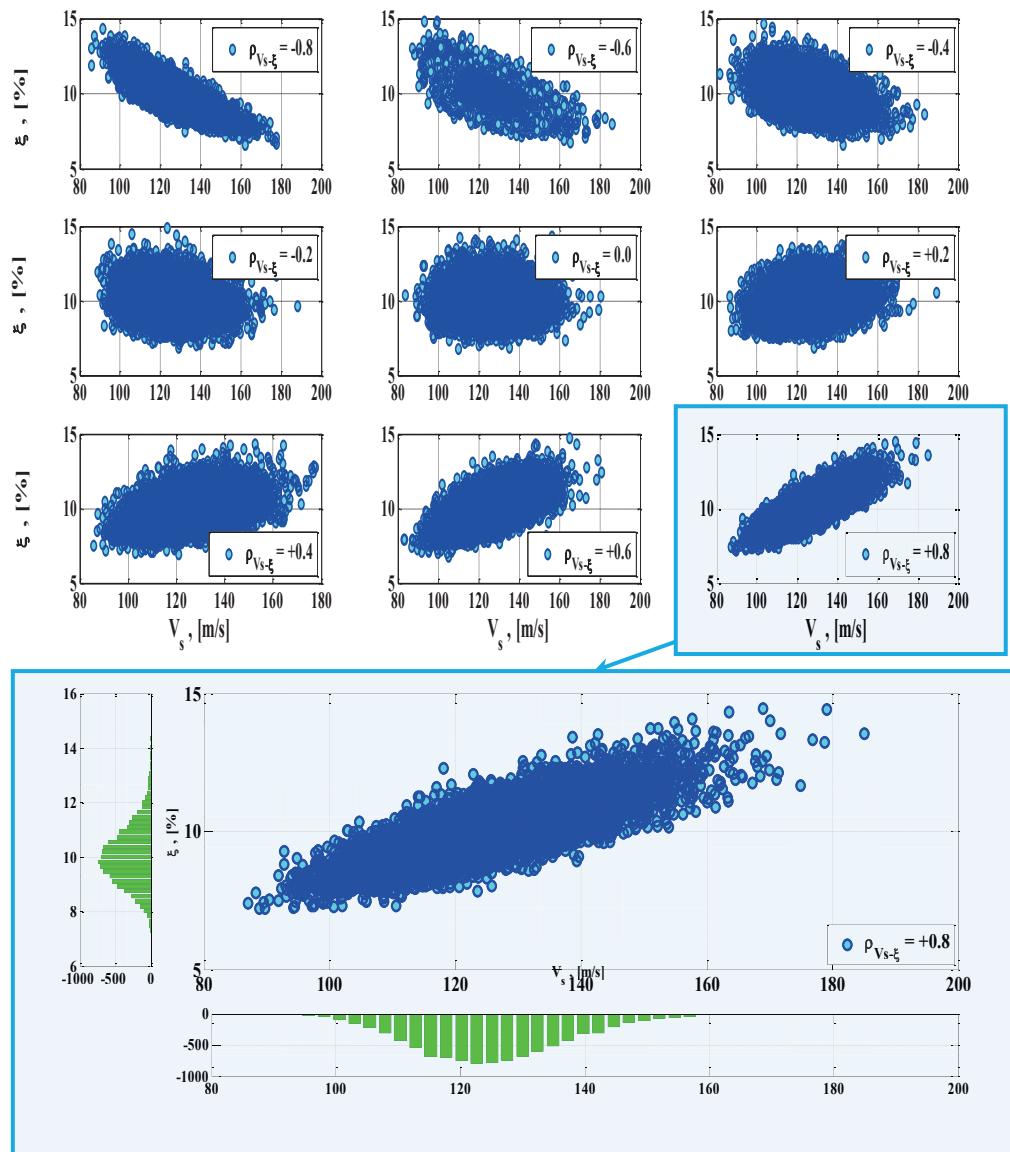
Néanmoins, ce coefficient ne demeure pas constant sous l'hypothèse d'une transformation croissante non-linéaire.

Pour effectuer une analyse de la variabilité des deux paramètres corrélés ( $V_s$  et  $\xi_g$ ) doté chacun d'une loi de probabilité log normale, une simulation numérique a donc été effectuée pour une valeur moyenne de  $V_s$  de 125m/s et une valeur moyenne de  $\xi_g$  de 10%. Deux coefficients de variation  $CoV$  ont été utilisés selon les configurations suivantes :

- **Cas N° 1 :**  $CoV(V_s) = 10\%$  et  $CoV(\xi_g) = 10\%$
- **Cas N° 2 :**  $CoV(V_s) = 50\%$  et  $CoV(\xi_g) = 50\%$
- **Cas N° 3 :**  $CoV(V_s) = 50\%$  et  $CoV(\xi_g) = 10\%$
- **Cas N° 4 :**  $CoV(V_s) = 10\%$  et  $CoV(\xi_g) = 50\%$

Le coefficient de corrélation repose sur une hypothèse de distribution log-normale des deux paramètres : on préfère donc utiliser un coefficient de corrélation établi sur les rangs des paramètres étudiés, appelé coefficient de corrélation linéaire. Un exemple de l'influence du coefficient de corrélation entre deux variables ( $V_s$  et  $\xi_g$ ) est présenté sur la Figure 4.5, où 10000 échantillons d'une variable aléatoire de  $V_s$  et de même pour  $\xi_g$  ont été

choisis en assurant un coefficient de corrélation compris entre  $-0.8$  et  $+0.8$ . On note que la liaison entre les deux variables augmente avec la valeur absolue du coefficient de corrélation. Quand ce dernier est égal à 0, les deux variables deviennent indépendantes.



**Figure 4.5 :** Représentation de la corrélation entre deux variables aléatoires ( $V_s$  et  $\xi_g$ ) ( $\rho_{V_s \xi_g}$ ,  $CoV(V_s) = 10\%$  et  $CoV(\xi_g) = 10\%$ )

L'analyse de la variabilité combinée des deux paramètres corrélés ( $V_s$  et  $\xi_g$ ) s'effectue selon les étapes suivantes :

- 10000 simulations ont été utilisées pour la réalisation des deux paramètres ( $V_s$  et  $\xi_g$ ) pour chaque degré de corrélation;
- on fait varier la corrélation entre ces deux variables dans un intervalle compris entre  $-0.8$  et  $+0.8$
- on calcule les rapports :  $\tilde{\xi}/\xi$ ,  $\tilde{u}_t/u_t$  et  $\tilde{V}/V$ , à travers un calcul déterministe pour chaque réalisation et pour chaque coefficient de corrélation; en exploitant le modèle



simplifié déjà décrit et en utilisant le cas d'exemple présenté dans le chapitre précédent avec une valeur de PGA de 0.4g.

- on procède au traitement statistique des résultats obtenus en termes de quantiles (5, 50 et 95%) des rapports :  $\tilde{\xi}/\xi$ ,  $\tilde{u}_t/u_t$  et  $\tilde{V}/V$

La fonction de répartition a été déterminée à partir de la base de données statistiques pour pouvoir déduire les quantiles à 5 %, 50% et 95 %. Les résultats de l'évolution des quantiles (5, 50 et 95%) des rapports :  $\tilde{\xi}/\xi$ ,  $\tilde{u}_t/u_t$  et  $\tilde{V}/V$  sont présentés respectivement dans les Figures 4.6, 4.7, 4.8 et 4.9 pour les 4 combinaisons étudiées de coefficient de variation. Ces figures présentent ces rapports pour différentes valeurs du coefficient de variation et du coefficient de corrélation  $\in [-0.8, +0.8]$ .

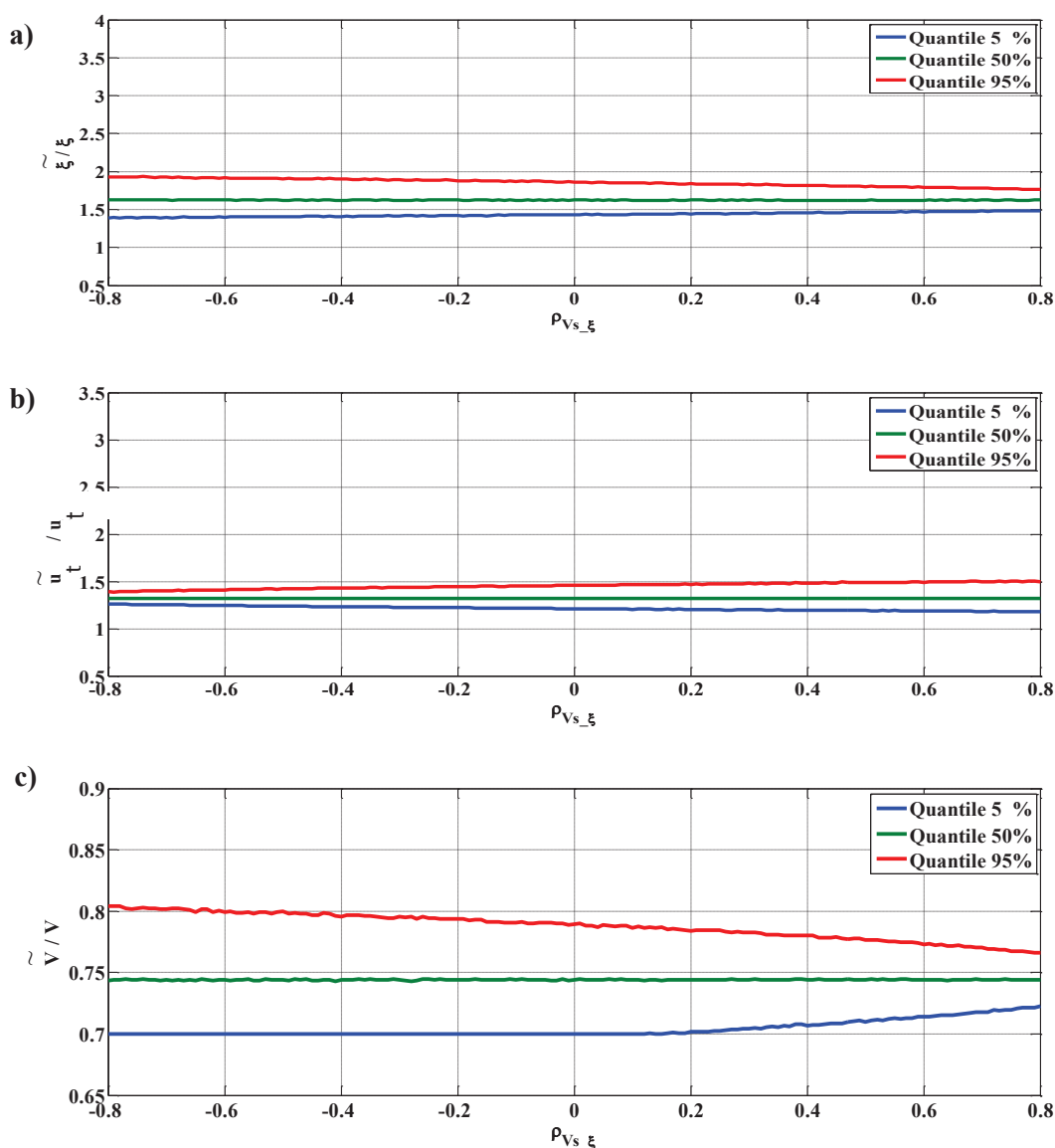


Figure 4.6 : Valeurs des fractiles à 5%, 50% et 95% des rapports a)  $\tilde{\xi}/\xi$ , b)  $\tilde{u}_t/u_t$  et c)  $\tilde{V}/V$ . ( $CoV(V_s) = 10\%$  et  $CoV(\xi_g) = 10\%$ )

Les tendances sont identiques sur l'ensemble des courbes et nous limiterons notre analyse à celle de la figure 4.6 et aux différences majeures relevées sur les autres figures.

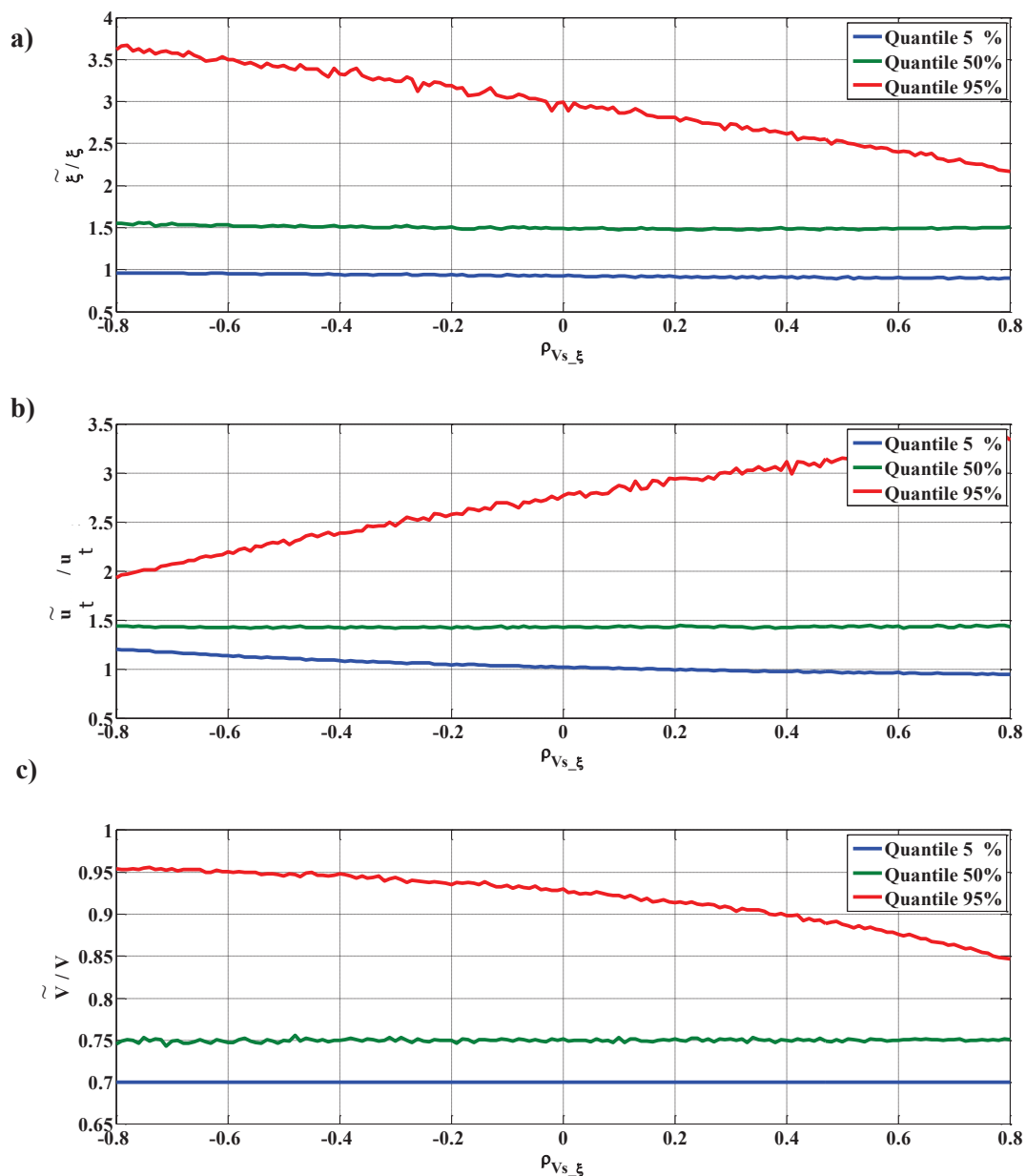


Figure 4.7 : Valeurs des fractiles à 5%,50% et 95% des rapports a)  $\tilde{\xi}/\xi$ , b)  $\tilde{u}_t/u_t$  et c)  $\tilde{V}/V$ .

$$(CoV(V_s) = 50\% \text{ et } CoV(\xi_g) = 50\%)$$

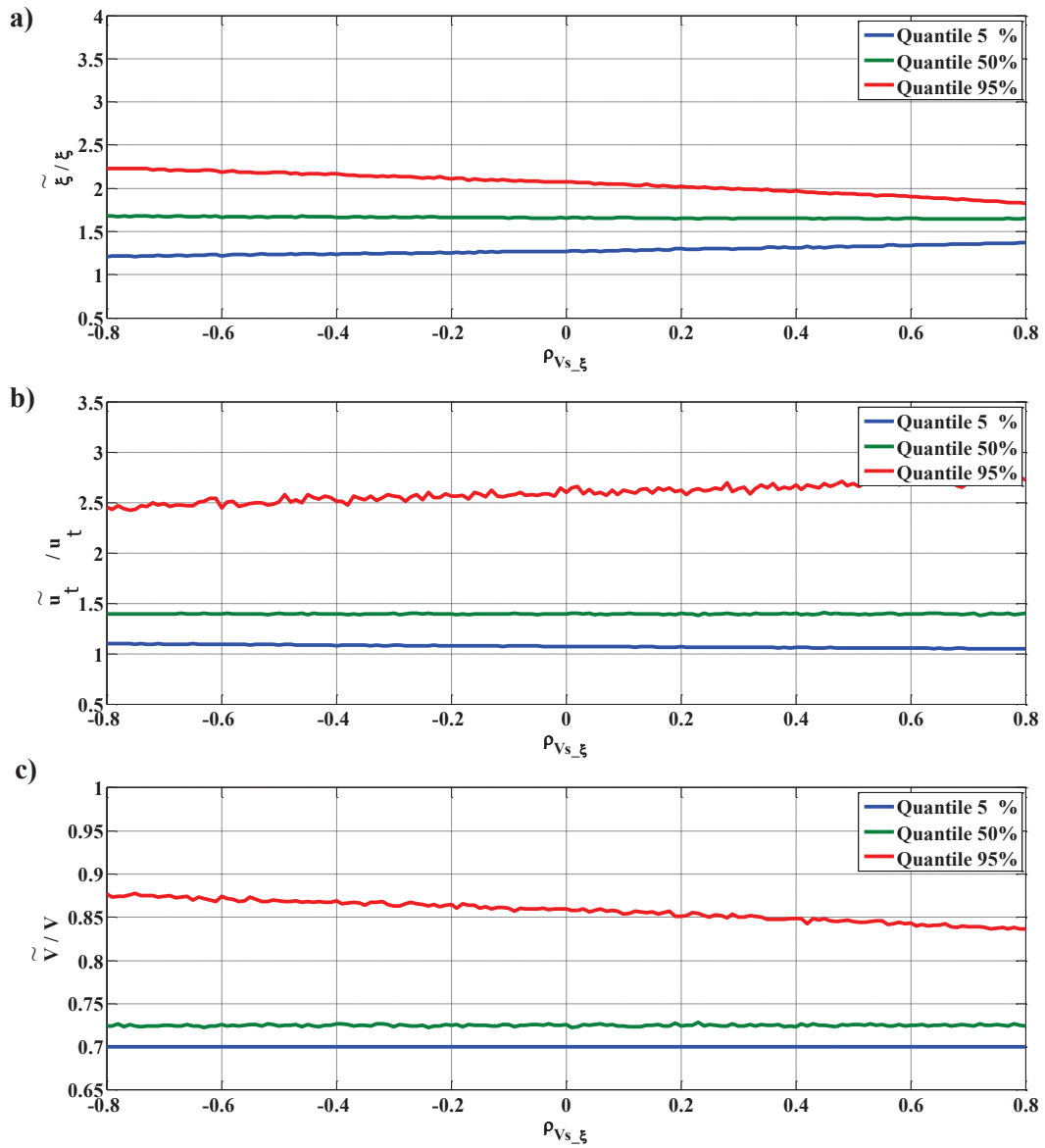


Figure 4.8 : Valeurs des fractiles à 5%,50% et 95% rapports a)  $\tilde{\xi}/\xi$ , b)  $\tilde{u}_t/u_t$  et c)  $\tilde{V}/V$ .

( $CoV(V_s) = 50\%$  et  $CoV(\xi_g) = 10\%$ )

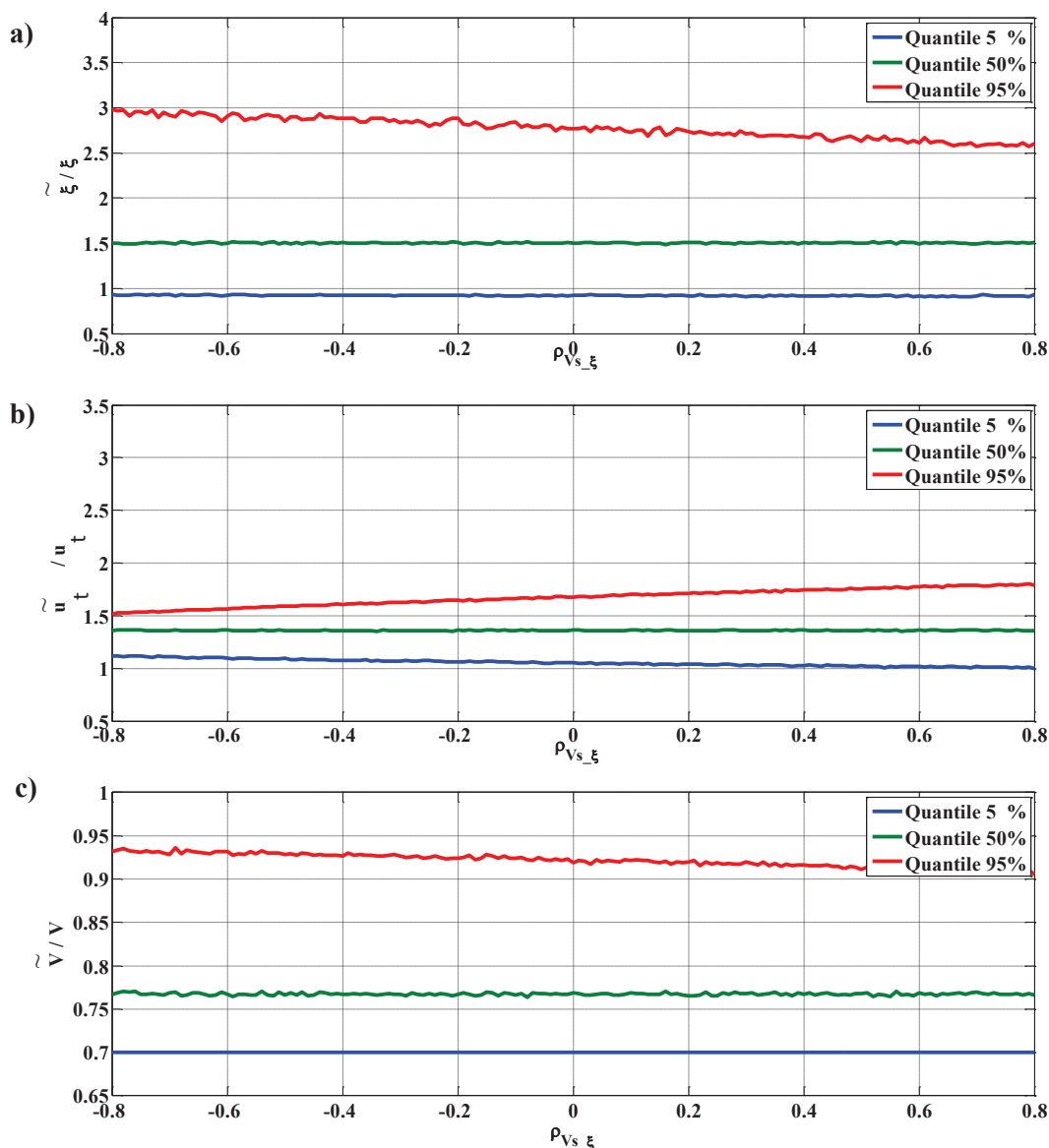


Figure 4.9 : Valeurs des fractiles à 5%, 50% et 95% rapports a)  $\tilde{\xi}/\xi$ , b)  $\tilde{u}_t/u_t$  et c)  $\tilde{V}/V$ .

$$(CoV(V_s) = 10\% \text{ et } CoV(\xi_g) = 50\%)$$

Les résultats obtenus montrent que la variabilité des caractéristiques du sol telles que  $V_s$  et  $\xi_g$  influe sur la répartition des paramètres de la réponse sismique des structures en interaction. Une variable peut apparaître comme significative non seulement par son coefficient de variation mais aussi par sa corrélation avec une autre variable significative. En effet, l'étude paramétrique illustre que pour toutes les valeurs de la variabilité de la vitesse  $V_s$  et de l'amortissement du sol  $\xi_g$ , le rapport  $\tilde{u}_t/u_t$  augmente et les rapports  $\tilde{\xi}/\xi$  et  $\tilde{V}/V$  diminuent quand le coefficient de corrélation augmente  $[-0.8 ; +0.8]$  et cela quel que soit le coefficient de variation.

Le coefficient de variation, que ce soit pour  $V_s$  ou pour  $\xi_g$ , a une grande influence sur les statistiques de la réponse sismique d'une structure en interaction avec le sol (amortissement, déplacement et effort). Ainsi, pour des coefficients de variation

relativement grands, l'intervalle de probabilité de 5 à 95% des rapports  $\tilde{\xi}/\xi$ ,  $\tilde{u}_t/u_t$  et  $\tilde{V}/V$  est plus large que pour de faibles coefficients de variation, ces rapports sont indépendants du coefficient de corrélation avec un écart qui tend vers une valeur constante, déterministe et trop faible. A titre d'exemple : pour un  $CoV(V_s) = 10\%$  et  $CoV(\xi_g) = 10\%$ , le rapport  $\tilde{u}_t/u_t$  prend une valeur constante de 1.4 quelle que soit la valeur du coefficient de corrélation.

Ainsi, plus l'incertitude sur les propriétés du sol telles que  $V_s$  et  $\xi_g$  est importante, plus la répartition des rapports  $\tilde{\xi}/\xi$ ,  $\tilde{u}_t/u_t$  et  $\tilde{V}/V$  est étendue. Ceci signifie aussi que la détermination des incertitudes de la vitesse  $V_s$  et l'amortissement du sol  $\xi_g$  avec précision est très importante pour obtenir des résultats probabilistes de manière plus fiables.

On peut remarquer que, pour des valeurs plus grandes du coefficient de variation, soit pour  $V_s$  ou pour  $\xi_g$ , un faible changement dans le coefficient de corrélation  $\rho_{V_s, \xi_g}$  peut affecter de manière significative la distribution de la réponse d'une structure en interaction. Les Figures 4.7, 4.8 et 4.9 (Cas N° 2, Cas N° 3 et Cas N° 4) confirment ce constat. Par exemple pour le Cas N° 2 ( $CoV(V_s) = 50\%$  et  $CoV(\xi_g) = 50\%$ ) :

- le rapport  $\tilde{\xi}/\xi$  pour un quantile à 95% vaut 3.7 si  $\rho_{V_s, \xi_g} = -0.8$  et vaut 2.3 si  $\rho_{V_s, \xi_g} = 0.8$ .
- le rapport  $\tilde{u}_t/u_t$  prend une plus grande valeur de 3.4 pour un quantile à 95% dans le cas d'un coefficient de corrélation de +0.8.
- une réduction de l'effort tranchant à la base de 5% à 15% (Figure 4.7) pour un coefficient de corrélation de  $-0.8$  à  $+0.8$  et pour un quantile à 95%.

On peut remarquer aussi que les rapports :  $\tilde{\xi}/\xi$ ,  $\tilde{u}_t/u_t$  et  $\tilde{V}/V$  pour des quantiles de 5 et 50% sont peu sensibles à la variabilité du coefficient de corrélation  $\rho_{V_s, \xi_g}$ . Ceci signifie que la détermination de la réponse d'une structure peut être déterminée sans s'intéresser à la dépendance ou l'indépendance des variables entre elles si l'on ne cherche qu'à estimer la réponse médiane.

Les résultats obtenus à la suite de cette étude montrent que le modèle proposé est largement influencé par les variations des paramètres du sol tels que :  $V_s$  et  $\xi_g$ . Ces derniers doivent alors être pris en compte pour évaluer la sensibilité de la réponse du modèle aux variations des différents paramètres. Si l'on méconnaît le degré de corrélation entre ces deux paramètres, supposer une forte corrélation positive (resp. négative), par exemple + 0.8 (resp. - 0.8) conduit à surestimer (resp. sous-estimer) les déplacements et à sous estimer (resp. surestimer) les efforts.

### 4.3. Evaluation des courbes de fragilité sismique de structures en B. A.

Une évaluation de la vulnérabilité « juste » pour chaque bâtiment suppose que l'on connaisse très précisément l'ensemble des paramètres qui influencent le résultat. Il faut donc connaître très précisément toutes les caractéristiques du mouvement du sol généré par un séisme, l'ISS et au final la vulnérabilité de la structure à ce mouvement du sol. Toutefois, les informations disponibles peuvent rester incomplètes ou même imprécises, en raison d'incertitudes sur les dimensions géométriques, les propriétés des matériaux, les caractéristiques des dégradations ou l'environnement extérieur. De plus, la structure se

située dans un environnement où les actions qu'elle subit ne sont pas toujours précisément connues. Enfin, mener un calcul sur chacun des milliers d'ouvrages d'une zone urbaine n'est guère réaliste et il est important que l'ingénieur puisse disposer de méthodes fiables et robustes d'évaluation de la vulnérabilité. Ceci conduit à un grand nombre d'incertitudes qu'il est nécessaire d'appréhender et de considérer dans le processus d'évaluation. Pour cette raison, nous allons établir les courbes de fragilité en tenant compte des effets de l'ISS et des incertitudes associées au chargement (mouvement du sol), aux propriétés de la structure, du sol, et de la fondation (impédances, etc). L'incertitude épistémique sera également considérée de manière indirecte en comparant deux approches d'évaluation des états d'endommagements (Méthode de Park & Ang et Méthode de RISK-UE).

Les méthodes d'évaluation des courbes de fragilité (ou vulnérabilité) sismique diffèrent par leur complexité, leur précision et leur objectif. Le choix de la méthode pour l'évaluation de la vulnérabilité sismique dépendra de la qualité et de la quantité de données disponibles ainsi que de l'objectif visé, qui peut être d'estimer la vulnérabilité sismique d'un bâtiment unique ou d'un ensemble de bâtiment. Dans ce qui suit, les différentes approches sont décrites dans l'ordre selon leur degré de difficulté en termes de temps de calcul. On décrira les méthodes empiriques puis celles reposant sur l'observation et le jugement d'experts, des modèles analytiques simples et on terminera par les systèmes de pointage ou indice de vulnérabilité (méthode hybride).

### 4.3.1. Risque sismique

La combinaison des résultats en termes d'aléa et de vulnérabilité donne accès au risque, ce qui se traduit pour les séismes par des estimations de dommages et de leur distribution. Le risque décrit les pertes probables pour un système donné sur une période de temps donnée. La chaîne d'évaluation et de gestion du risque comporte quatre points principaux : connaissance de l'aléa, estimation de la vulnérabilité, évaluation du risque et prise de décision. La Figure 4.10 donne les différents paramètres constitutifs du risque tels que : aléa, vulnérabilité et valeurs exposées au risque considéré (pertes matérielles et humaines).



Figure 4.10 : Différents paramètres constitutifs du risque

Les conditions de vulnérabilité d'un bâtiment peuvent être décrites en utilisant les fonctions de vulnérabilité ou les fonctions de fragilité.

Les fonctions ou courbes de vulnérabilité sont la représentation graphique des matrices de dommages probables. Ces matrices définissent la probabilité d'occurrence de chaque catégorie de dommage pour chaque intensité d'aléa, soit pour une classe de bâtiments donnée, soit pour un ensemble de bâtiments.

Les courbes de fragilité décrivent la probabilité qu'un bâtiment appartenant à une certaine classe atteigne ou dépasse un niveau de dommage donné pour une intensité sismique donnée (accélération spectrale ou déplacement spectral).

Un autre concept a donc été développé parallèlement à la méthode en capacité : la fragilité (FEMA, 1999; Risk-UE, 2003). Elle consiste à représenter les frontières des niveaux de performances de manière probabiliste en fonction d'un paramètre représentant l'agression sismique (PGA, PGD, PGV, IA, ...). A un niveau de sollicitation donné, cinq courbes donnent donc la probabilité de dépasser chaque niveau de dommage (aucun dégât, faible endommagement, endommagement modéré, dégâts importants ou effondrement).

Un exemple de courbes de vulnérabilité et fragilité est donné à la figure 4.11.

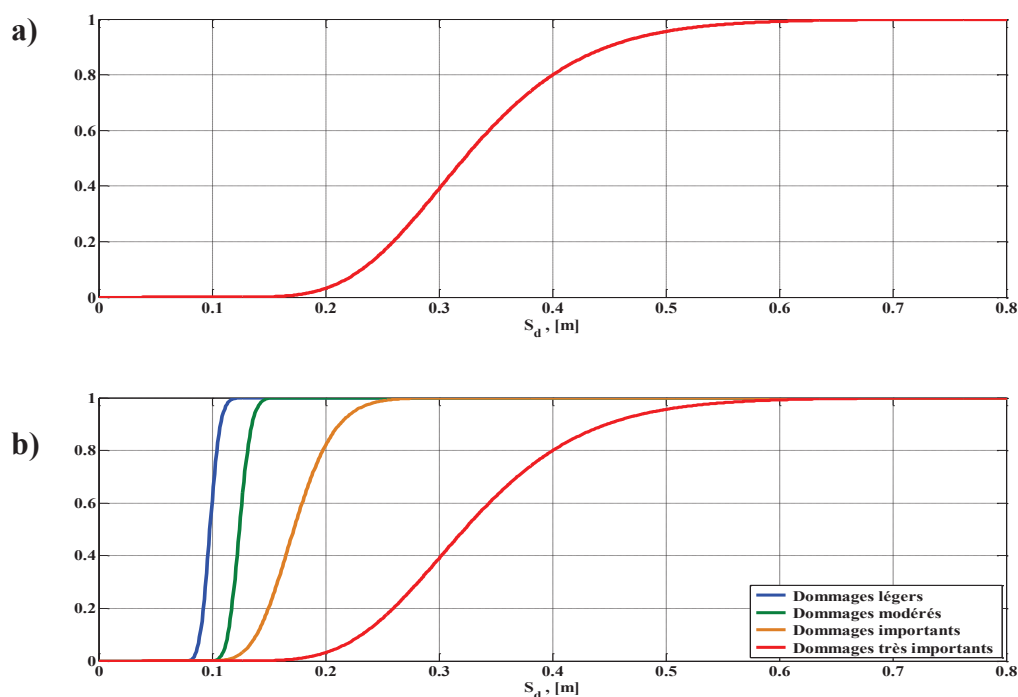


Figure 4.11 : Exemple de a) courbes de vulnérabilité et b) courbes de fragilité

Les informations sur la fragilité peuvent être utilisées par les ingénieurs de conception, les chercheurs, les experts de fiabilité, les experts en assurance et les administrateurs de systèmes critiques tels que les hôpitaux et les réseaux routiers. Les informations peuvent être utilisées pour analyser, évaluer et améliorer la performance sismique des systèmes à la fois structurels et non structurels. Différentes sources d'information peuvent être utilisées dans le calcul des courbes de fragilité. Ces approches sont résumées brièvement dans la section suivante.

### 4.3.2. Méthodes d'élaboration de la courbe de fragilité

Les différentes méthodes utilisées pour estimer une fonction de fragilité peuvent être classées en quatre groupes : empiriques, basées sur l'opinion d'experts, analytiques et hybrides.

#### 4.3.2.1. Méthodes empiriques

L'approche empirique représente l'approche la plus réaliste pour l'estimation de la vulnérabilité des différents systèmes parce qu'elle se base d'une part sur des données réelles des dommages observés après un séisme et d'autre part elle relie ces données avec les paramètres du séisme (source, trajectoire, magnitude, ... etc), site (différentes caractéristique) et structures (type de fondation, type de construction, nombre d'étages, les composantes principales et secondaire....etc.). Il faut noter que les résultats obtenus par le biais de cette approche ne sont applicables que pour le site étudié et le séisme produit. Ainsi, les résultats obtenus sont couramment utilisés pour vérifier la fiabilité des résultats des autres approches.

#### 4.3.2.2. Opinion basée sur l'opinion d'experts

Les matrices de probabilité des dégâts basées sur le jugement et l'opinion d'experts ont été introduites pour la première fois dans l'ATC-13 (ATC, 1985). Plus de 50 experts de haut niveau en génie parasismique ont été chargés de fournir une basse, meilleure et haute estimation du facteur d'endommagement (le rapport entre perte et coût de remplacement, exprimé en pourcentage) pour des intensités modifiées de Mercalli (MMI) de VI à XII pour 36 différentes classes de bâtiment. Le facteur d'endommagement pour hautes et basses estimations fournies par les experts a été défini comme les limites probabilité de 90% d'une distribution log-normale, tandis que la meilleure estimation a été prise comme facteur d'endommagement médian.

Les moyennes pondérées des estimations des experts, basés sur l'expérience pour chaque catégorie de bâtiment, ont été inclus dans le processus de la moyenne, comme décrit dans l'annexe G de l'ATC-13 (ATC, 1985). Une distribution log-normale a ensuite été utilisée pour calculer la probabilité d'un facteur central de dégâts par l'aire sous la courbe dans une gamme de facteur de dommage donnée. Ainsi, une matrice de probabilité de dommage (MPD) peut être produite pour chaque niveau d'intensité pour chaque classe de bâtiment.

Le principal inconvénient de l'approche ATC-13 est que les MPD sont basées exclusivement sur l'opinion subjective d'experts. En plus des incertitudes inhérentes à toute estimation de dommages dues à la variabilité de la performance réelle du bâtiment, il y a les incertitudes liées à l'avis des experts. Les matrices de probabilités des dégâts basés sur des opinions d'experts sont également difficiles à calibrer ou modifier afin d'y intégrer de nouvelles données. Aussi, il est difficile d'étendre l'ATC-13 à d'autres types de bâtiments et d'autres régions, puisque chaque bâtiment a ses propres caractéristiques. Néanmoins, cette première étude relativement approfondie sur les dégâts dus aux tremblements de terre et l'estimation des pertes est devenue une référence pour de nombreuses évaluations de la vulnérabilité sismique jusqu'au milieu des années 90.



Une deuxième tentative majeure a été conduite par l'Institut National de la Science du Bâtiment (National Institute of Building Science, NIBS), financé par la FEMA.

Le résultat fut un logiciel interactif d'évaluation des risques, HAZUS, publié pour la première fois en 1997 et actualisé en 1999 (HAZUS, 1999 ; Kircher & al., 1997). Dans HAZUS les intensités ont été remplacées par les déplacements spectraux et les accélérations spectrales comme une mesure de l'entrée sismique. Toutefois, l'étude HAZUS continue de s'appuyer sur l'opinion d'experts pour estimer l'état d'endommagement qui pourrait résulter d'un déplacement et d'accélération spectrale donnés.

#### **4.3.2.3. Méthodes analytiques**

Les courbes de fragilité analytiques sont construites à partir de l'élaboration statistique des distributions des dommages simulées en recourant à des modèles structurels et en augmentant l'intensité du séisme. L'application des méthodes d'analyse peut être limitée par l'effort de calcul de l'analyse. Afin de réduire cet effort, des modèles analytiques simplifiés sont souvent utilisés.

Néanmoins, la variabilité dans la définition des éléments structuraux et non structuraux du modèle peut affecter significativement les résultats des analyses. En fait, la similitude entre le modèle et la structure réelle, qui conditionne fortement la fiabilité des résultats est liée aux capacités de modélisation. Il est possible de diviser les modèles analytiques usuels en deux sous-catégories: analyse statique non-linéaires et analyse dynamique non linéaires

Singhal et Kiremidjian (1996) ont développé des courbes de fragilité (ou de vulnérabilité) et des matrices de probabilités des dommages pour trois catégories de structures en béton armé en utilisant une simulation de Monte Carlo. Les probabilités de dommages structuraux ont été déterminées en utilisant l'analyse dynamique non linéaire avec un ensemble de séismes. Pour la matrice de probabilité de dommage (MPD), l'intensité modifiée de Mercalli a été utilisée comme paramètre du mouvement du sol, tandis que l'accélération spectrale a été utilisée pour la génération de fonctions de fragilité. Les principales composantes de la méthodologie consistent à :

- a. la caractérisation de la structure lorsqu'elle est soumise à des charges dynamiques ;
- b. la caractérisation des mouvements du sol ;
- c. la quantification de la réponse structurelle tenant compte de la variabilité dans le mouvement du sol et de l'incertitude dans la réponse structurelle.

Les analyses dynamiques non linéaires ont été réalisées en utilisant un ensemble d'enregistrement correspondant à un niveau donné du mouvement du sol, pour de nombreux bâtiments avec des caractéristiques structurelles aléatoires. La sortie de chaque analyse non linéaire a été utilisée pour calculer un indice d'endommagement global (lié notamment à un état de dégâts), basé sur le modèle de Park et Ang (1985), car il est simple et il a été calibré à l'aide des données de différentes structures endommagées pendant des séismes passés. L'analyse statistique des indices de dommages conduit à l'évaluation des probabilités des différents états des dommages et donc des fonctions de fragilité et MPD ont été évalués. Les courbes de fragilité analytiques produites par Singhal et Kiremidjian

(1996) pour des portiques de faible hauteur ont été actualisées ultérieurement sur la base des données d'observation obtenues d'une enquête sur 84 bâtiments endommagés par le séisme de Northridge 1994, tout en utilisant un système de pondération (Technique Bayésienne actualisée) pour tenir compte de la fiabilité des différentes sources de données (Singhal et Kiremidjian, 1998).

Masi (2003) a utilisé une procédure similaire pour caractériser la vulnérabilité sismique des différents types de portiques en béton armé conçu seulement pour les charges verticales. Les modèles structurels utilisés dans cette étude étaient représentatifs des bâtiments conçus et construits en Italie au cours des 30 dernières années. Un calcul de simulation des structures a été réalisé en référence aux codes de conception, et aux manuels pratiques de construction. La réponse sismique des structures prototype, soumis à des mouvements du sol de différents niveaux d'intensité, a été estimée grâce à des analyses non linéaires dynamiques avec accélérogrammes artificiels et naturels, tandis que la vulnérabilité a été caractérisée par l'utilisation de l'Échelle Macrosismique Européenne (EMS98).

Rossetto et Elnashai (2005) ont construit les courbes Pushover des bâtiments européens en appliquant la méthode du spectre de capacité pour obtenir le point de performance corrélé dans un second temps à un état de dégâts à partir d'une échelle de dommage calibrée par des données expérimentales (Rossetto et Elnashai, 2003). Cette procédure a été répétée en utilisant les spectres d'accélération-déplacement de nombreux enregistrements des mouvements du sol et de la variabilité dans les caractéristiques structurelles des bâtiments modélisées en utilisant la méthode de surface de réponse, conduisant à des courbes analytiques de vulnérabilité basées sur le déplacement.

Dumova-Jovanoska (2004) a produit les matrices (courbes de vulnérabilité/probabilités d'endommagement) des bâtiments en béton armé construits dans la région de Skopje. Ces relations (intensités sismiques-endommagement) ont été obtenues par modélisation analytique des bâtiments représentatifs en béton armé et en appliquant l'analyse dynamique non linéaire pour 240 enregistrements sismiques synthétiques. L'indice d'endommagement de Park et Ang (1985) a été utilisé pour mesurer l'endommagement de la structure. Une distribution normale probabiliste a été supposée pour la probabilité de survenance du dommage.

Un des principaux inconvénients des courbes analytiques de vulnérabilité est que la procédure est extrêmement intensive et consomme beaucoup de temps de calcul, donc les courbes ne peuvent pas être facilement obtenues pour différentes régions ou pays ayant des constructions avec diverses caractéristiques. Toutefois, les courbes analytiques de vulnérabilité ont été fréquemment utilisées pour soutenir, plutôt que de remplacer, les MPD empiriques et courbes de vulnérabilité basées sur les données d'observation des dommages, conduisant à ce qu'on appelle les méthodes hybrides.

#### 4.3.2.4. Méthode hybride

En raison de la difficulté inhérente à récupérer des données fiables et exhaustives des dommages observés, faisant référence à toutes les typologies de construction, les intensités du tremblement de terre et les conditions du sol, les méthodes « hybride » peuvent être appliquées, en s'appuyant sur la combinaison des données disponibles empiriques/ statistiques avec les résultats des analyses numériques (Kappos et al. 1995), les

réseaux de neurones et la théorie des ensembles flous (Fuzzy Set Theory) (Sanchez-Silva et Garcia, 2001). Kappos et al. (1995, 1998) ont tiré des matrices de probabilité des dommages en utilisant une procédure hybride, dans laquelle les parties du MPD pour chaque niveau d'intensité ont été construits en utilisant les données disponibles pour des séismes passés suivant la procédure des indices de vulnérabilité. Les parties restantes de la MPD ont été construites en utilisant les résultats de l'analyse dynamique non linéaire des modèles simulant le comportement de chaque classe de bâtiment. Les enregistrements temporels du tremblement de terre ont été réduits à des valeurs PGA estimées par l'analyse des aléas sismiques. Les valeurs de l'intensité sismique en terme de PGA ont été corrélées à l'aide de relations empiriques. Un indice de dommage global a été dérivé pour corréler la réponse structurale de l'analyse dynamique (facteurs de ductilité, déplacements, etc) avec la perte, exprimée en termes de coût de la réparation. Un total de 120 analyses de bâtiments typiques conçu selon le code grec 1959 ont été réalisées (pour 6 structures, 10 mouvements du sol et 2 intensités), et les résultats statistiques des dommages ont été combinées avec les dégâts observés par le séisme de Thessalonique en 1978.

Tantala et Deodatis (2002) ont étudié l'évaluation fiabilité des immeubles de grande hauteur soumis à des charges sismiques. Leur étude est l'une des premiers à relier la vulnérabilité de grands bâtiments aux différentes mesures de l'intensité du séisme. La méthodologie pour développer les courbes de fragilité suit une approche de simulation de Monte-Carlo intégrant les incertitudes dans le mouvement du sol et dans les caractéristiques structurelles.

Récemment, un intérêt croissant a été manifesté pour les méthodes d'analyse non linéaire simplifiées. La méthode du spectre de capacité est largement utilisée par les chercheurs pour évaluer les fonctions de vulnérabilité sismique des structures de génie civil.

#### **4.3.2.5. Comparaison des méthodes**

L'ensemble des travaux reflète d'une part l'importance accordée par les chercheurs à l'estimation des dommages des différents systèmes et d'autre part à la multiplicité des approches développées. Un examen détaillé montre que :

- l'approche basée sur l'opinion des experts représente le premier pas dans le domaine de l'évaluation des dommages des différents systèmes. Cette approche est devenue rapidement une référence standard pour l'estimation de la vulnérabilité.
- L'approche empirique représente l'approche la plus réaliste du fait qu'elle donne des informations plus précises sur les endommagements occasionnés par un séisme en fonction des paramètres du sol, de la structure et du séisme produit. De plus, cette approche reste peut être utilisée comme référence pour vérifier les résultats obtenus par d'autres approches.

Cependant, l'évaluation de la relation séisme-dommage en utilisant cette approche reste utilisable seulement pour le site étudié et le séisme produit et son extension n'est possible qu'avec des efforts considérables.

La validité des conclusions est en outre fortement liée à la représentation de l'échantillonnage.

- L'approche expérimentale représente un outil essentiel qui permet de nous donner des informations précises sur le comportement réel des composants d'une structure sous différents chargements.

Les essais (essai de la table vibrante, ...) sont très coûteux et on ne peut pas répéter ces essais pour différentes structures à cause du coût et du temps nécessaire pour les réaliser. De plus, il est difficile de faire de tels essais sur une structure réelle ayant tous les éléments (poteau, poutre, fondation, ...).

- L'approche analytique est rapide et moins coûteuse. L'évaluation des dommages peut être considérée pour différents séismes et en fonction des paramètres concernant le sol, les structures et les séismes. Cette approche permet de palier les faiblesses des autres approches et d'en étendre le domaine d'utilisation.

Enfin, on peut dire que l'application des combinaisons d'approches dans une même analyse, peut nous donner des résultats meilleurs que ceux obtenus lors de l'application d'une seule approche, et la qualité de ces résultats peut devenir très bonne dans le futur en fonction du développement des outils utilisés au niveau de ces analyses.

#### **4.3.3. Remarque importante :**

Dans ce qui suit, on estimera la vulnérabilité sismique d'une structure courante en béton armé en interaction avec le sol en considérant les incertitudes sur sa réponse. Parmi les méthodes disponibles pour l'évaluation de la vulnérabilité, l'approche analytique telle que l'approche performantielle a été choisie pour déterminer la réponse sismique de la structure par le biais d'une analyse statique non linéaire.

#### **4.3.4. Prise en compte des incertitudes dans la détermination des courbes de fragilité**

Comme nous l'avons déjà évoqué dans le chapitre précédent, l'étude de la performance d'un bâtiment dans le plan  $(S_a, S_d)$  est déterministe. Or, il est clair que chaque étape du processus d'estimation des dommages présente des incertitudes relatives à la définition de l'aléa, à la définition des enjeux, à la définition de relations d'endommagement ainsi qu'aux calculs des pertes économiques. Concernant la définition de la sollicitation sismique, des incertitudes sont liées aux valeurs estimées de paramètres du sol, aux périodes de retour ainsi qu'aux effets de site. La définition des enjeux comporte également des incertitudes liées à l'absence de fiabilité de données existantes, les inventaires précis des structures étant assez rares. Par ailleurs, l'approche en capacité ne prend pas en compte les incertitudes sur les paramètres du modèle de la structure. L'estimation de la vulnérabilité sismique des structures ou l'établissement de courbes de fragilité est indissociable de la notion d'incertitude et ce à toutes les étapes. Ces incertitudes peuvent porter sur les données de base (incertitude aléatoire) ou sur les modèles choisis (incertitude épistémique). A cet effet, l'utilisation d'un modèle probabiliste permet de prendre en compte le degré d'incertitude des paramètres choisis pour déterminer le comportement de la structure en interaction avec le sol et d'estimer le degré d'endommagement d'une structure ou d'un parc de structures.

L'approche que nous allons développer, vise à prendre en compte tous les types d'incertitudes mentionnés afin d'établir des courbes de fragilité.

### 4.3.5. Méthodologie proposée pour l'établissement des courbes de fragilité

La méthodologie utilisée (Figure 4.12) dans cette étude pour l'estimation de la vulnérabilité sismique est organisée selon les trois étapes fondamentales suivantes :

- Détermination des courbes de capacité et estimation du point de performance en introduisant l'ISS (§ 4.3.5.1).
- Identification des niveaux de dommages (§ 4.3.5.2).
- Développement des courbes de fragilité (§ 4.3.5.3).

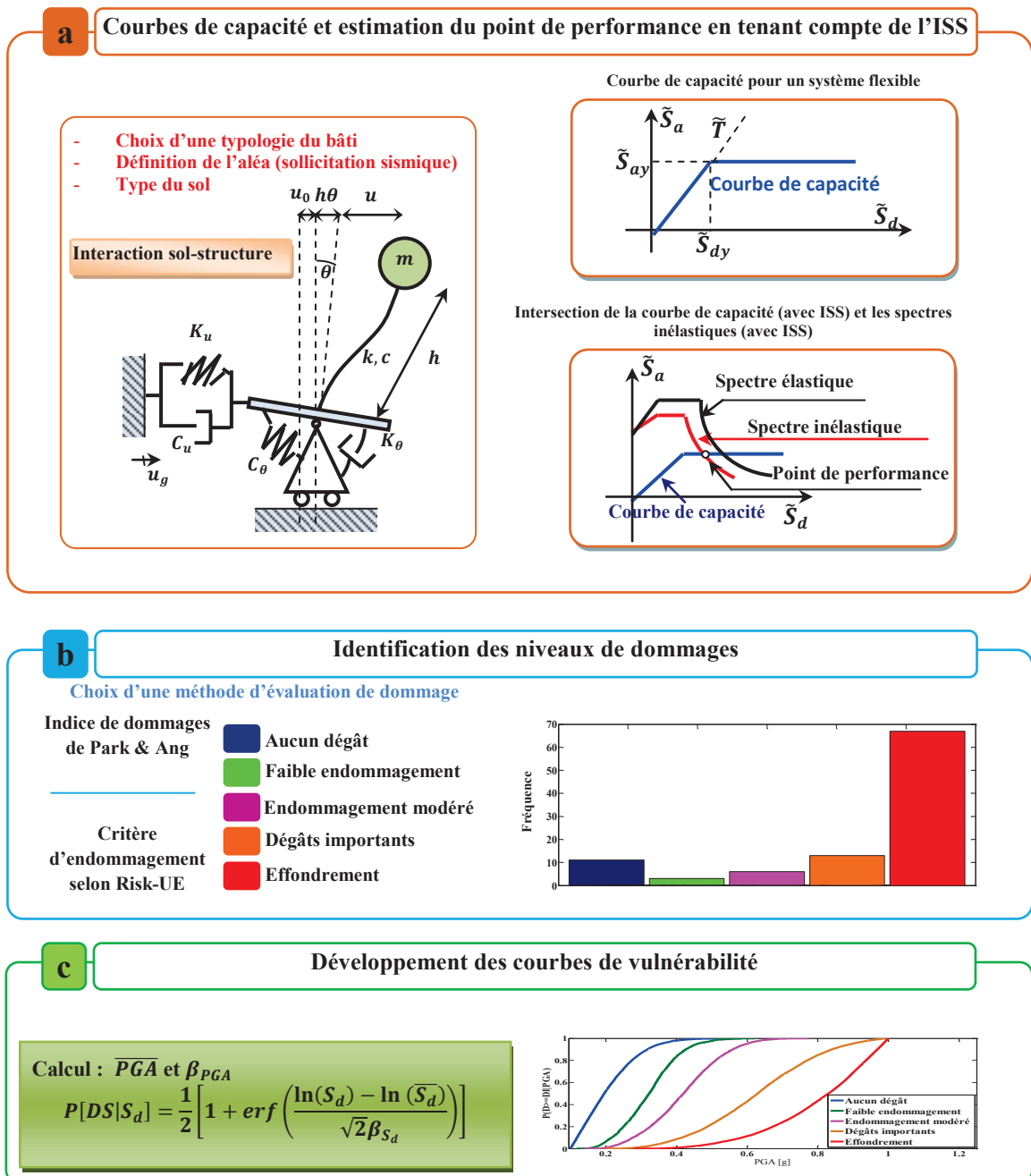


Figure 4.12 : Méthodologie proposée pour l'estimation de la courbe de vulnérabilité sismique d'une structure

#### 4.3.5.1. Courbes de capacité et estimation du point de performance

Il est nécessaire pour l'analyse de la vulnérabilité sismique et le dimensionnement parasismique de définir l'état d'une structure lors de sa sollicitation par un séisme.

Pour déterminer l'endommagement d'une structure et par conséquent sa vulnérabilité, le déplacement maximal que peut atteindre une structure lors d'une excitation sismique constitue un paramètre clé. Ce paramètre est obtenu à partir du point de performance, ce dernier est déterminé par l'intersection d'une courbe de capacité avec la courbe de demande représentée par un spectre inélastique.

#### 4.3.5.2. Identification des niveaux de dommages

L'évolution de l'endommagement dans une structure ou un composant structurel peut être caractérisée par un indice de dommage. De nombreux modèles ont été développés (Park et al., 1985 ; Ghobarah et al., 1999 ; Cornell et al., 2000 , RISK-UE, 2003) qui correspondent à différentes façons de catégoriser la dégradation de la structure. Le dommage est considéré comme une variable continue variant de 0 (pas de dommage) à 1 (ruine) ou de 0 à 100%. Deux approches d'évaluation de l'endommagement de la structure sont considérées. La première méthode est développée par Park & Ang. Elle consiste à analyser les dommages que peut subir une structure face à une sollicitation sismique quelconque présentée en termes de l'accélération maximale du sol PGA, vitesse maximale du sol PGV ou bien le déplacement maximal du sol PGD, intensité d'Arias IA... Ce modèle est basé principalement sur l'évaluation de la performance ou bien de la capacité du déplacement d'une structure sous chargement statique et dynamique ainsi que sur des facteurs énergétiques. La deuxième méthode RISK-UE consiste à identifier les niveaux de performance. Elle est basée sur le déplacement maximal au sommet. En voici les caractéristiques majeures :

- **L'indice de dommages de Park & Ang sans partie hystérésis (Park et al., 1985 )** est une mesure quantitative qui permet de classifier numériquement l'état de la structure évaluée en cinq états de dommages (Tableau 4.1).

$$ID = \frac{u_t - u_y}{u_u - u_y} \quad (4.3)$$

où  $u_t$  est le déplacement maximal subi par la structure (point de performance) ;  $u_u$  est le déplacement ultime (effondrement total) et  $u_y$  est le déplacement à la limite élastique.

**Tableau 4.1:** *Equivalence entre niveau d'endommagement et indice d'endommagement donné par Park et Ang.*

Degrés de dégâts (ID)	Définition	Indice d'endommagement de Park-Ang, 1985
0	Aucun dégât	<0,10
1	Faible endommagement	0,10-0,25
2	Endommagement modéré	0,25-0,40
3	Dégâts importants	0,40-1,00
4	Effondrement	>1,00

- **Critère d'endommagement selon Risk-UE (Risk-UE, 2003)**

L'intensité des dommages est reliée aux déplacements mesurés au sommet. Cinq niveaux de dommages variant entre l'absence de dégâts, pour DG0, et l'effondrement, pour DG4 sont définis. Le degré DG1 correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception et de dimensionnement parasismique habituel. Il caractérise un état d'endommagement superficiel et non structurel.

- Le degré DG2 représente un niveau de dommage contrôlé. La stabilité du bâtiment n'est pas en danger, mais toutefois des dommages mineurs sont développés.
- Le degré DG3 représente un état d'endommagement avancé pour lequel la stabilité de la structure est en danger.
- Au delà de ce niveau, la structure est susceptible de s'effondrer, et ne présentant aucune capacité de résistance.

**Tableau 4.2:** Critère d'endommagement en fonction du déplacement maximal au sommet selon Risk-UE.

Degré de dégâts, DG	Définition	déplacements limites au sommet
0	Aucun dégât	$u_t < 0,7u_y$
1	Faible endommagement	$0,7u_y < u_t < 0,7u_y + 0,05\Delta u_y$
2	Endommagement modéré	$0,7u_y + 0,05\Delta u_y < u_t < 0,7u_y + 0,2\Delta u_y$
3	Dégâts importants	$0,7u_y + 0,2\Delta u_y < u_t < 0,7u_y + 0,5\Delta u_y$
4	Effondrement	$0,7u_y + 0,5\Delta u_y < u_t < 0,7u_y + \Delta u_y$

$\Delta u_y = 0,9u_u - 0,7u_y$

Ces deux méthodes (Park & Ang et Risk-UE) utilisent le point de performance issu d'une analyse Pushover pour quantifier le niveau de dommage attendu. Les différents stades de dommage de la structure peuvent être évalués et reportés sur la courbe de capacité afin situer le fonctionnement de la structure (point de performance) par rapport à ces niveaux. Notons que les deux méthodes diffèrent à la fois par les critères permettant de distinguer ces classes de dommages et par le fait qu'une même notion (par exemple « endommagement modéré ») ne recouvre pas forcément le même état.

**4.3.5.3. Développement des courbes de fragilité**

La distribution statistique utilisée pour ajuster les fonctions de fragilité de la structure est une distribution log-normale qui représente la combinaison de variables dont les effets sont multiplicatifs. Cette répartition est décrite par deux paramètres : la valeur moyenne  $\bar{S}_d$  et son écart type  $\beta_{S_d}$ . Ainsi, pour un niveau de dégâts DG provoqué par un déplacement spectral  $S_d$  donné, la probabilité d'endommagement  $P[DG|S_d]$  est définie par la fonction :

$$P[DG|S_d] = \frac{1}{2} \left[ 1 + \operatorname{erf} \left( \frac{\ln(S_d) - \ln(\bar{S}_d)}{\sqrt{2}\beta_{S_d}} \right) \right] \quad (4.4)$$

#### 4.3.6. Exemple d'application

Le but de cette partie est de chercher à mettre en évidence les particularités de chaque méthode d'évaluation des dommages de la structure exposées ci-dessus par des applications au sens où les deux méthodes sont appliquées sur la même base de données et les mêmes actions sismiques.

La structure considérée dans la première application est la même que celle analysée au chapitre 3.

Après une analyse préliminaire de la sensibilité, les sources d'incertitude qui semblent les plus significatives ont été identifiées (Tableau 4.3). Cette analyse préliminaire a consisté à déterminer, quantifier et analyser comment sont affectées les sorties de notre modèle par des fluctuations des variables d'entrée.

Neuf variables aléatoires sont considérées (Elachachi et al., 2013) :

- **Pour le séisme et le sol** : l'accélération maximale du sol (PGA), l'amortissement du sol ( $\xi_g$ ), la vitesse d'onde de cisaillement du sol ( $V_s$ ),
- **Pour la structure (les matériaux béton et acier)** : le facteur d'amortissement de la structure ( $\xi$ ), la contrainte du béton à la compression  $f_c'$ , la contrainte du béton ultime  $f_{cu}$ , la limite élastique de l'acier  $f_{ty}$ .

Le tableau 4.3 montre également les fonctions de distribution de probabilités choisies. Les caractéristiques probabilistes des variables ont été définies à partir de la littérature disponible.

**Tableau 4.3** : Variabilité des caractéristiques de la structure, le sol et le séisme.

Variable		Distribution	Moyenne	Ecart-type	
Séisme/Sol	PGA	Uniforme	0.5g	0.26g	
	$\xi_g$	Log-normale	10%	0.4%	
	$V_s$	rocheux	Uniforme	1350 m/s	550 m/s
		Ferme	Uniforme	600 m/s	200 m/s
		Meuble	Uniforme	300 m/s	100 m/s
Très meuble		Uniforme	125 m/s	75 m/s	
Structure	$\xi$	Log-normale	5%	20%	
	Béton confiné	$f_c'$	Log-normale	30 MPa	5 MPa
		$f_{cu}$		$0.2 f_c'$	
	Béton non confiné	$f_c'$	Log-normale	25 MPa	3 MPa
		$f_{cu}$		$0.2 f_c'$	
Acier	$f_{sty}$	Log-normale	410 MPa	10 MPa	

La procédure suivie pour obtenir les courbes de vulnérabilité à partir de simulations de Monte-Carlo s'effectue en trois étapes principales.

#### Etape 1 : Développement des courbes de capacité et estimation du point de performance



### a. Courbes de capacité

La courbe de capacité a un rôle déterminant dans l'estimation des dommages, car elle décrit le comportement du bâtiment face à toute sollicitation sismique, elle représente le premier pas de la méthodologie d'estimation de dommages. Ainsi, en fonction de la demande imposée au bâti, cette courbe conditionne le niveau d'endommagement. La courbe de capacité utilisée est celle développée dans le cadre de l'ISS. 100000 simulations ont été réalisées pour déterminer les courbes de capacité d'une structure en interaction avec le sol (Figure 4.13, exemple de 30 simulations). Nous avons tenu compte des variabilités de  $\xi_g$ ,  $V_s$ ,  $\xi$ ,  $f_c'$  (pour le béton confiné et non confiné),  $f_{cu}$  (pour le béton confiné et non confiné) et  $f_{sty}$ .

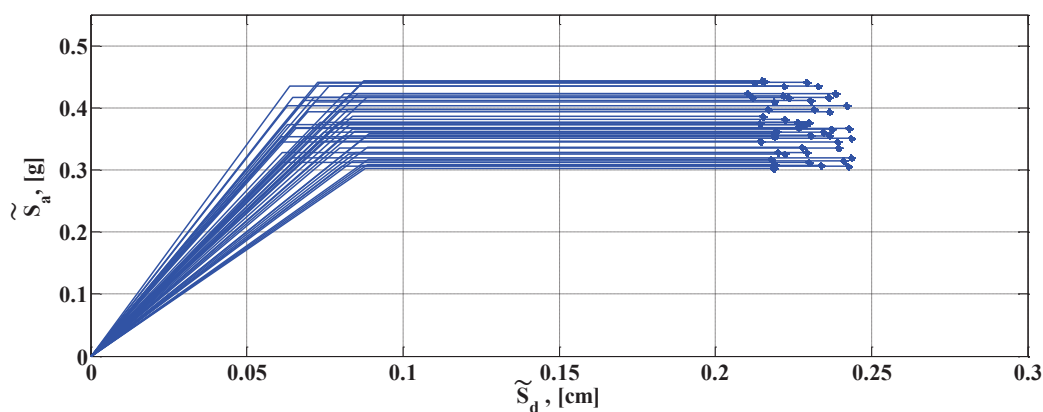


Figure 4.13 : Courbes de capacité (Simulation de Monte Carlo, exemple de 30 simulations)

### b. Demande sismique

La sollicitation sismique est représentée par un spectre de réponse élastique en déplacement réduit par un facteur de réduction  $\tilde{R}_\mu$  pour tenir compte des effets de non-linéaire. La variabilité du mouvement sismique et des effets de l'aléa local (zonage sismique) est intégrée au travers de : l'accélération maximale du sol ( $PGA$ ), l'amortissement du sol  $\xi_g$  et la vitesse d'onde de cisaillement  $V_s$  qui est introduite d'une manière indirecte dans la définition du spectre élastique de réponse à travers l'équation (3.13) qui relie la période caractéristique  $T_c$  et  $V_s$ .

La figure 4.14 représente un ensemble de spectres élastiques générés (30 simulations) dans le plan ( $S_a$  ;  $S_d$ ) pour le sol très meuble.

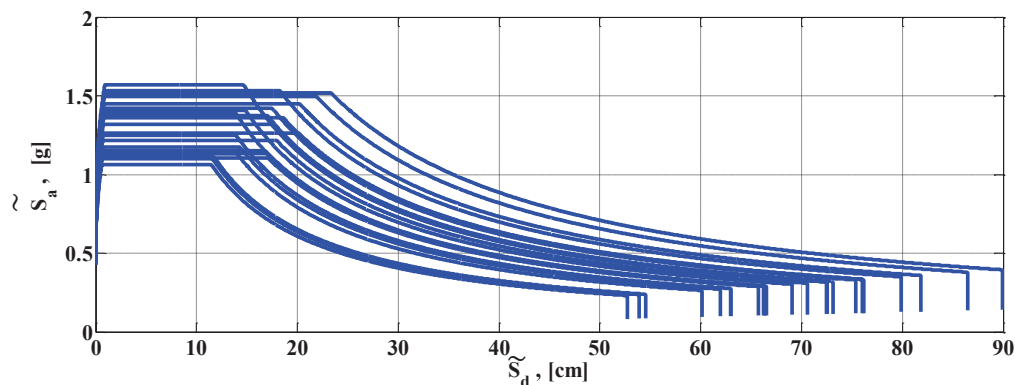


Figure 4.14 : Spectres élastiques (Simulation de Monte Carlo, exemple de 100 simulations)

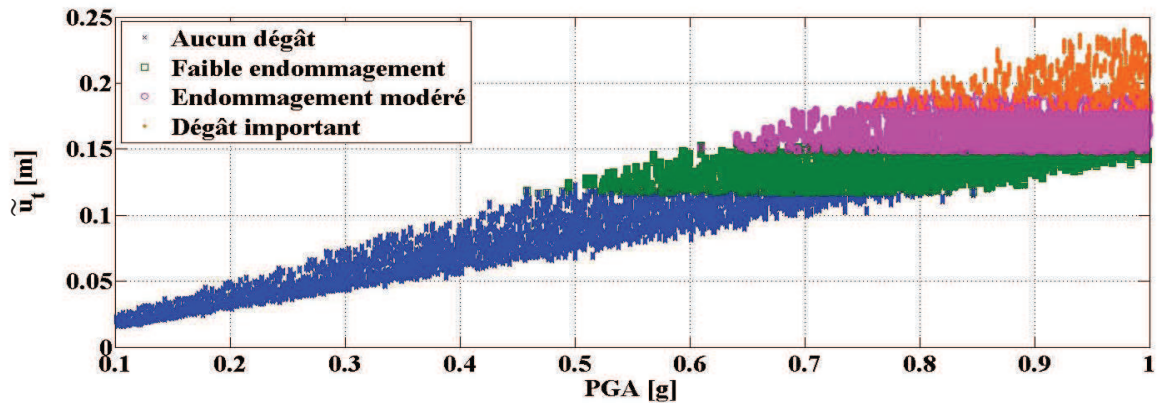
Les courbes de capacité relatives au système ISS et les spectres de demande sont générés simultanément pour obtenir le point de performance.

### c. Point de performance

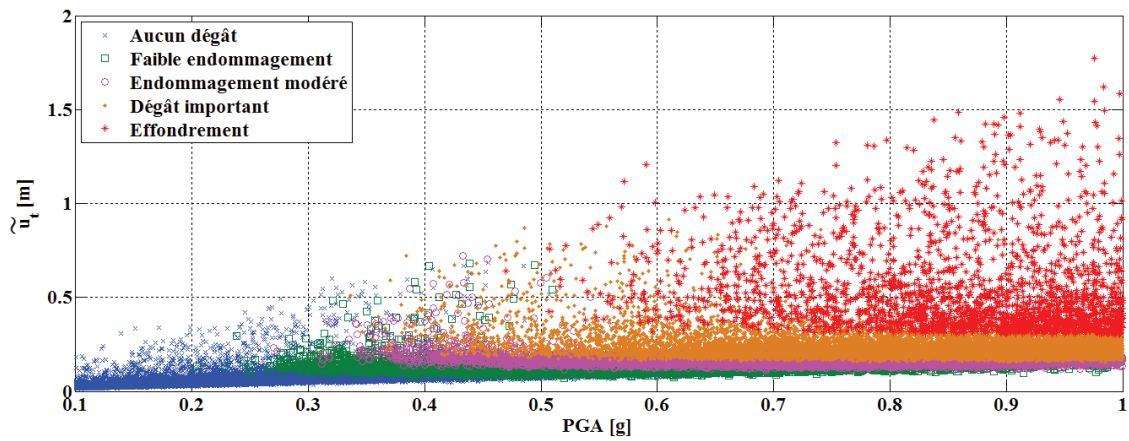
Pour chaque courbe de capacité et chaque spectre représentant une sollicitation sismique donnée, nous obtenons le déplacement susceptible de se produire au sommet du bâtiment. Ce déplacement, considéré comme le facteur majeur conditionnant l'endommagement structurel, est donné par l'abscisse du point de croisement entre la courbe définissant l'action sismique (avec l'ISS) et la courbe de capacité (avec l'ISS), appelé point de performance. Les coordonnées du point de performance sont obtenues de cette manière pour quatre types de sol analysés (sol très meuble, meuble, ferme et rocheux), en fonction de l'action sismique correspondante. Le déplacement des systèmes équivalents à un seul DDL, puis subséquemment les systèmes à plusieurs DDL, a été évalués.

Sur la figure 4.15 sont tracés les déplacements maximaux subis par la structure à plusieurs DDL par rapport à l'accélération maximale du sol pour 100.000 simulations pour les cinq états d'endommagement. On peut voir que les deux procédures de classification (Park & Ang et RISK-UE) conduisent à une distribution différente des réponses et des écarts importants de déplacements maximaux. Les classes de dommages «faible endommagement» et «endommagement modéré» ne sont pas suffisamment discriminées avec les deux procédures.

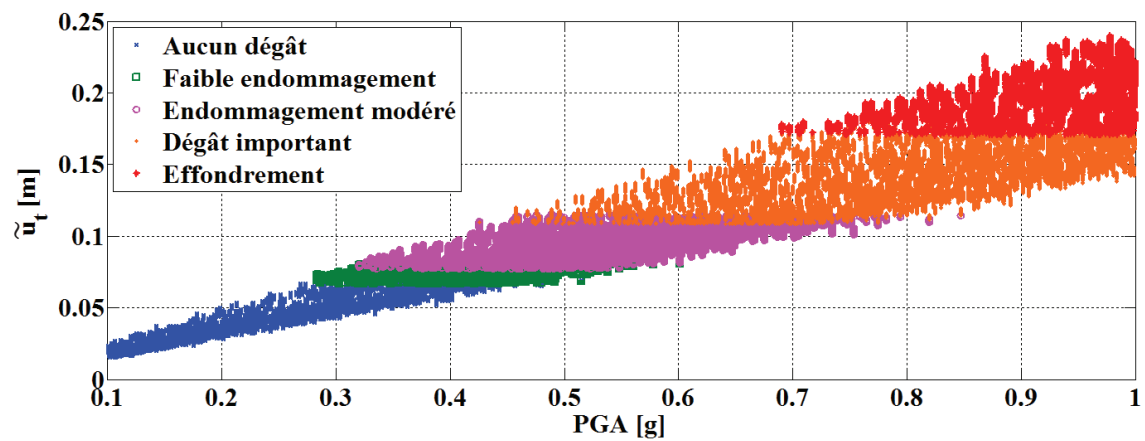
La comparaison des nuages illustre aussi clairement l'effet de l'ISS puisque, pour ce type de sol, elle augmente largement les déplacements et les dommages.



a1) Indices de dommages de Park & Ang (sans ISS).

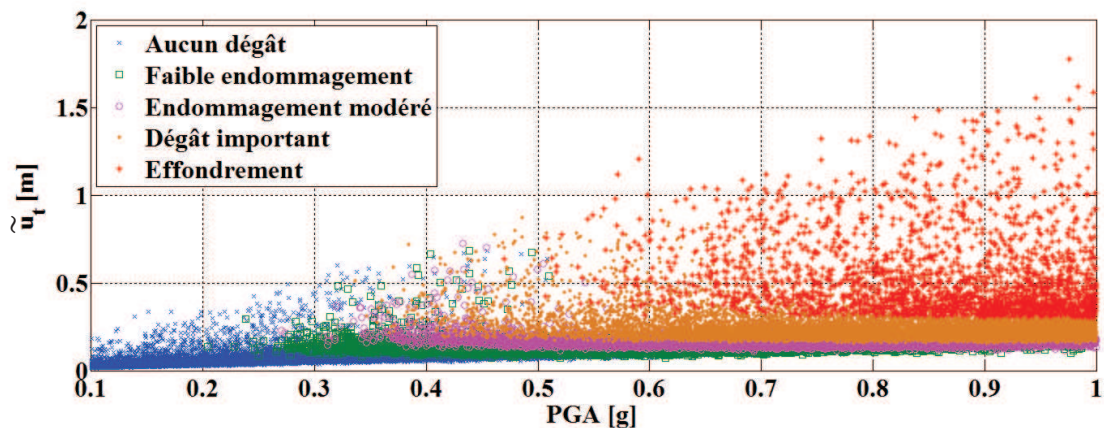


a2) Indices de dommages de Park & Ang (avec ISS, sol très meuble)



b1) Indices de dommages selon RISK-UE (sans ISS)

Figure 4.15 : Nuage de points pour 100000 simulations



b2) Indices de dommages selon RISK-UE (avec ISS, sol très meuble)

Figure 4.15 : Nuage de points pour 100000 simulations (suite)

### Etape 2 : Estimation de dommages

L'endommagement de la structure est identifié pour chaque simulation au moyen de l'indice de dommage défini selon Park & Ang (l'équation 4.3, tableau 4.1) et la méthode RISK-UE (tableau 4.2).

Il est également possible de synthétiser les résultats obtenus en représentant l'histogramme de la répartition des dommages et en calculant leur moyenne et leur écart type. L'histogramme 4.16 représente la répartition des dommages obtenus en fonction de chaque classe de dommage relative à chaque type de sol pour les deux méthodes (Park & Ang et RISK-UE). Ces histogrammes donnent une lecture détaillée de la distribution statistique du dommage dans l'échantillon utilisé. Les résultats obtenus pour les deux méthodes donnent une distribution sensiblement différente pour les quatre types de sol. Cela vient de ce que chaque méthode d'évaluation des dommages possède ses propres critères et paramètres de classification ainsi que ses propres limites d'intervalles entre les classes de dommage. L'impact sur l'estimation des dommages est substantiel.

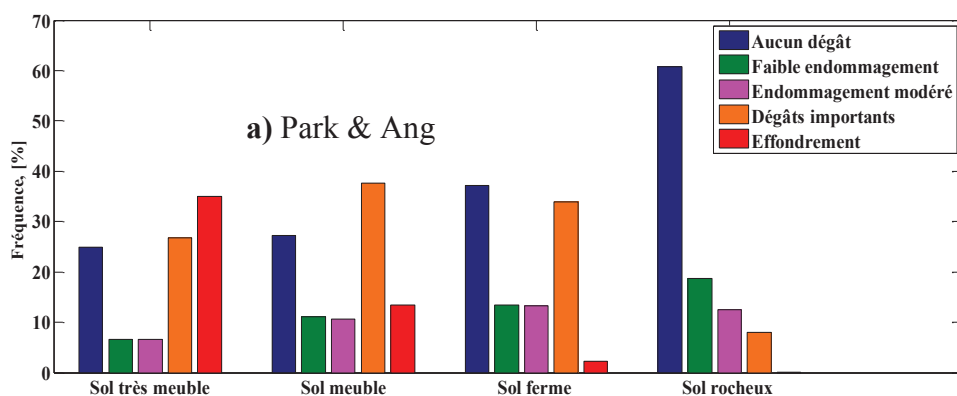


Figure 4.16 : Répartition des dommages obtenus en fonction de la nature du sol et de la méthode utilisée (avec interaction).

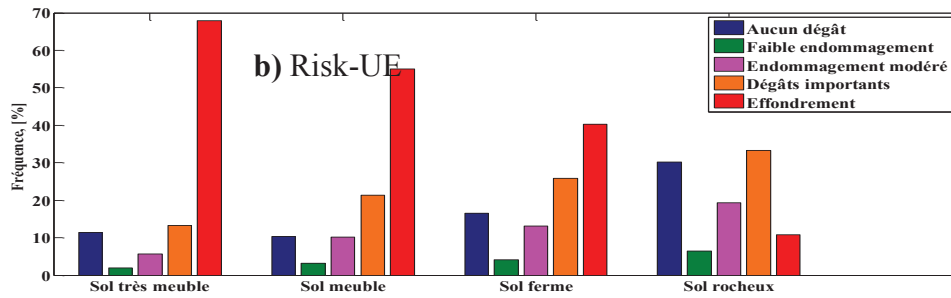


Figure 4.16 : Répartition des dommages obtenus en fonction de la nature du sol et de la méthode utilisée (avec interaction) (suite).

La figure 4.16 montre aussi une grande différence dans la répartition des dommages dans les deux classifications pour un même type de sol. Par exemple dans la classification de RISK-UE, le nombre de constructions fondées sur un sol très meuble, meuble et ferme subissant un effondrement total est plus important que celui dans la classification de Park et Ang pour les mêmes types de sol, alors que le nombre des constructions n'ayant aucun dégât est plus important selon RISK-UE. L'analyse des résultats confirme encore une fois que les conditions de sol ont une incidence majeure sur le degré de dommages sismiques des constructions : lors d'un séisme, les bâtiments qui sont fondés sur rocher sont moins vulnérables que ceux qui sont fondés sur sol meuble.

On remarque aussi une répartition équitable entre faible dommage et endommagement modéré du nombre de bâtiments pour les quatre types de sol (8% sol très meuble, 12% sol meuble, 14% sol ferme, entre 16 et 18% pour le sol rocheux) dans la méthode Park & Ang, ce qui n'est pas le cas dans la classification de RISK-UE.

La figure 4.16 montre que le nombre de bâtiments dont les dommages appartiennent à des classes inférieures (aucun dégât, faible endommagement et endommagement modéré) est plus important dans la classification de Park et Ang, de même le nombre de bâtiments dont les dommages sont de classes supérieures (dégâts importants, effondrement) est assez élevé selon la classification de RISK-UE. On peut donc conclure que les indices de RISK-UE appartiennent à des classes de plus forte vulnérabilité, comparativement à la méthode Park & Ang. La méthode RISK-UE surestime (comparativement) le dommage.

### Etape 3 : Estimation des courbes de fragilité

La détermination des courbes de fragilité est le dernier pas de l'estimation de dommages. Pour développer ces courbes il faut calculer la probabilité d'atteindre ou dépasser chaque catégorie de dommage pour chaque intensité. Pour appliquer la relation mathématique des courbes de fragilité (équation 4.4), il est nécessaire de quantifier les valeurs moyennes et l'écart type dans cette relation pour chaque catégorie de dommage. La moyenne  $\bar{S}_d$  et l'écart type  $\beta_{Sd}$  de l'intensité sismique sont obtenus à partir de l'observation des plages d'intensité associées à chaque degré de dommage pour chaque méthode utilisée (Park & Ang et RISK-UE).

Les figures 4.17 et 4.18 comparent les courbes de fragilité en prenant en compte les effets de l'ISS (Figure 4.17 b et Figure 4.18 b) et sans ISS (Figure 4.17 a et Figure 4.18 a).

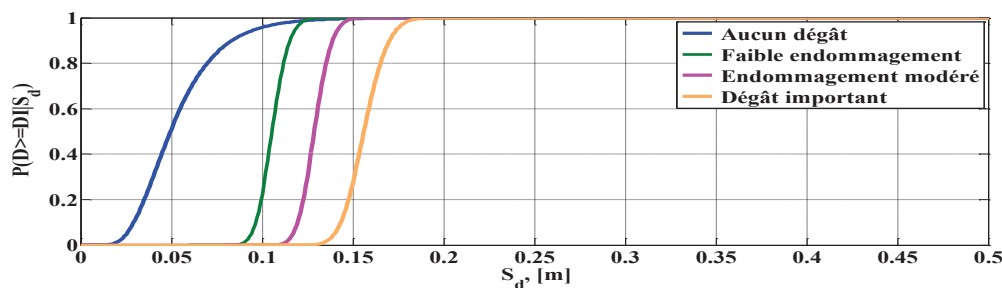
Par exemple, on peut voir que si nous suivons la procédure de Park & Ang (Figure 4.17), il y a une probabilité de 95% pour que la structure tenant compte de l'ISS ne présente aucun dommage (sol très meuble, Figure 4.17. b), alors que la probabilité n'est que de 40% si la structure est supposée fixée à sa base pour un déplacement spectral de 0.1m (Figure 4.17.a). En utilisant les indices de dommages de Park & Ang, l'état d'effondrement n'est absolument pas observé dans le cas d'une structure sur base fixe, alors qu'il est assez fréquent lorsque l'on considère l'ISS. Nous voyons ici l'effet néfaste de la non prise en compte de l'ISS. Cet effet néfaste peut également être vu à la figure 4.18.

De même, les différences entre les courbes de fragilité augmentent pour les limites de dommages plus élevés. La différence entre les courbes de fragilité augmente avec l'intensité du mouvement du sol jusqu'à ce que la structure atteigne l'état d'effondrement.

La variabilité du déplacement spectral diffère d'un sol à un autre, les courbes de fragilité deviennent de plus en plus étalées en allant du sol rocheux vers le sol très meuble.

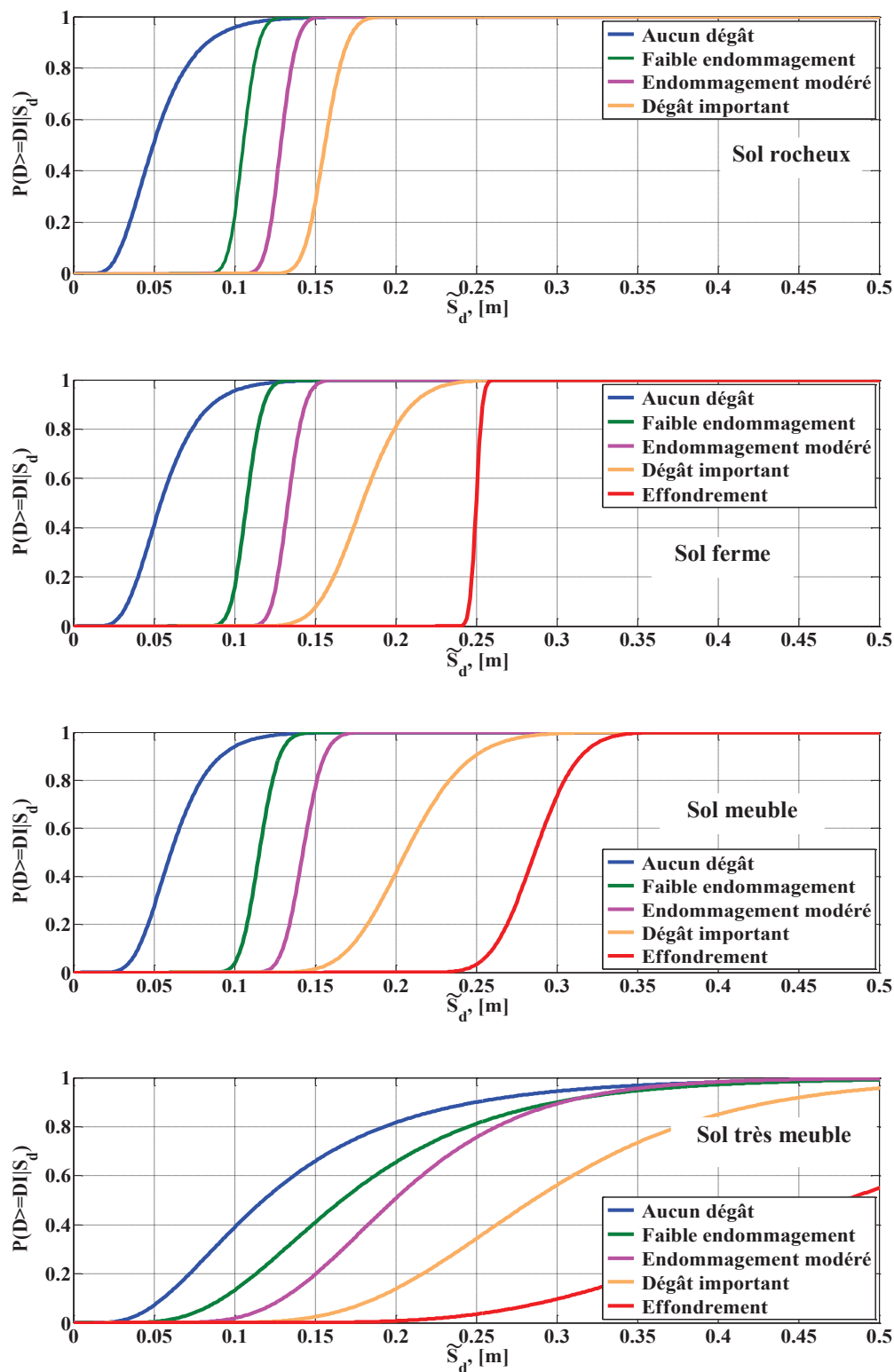
La différence observée lors de l'application des deux méthodes (Park & Ang et RISK-UE) à un même cas d'étude (même structure et même action sismique) montre qu'il y a une incertitude épistémique significative et soulève la question du choix de la méthode la plus adéquate. Dans l'hypothèse (peu probable) où une méthode est validée sur un site ou sur une cohorte de structures semblables, il convient de la retenir et de rejeter l'autre méthode. Dans l'hypothèse plus fréquente où aucune méthode n'est validée ou invalidée sur un site, et en attendant de disposer d'informations nouvelles, considérer la moyenne des dommages calculée à partir des deux méthodes pour estimer le dommage nous semble une bonne voie.

Les principaux codes de conception (ATC-3-06 1984, la FEMA 440 2005) considèrent qu'introduire l'ISS dans l'analyse de la dynamique est bénéfique. Cependant, pour d'autres auteurs, les effets de l'ISS peuvent être préjudiciables (Gazetas & Mylonakis 1998, Mylonakis & Gazetas 2000, Dutta & Bhattacharya 2004) et peuvent amplifier la réponse structurelle par rapport à un modèle sur base fixe. Notre étude de cas confirme cette dernière conclusion. Par exemple, pour une classe de dommages "Dégât important" avec prise en compte de l'ISS et pour tous les types de sols (rocheux, ferme, meuble et très meuble) avec une probabilité de dommage de 95%, les déplacements sont respectivement: 0,175, 0,235, 0,26 et 0,46 m alors qu'il est égal à 0.175 m pour la même probabilité et sans ISS. Ainsi, nous constatons clairement l'effet néfaste de l'ISS.



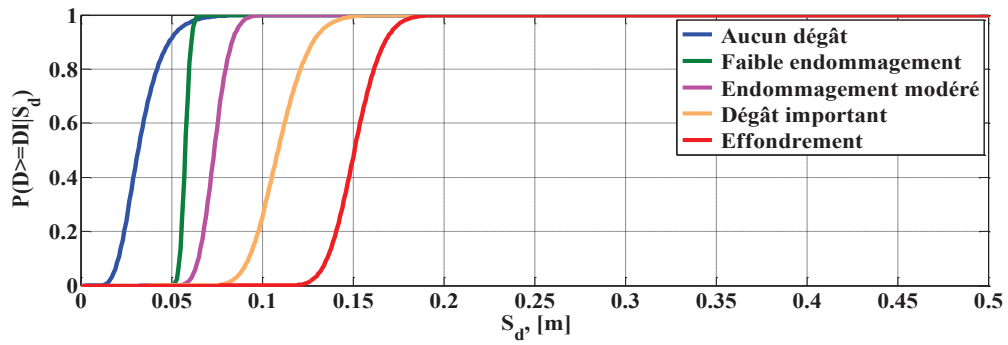
a) Indices de dommages selon Park et Ang (sans ISS)

Figure 4.17 : Courbes de fragilité selon les indices d'endommagement proposés par Park et Ang



b) Indices de dommages selon Park & Ang (avec ISS)

Figure 4.17 : Courbes de fragilité selon les indices d'endommagement proposés par Park et Ang (suite).



a) Indices de dommages selon RISK-UE (sans ISS)

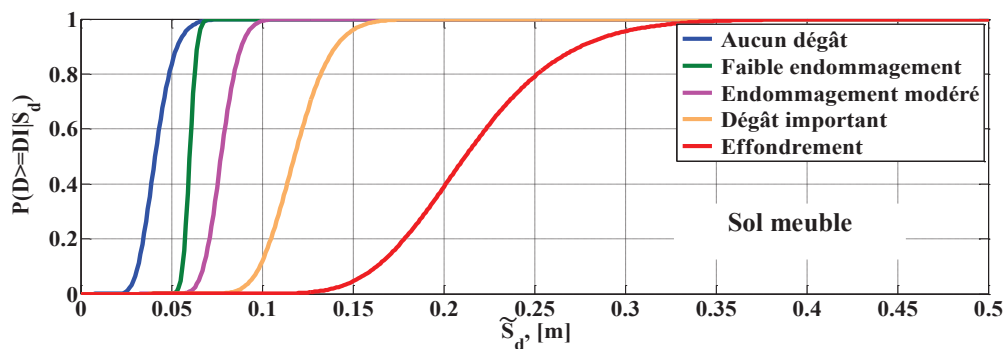
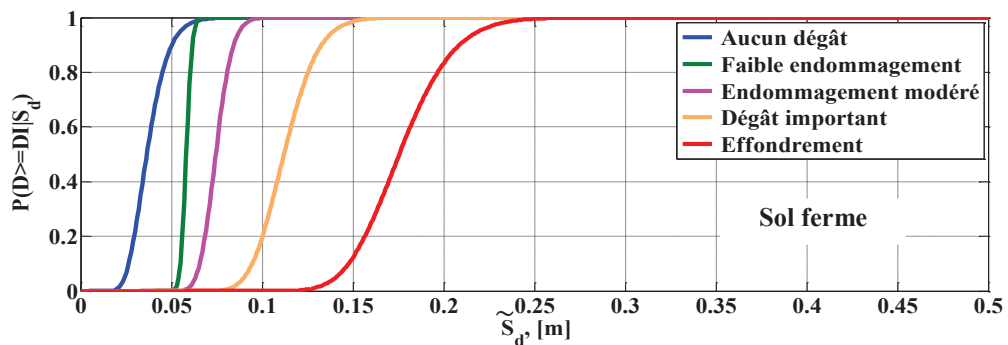
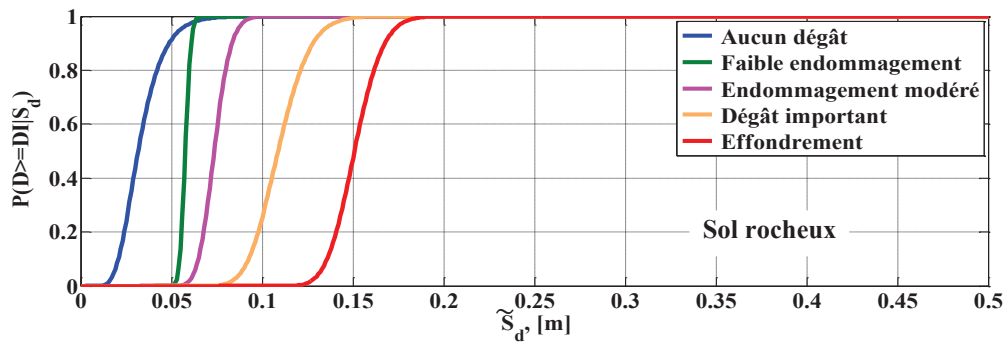
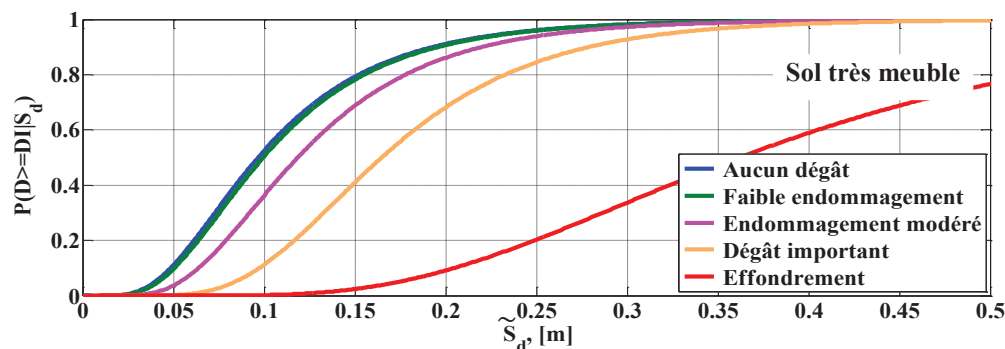


Figure 4.18 : Courbes de fragilité selon les indices d'endommagement proposés par RISK-UE





b) Indices de dommages selon RISK-UE (avec ISS)

Figure 4.18 : Courbes de fragilité selon les indices d'endommagement proposés par RISK-UE (suite).

#### 4.3.7. Contribution des différentes incertitudes aux courbes de fragilité

L'étude d'incertitude concerne l'évaluation de l'influence des sources d'incertitudes (modèle, données d'entrée, ...) sur la réponse prévue du système étudié. La hiérarchisation des sources d'incertitudes constitue une étape importante. Elle consiste à évaluer l'importance ou la contribution relative des sources d'incertitude sur la ou les quantités d'intérêt, phase appelée "analyse de sensibilité".

Dans la section précédente, une modélisation probabiliste a été proposée afin de déterminer les courbes de fragilité. Les résultats obtenus ont clairement montré que le modèle proposé est largement influencé par les variations des paramètres du sol, de la structure et du séisme. Une étude comparative a donc été conduite pour déterminer parmi ces trois modèles (structure, sol et séisme) lequel aura le plus de poids dans la détermination de la réponse sismique d'une structure en interaction. Cette analyse est effectuée selon trois cas mentionnés dans le tableau 4.4. Pour chaque cas, un modèle a été considéré ayant des paramètres aléatoires qui suivent les lois de distribution définies par leurs moyennes et leurs écart-types (tableau 4.3), tandis que les deux autres modèles demeurent déterministes avec les moyennes de leurs paramètres issues du tableau 4.3. On précise que cette étude est effectuée pour le sol très meuble. La figure 4.19 montre les courbes de fragilité pour chaque cas.

Tableau 4.4 : Les cas utilisés pour l'analyse de sensibilité

Configurations	Structure	Séisme	Sol
Cas N° 1	Probabiliste	Déterministe	Déterministe
Cas N° 2	Déterministe	Probabiliste	Déterministe
Cas N° 3	Déterministe	Déterministe	Probabiliste

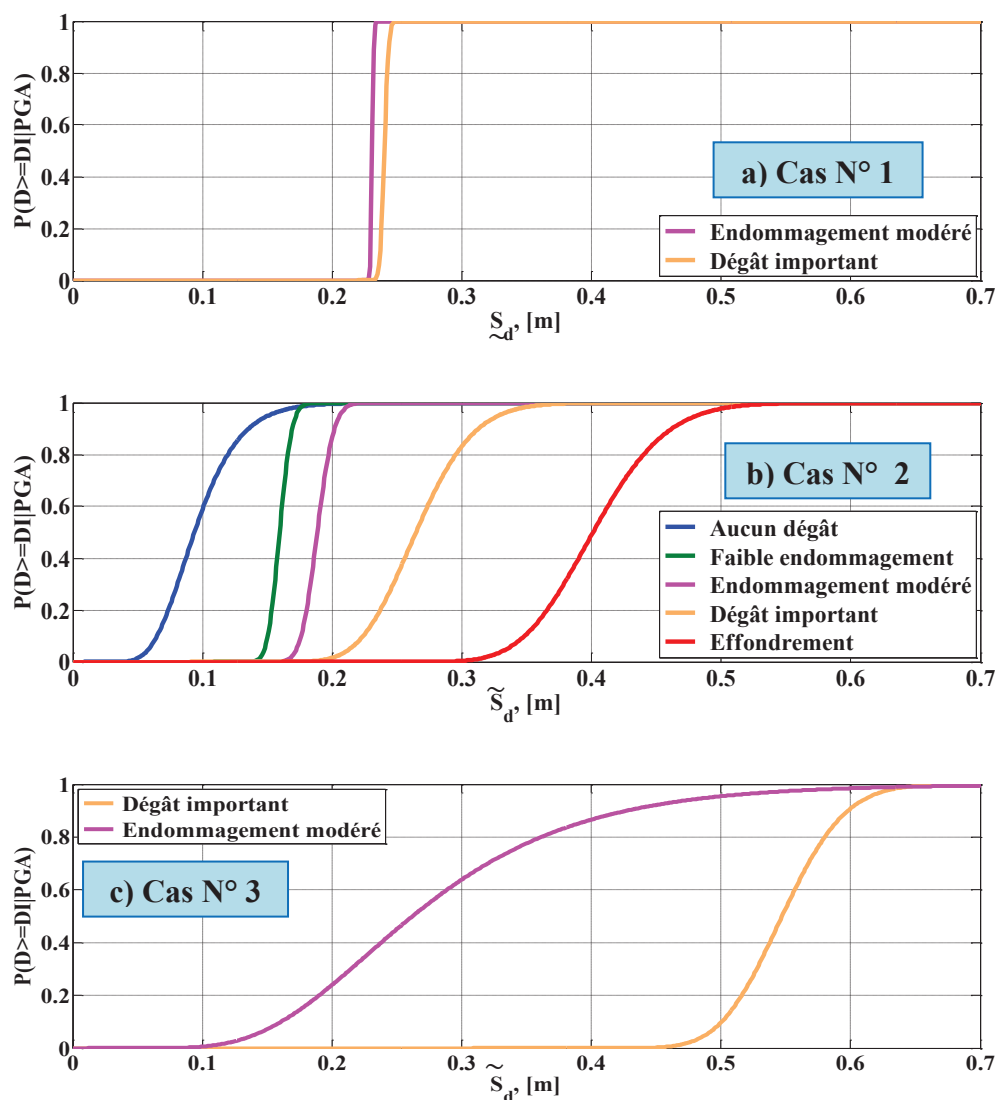


Figure 4.19: Etude de sensibilité dans l'estimation des courbes de fragilité

L'analyse des courbes de fragilité (figure 4.19) montre que les classes de dommages "aucun dégât", "faible endommagement" et "effondrement" n'intervient pas dans la première et la troisième configuration lorsque le mouvement du sol est considéré comme déterministe avec  $PGA = 0,5 \text{ g}$ . Cependant, dans la seconde configuration lorsqu'il est aléatoire, toutes les classes de dommages sont clairement distinguées.

Dans le cas où les paramètres de la structure sont probabilistes (figure 4.19.a), une très faible variabilité du déplacement spectral est constatée comprise entre 0.215 et 0.22m (Figure 4.19.a). Cette variabilité commence à s'étendre pour la même classe de dommage quand le séisme est considéré aléatoire (figure 4.19.b). Le déplacement spectral est variable entre 0.17 et 0.21m. Cette variabilité de déplacement est incontestable pour le cas du sol probabiliste (figure 4.19.c), où le déplacement spectral varie (de 0.1 à 0.6m) avec une moyenne de 0.3m.

La prise en compte des incertitudes liées au sol et à l'action sismique affecte de manière significative la distribution de la réponse de la structure en interaction avec le sol,

donc les courbes de fragilité en termes de déplacement spectral. A l'inverse, la variabilité des paramètres de la structure ne présente pas un effet statistiquement significatif dans l'établissement de courbes de fragilité. La figure 4.19.a confirme cette observation. Cela conduit à dire que les incertitudes des paramètres de la structure peuvent être négligées par rapport à celle liée au mouvement du sol et les incertitudes du sol.

#### 4.4. Conclusions

Ce chapitre présente une synthèse succincte des méthodes existantes pour l'analyse de la vulnérabilité de bâtiments face aux séismes. Toutes ces démarches ont des inconvénients et des avantages. Notre contribution principale est la mise en œuvre d'une méthodologie claire pour tenir compte de l'ISS dans le cadre de calcul basé sur la performance, les courbes de fragilité étant établies en utilisant des statistiques analytiques d'endommagement. La procédure porte sur les problèmes d'incertitude dans la charge (mouvement du sol d'entrée), l'identification de l'état de dommages (à l'échelle de la structure) et de l'ISS (impédances, ...). La méthodologie proposée représente une solution intéressante simplifiée d'analyse statique non linéaire et a l'avantage supplémentaire que, grâce à un examen approprié de la modélisation, elle peut être appliquée aux structures régulières en ISS et pour différents environnements géotechniques.

Les résultats obtenus dans ce chapitre ont confirmé l'importance de l'utilisation des modèles aléatoires dans l'étude des systèmes ISS. La variabilité de l'amortissement du sol  $\xi_g$  et de la vitesse  $V_s$  introduit une incertitude importante non seulement dans l'évaluation de l'amortissement du système sol structure mais aussi dans l'estimation de la réponse de la structure en terme de déplacement et d'effort tranchant à la base. La prise en compte de ces incertitudes dès la phase de conception s'avère aujourd'hui indispensable pour une meilleure gestion des risques envisagés alors que celle de la variabilité du comportement de la structure a beaucoup moins de poids. 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 de l'amortissement du sol  $\xi_g$  et de la vitesse  $V_s$ . La méconnaissance de leur degré de corrélation peut être palliée en adoptant une approche conservative sur les efforts ou sur les déplacements, dont il conviendra de préciser les effets en termes de courbes de fragilité.

Les résultats obtenus montrent que la méthode proposée est capable de produire les courbes de vulnérabilité (fragilité) qui pourraient fournir des estimations correctes des dommages post-sismique. Nous avons confirmé que la réponse de la structure dépend non seulement de ses caractéristiques dynamiques, des caractéristiques d'excitation sismiques mais également de l'environnement extérieur qui entoure la base de la structure, c'est à dire l'interaction entre la structure, la fondation et le sol. L'incertitude épistémique a été étudiée en comparant deux approches différentes pour évaluer les états d'endommagement (Park & Ang et des Risk-UE).

Ceci pose une question cruciale : dans la mesure où la manière de définir des classes d'endommagement et la façon de relier intensité des déplacements et niveau de dommage ne font pas l'objet d'un consensus, il est très difficile d'avancer sur ce point. Si les incertitudes aléatoires (sol et séisme) ont un poids très significatif, les incertitudes épistémiques sont de même ampleur. Des efforts sont à mener pour préciser ces questions, de manière à disposer de résultats moins sensibles aux incertitudes de modélisation.

## Chapitre 5

---

Analyse spatiale, cartographie et  
estimation de dommages :

Etude à grande échelle

---

## Analyse spatiale, cartographie et estimation de dommages : Etude à grande échelle

### 5.1. Introduction

Dans les zones à activité sismique moyenne voire importante comme l'est le Nord de l'Algérie, les exigences relatives à la conception de bâtiments aptes à résister aux tremblements de terre (protection parasismique) permettant d'assurer la sécurité des personnes et des biens peuvent être perçues à deux échelles :

- celle de la structure,
- celle d'un ensemble de structures et de bâtiments constituant un quartier, une ville.

C'est à cette deuxième échelle que s'inscrivent les objectifs et attentes de ce chapitre : il s'agit de construire et d'évaluer la vulnérabilité sismique d'un ensemble de quartiers ou d'une ville à partir d'un formalisme probabiliste où sont intégrés les différents aléas (relatifs à l'action sismique, à la typologie du bâti, aux matériaux constitutifs,...). Suite à une évaluation de l'aléa sismique (microzonage) et à l'estimation des paramètres descriptifs pertinents du comportement d'une structure, on détermine une procédure de diagnostic de la vulnérabilité sismique permettant d'élaborer des scénarios relatifs à la réduction du risque sismique ou d'établir un processus de mise en conformité sismique. Comme objet d'application on considèrera (pour des raisons de disponibilités de données, en particulier géotechniques) un ensemble de quartiers de la ville d'Oran.

Pour aborder cette problématique, ce chapitre traite des éléments nécessaires à l'évaluation de la vulnérabilité du périmètre d'étude. Le premier élément est la détermination de la variation spatiale des propriétés géotechniques. Le deuxième élément concerne le contexte urbain de la ville d'Oran et les données disponibles pour l'évaluation de la vulnérabilité du périmètre d'étude. Aussi une évaluation du degré de vulnérabilité par les différentes méthodes a été effectuée à travers la comparaison entre les deux procédures d'évaluation de dommages (Park & Ang et Risk-UE). Pour permettre des analyses spatiales de la vulnérabilité et des dommages, ce chapitre présente le contexte du périmètre d'étude à travers ses différents aspects : géologique-géotechnique et évaluation de la vulnérabilité du bâti.

La méthode que nous avons développée vise à apprécier les caractéristiques géotechniques (épaisseurs des couches, lithologie, résistance mécanique, vitesse de propagation des ondes S ( $V_s$ ), ...) des terrains du site urbain d'Oran dans le but de les grouper conformément à la classification du RPA-99 et l'Eurocode 8 selon leur comportement sismique.

Nous avons rassemblé les données disponibles dans des rapports ayant traité l'aspect géotechnique de la ville d'Oran, soit les documents suivants :

- les rapports géotechniques rédigés par le laboratoire LTPO d'Oran (Laboratoire des Travaux Publics de l'Ouest),
- les études géotechniques effectuées pour la construction du tronçon du tramway Es-Senia – Sidi Marouf,
- Les plans d'occupation du sol POS préparé par la direction de l'urbanisme et de la construction d'Oran DUC.

L'étude des caractéristiques dynamiques des sols nécessite des connaissances en termes de vitesse d'onde de cisaillement  $V_s$ . Malheureusement, ce paramètre n'est pas disponible sur les rapports géotechniques collectés, parce que sa détermination nécessite des méthodes et des moyens souvent coûteux, ce qui réduit le nombre d'essais pouvant être effectués. Les vitesses des ondes dans les différentes couches de sol et par conséquent la vitesse moyenne  $V_{s,30}$  seront déterminées de façon indirecte vu qu'il n'existe pas de base de données à l'échelle de la ville d'Oran pour ce type de mesures géophysiques. Une information couramment disponible est la résistance pénétrométrique dont on exploitera la corrélation à la vitesse  $V_s$ . Les stratigraphies réelles et les valeurs de la résistance de pointe en fonction de la profondeur sont les paramètres qui seront utilisés dans cette étude pour modéliser des sites typiques de la ville d'Oran correspondant aux différentes catégories de site. On estimera la vitesse des ondes de cisaillement dans chacune des formations étudiées à l'aide de corrélations classiquement adoptées en géotechnique.

On portera une attention particulière à la détermination de la variabilité spatiale de la résistance de pointe et de la vitesse  $V_s$  en fonction des données disponibles et des modèles proposés pour sa description (équations de corrélation  $q - V_s$ , modèle d'interpolation, modèles théoriques pour tenir compte des traits caractéristiques du comportement du variogramme). A l'issue de cette phase, on disposera d'une distribution des propriétés de sol conditionnant l'aléa local.

## 5.2. Contexte géologique-géotechnique

### 5.2.1. Paramètres d'intérêt pour la caractérisation sismique

#### 5.2.1.1. Classification des sites selon les règlements parasismiques

Les conditions locales du sol peuvent être facilement identifiées, si des données expérimentales correctes et appropriées sont utilisées. Toutefois, les enregistrements de mouvements forts obtenus en champ proche au cours des tremblements de terre passés indiquent que les caractéristiques du tremblement de terre peuvent varier considérablement d'un point à un autre (Benuska, 1990 ; Field & Hough, 1997 ; Chin-Hsiung et al., 1998 ; Hartzell et al., 2000 ; Borchardt, 1994 ; Borchardt, 2002). Ainsi, en cas de bâtiments très élevés et de grande importance, une enquête approfondie des conditions locales du sol et la

détermination des paramètres de conception de sites spécifiques est obligatoire pour évaluer les forces sismiques qui contrôlent la réponse structurelle. Dans cette perspective, les études de microzonage sismique peuvent sembler relativement insuffisantes. En outre, la conversion d'une échelle à une autre (par exemple de 1:1.000.000 à 1:5000) dans l'étude des risques sismiques, les données géologiques et géotechniques dans une telle ou telle échelle ne peuvent pas fournir une résolution suffisante pour une évaluation complète.

La plupart des codes parasismiques reconnaissent la nécessité de prendre en compte les conditions géotechniques du sol dans la définition des sollicitations sismiques. Cette prise en compte se traduit par la définition des spectres de réponse tenant compte de la catégorie de sol.

#### 5.2.1.2. Effets de site

Les méthodes de reconnaissance géotechnique demeurent parcellaires ne permettant pas ainsi une description complète de la réponse des sites. Différentes études (Borcherdt & al., 1991 ; Borcherdt et al. ; 1992 ; Borcherdt ; 1994) 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 : la vitesse des ondes de cisaillement, l'amortissement et la fréquence fondamentale du sol.

Pour estimer l'amplification des ondes en un site donné d'une manière plus exacte, il faut modéliser leur propagation sur un modèle en trois dimensions. Cependant, la construction d'un tel modèle avec une bonne précision demande de lourdes investigations qu'il n'est pas possible d'effectuer de façon systématique, particulièrement dans les pays en voie de développement ou dans les régions de sismicité modérée. Pour prendre en compte les effets de site dans ces régions, les sites sont répartis en différentes classes pour lesquelles des formes spectrales prédéfinies expérimentalement sont utilisées pour la conception des structures. L'ancienne classification se basait sur la vitesse des ondes de cisaillement dans les unités sédimentaires superficielles, associée à l'épaisseur des sédiments. Cependant, l'épaisseur de la couche sédimentaire est parfois impossible à obtenir de manière peu coûteuse. C'est pour cette raison que les classifications en vigueur aux Etats-Unis (NEHRP classification, the Building Seismic Safety Council (BSSC), 2000), au Japon (the Japan Road Association, 1990), et nouvellement en Europe sont exclusivement basées sur la vitesse moyenne des ondes de cisaillement dans les trente premiers mètres :  $V_{s,30}$ . La classification de sites en cinq classes principales (en plus de deux types spéciaux) selon l'Eurocode 8 (Eurocode 8, 2004) est exclusivement basée sur la vitesse des ondes dans les niveaux superficiels.

Les travaux de Boore et al. (1998) ont montré que le meilleur paramètre serait la vitesse moyenne des ondes de cisaillement à une profondeur égale au quart de la longueur d'onde pour la période considérée. D'après cette règle, 30 m est la profondeur correspondant à une période propre de 0.16 s d'un sol rigide et les valeurs des périodes tendent à augmenter lorsque le sol est moins raide (Dogangün & 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.

Cadet (2007) a étudié la possibilité d'associer la vitesse des ondes de cisaillement des premières couches et la fréquence de résonance du site, qui dépend aussi de son épaisseur. Quoique la vitesse des ondes de cisaillement ne permette pas d'estimer de manière complète la réponse sismique des sites, qui est sensible à l'ensemble de la structure.

### **5.2.2. Caractérisation géologiques et géotechniques du site : données disponibles et démarche suivie**

Toute étude de microzonage sismique commence par la caractérisation du site et repose sur l'identification des conditions géologiques locales et régionales dans la région étudiée. L'objectif principal de ces études est d'identifier les formations tectoniques et géologiques dans l'échelle de la carte sélectionnée. Les cartes tectoniques régionales, les cartes géologiques de surface et les profils verticaux géologiques sont les éléments essentiels de l'étude de microzonage sismique.

Les caractéristiques et l'épaisseur des unités géologiques et les conditions géotechniques du site doivent être identifiées sur la base de sondages, essais géophysiques et géotechniques in situ pour faire des estimations réalistes de propagation des ondes sismiques entre le substratum rocheux et la surface du sol et pour estimer la profondeur du substratum (Takimatsu, 1997; Su & Aki, 1995). Les bases de données géologiques et géotechniques sont utiles pour évaluer les effets d'amplification de site ainsi que pour la liquéfaction et la sensibilité aux glissements de terrain.

#### **5.2.2.1. Stratification et propriétés mécaniques des couches de sol de la ville d'Oran**

La zone considérée est située dans la ville d'Oran. D'un point de vue géologique, Oran est une ville du littoral méditerranéen située dans la zone externe du dénommé domaine de Tell, qui constitue la continuation de la chaîne du Rif au Maroc (Figure 5.1). Cette région est limitée au Nord par la mer Méditerranée et au Sud par le craton du Sahara. Elle représente un bassin sédimentaire d'âge tertiaire entouré par des sédiments plus anciens d'âge crétacé, jurassique et trias. Ce sont principalement des calcaires, des schistes, des dolomies et conglomérats.

La zone d'étude est localisée entre deux systèmes montagneux, les monts de Tessala au Sud, avec des sommets à 1060 m (Pic de Tessala) et les monts de Murdjadjo au Nord, avec des sommets à 584 m. Ces deux chaînes montagneuses limitent un grand bassin endoréique dénommé la grande sebkha d'Oran. Cette sebkha est constituée d'un vaste lac salé entouré de strates successives vers le Nord (plan de Misserghin, Amria, Bou-Tlelis, etc.) et par la grande plaine de Mleta au Sud (Figure 5.1).



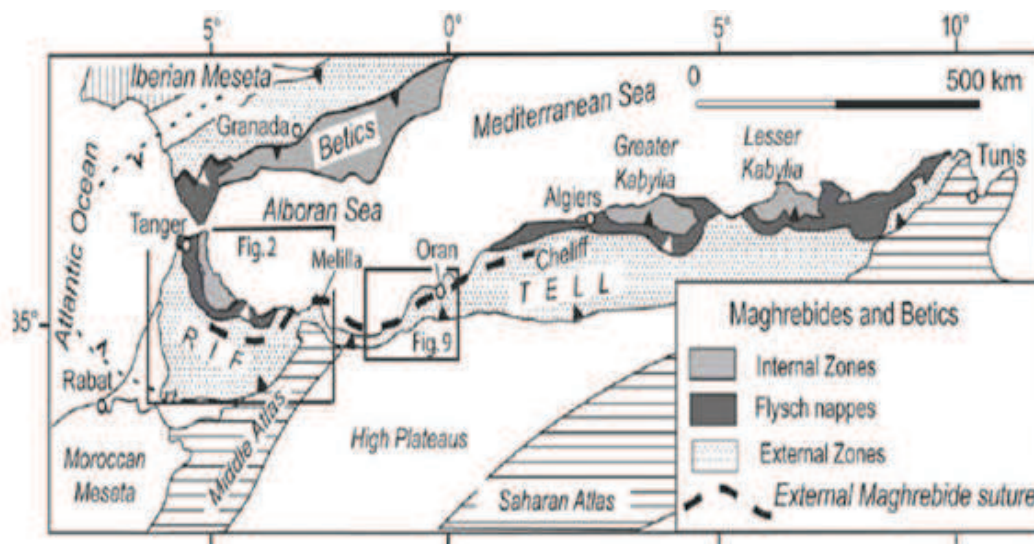


Figure 5.1 : Carte schématique de la ceinture maghrébine avec indication de l'hypothétique zone de suture intracontinentale (selon L.T.P.O)

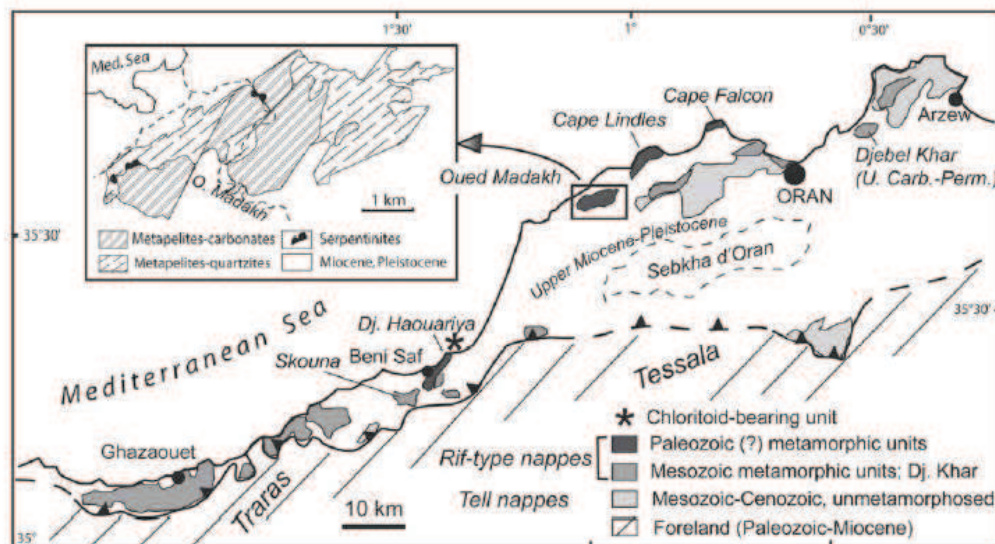


Figure 5.2 : Carte générale du massif côtier d'Oran (selon L.T.P.O)

### 5. 2.2.2.Stratification et propriétés mécaniques des couches de sol

Les dépôts de sol sont généralement disposés en couches horizontales ou subhorizontales. Parfois les couches sont très différentes car les propriétés géotechniques des sols qui les composent sont très contrastées. Dans d'autres cas les variations des caractères d'identification sont continues et, en conséquence, on ne peut identifier, d'une façon univoque, la frontière entre les différentes couches. La Figure 5.4 montre un exemple de profil géologique/géotechnique obtenu par le laboratoire LTPO sur un site situé entre la cité universitaire ENSET et lycée les Palmiers (voir localisation à la figure 5.3 (carte géologique de la ville d'Oran)).

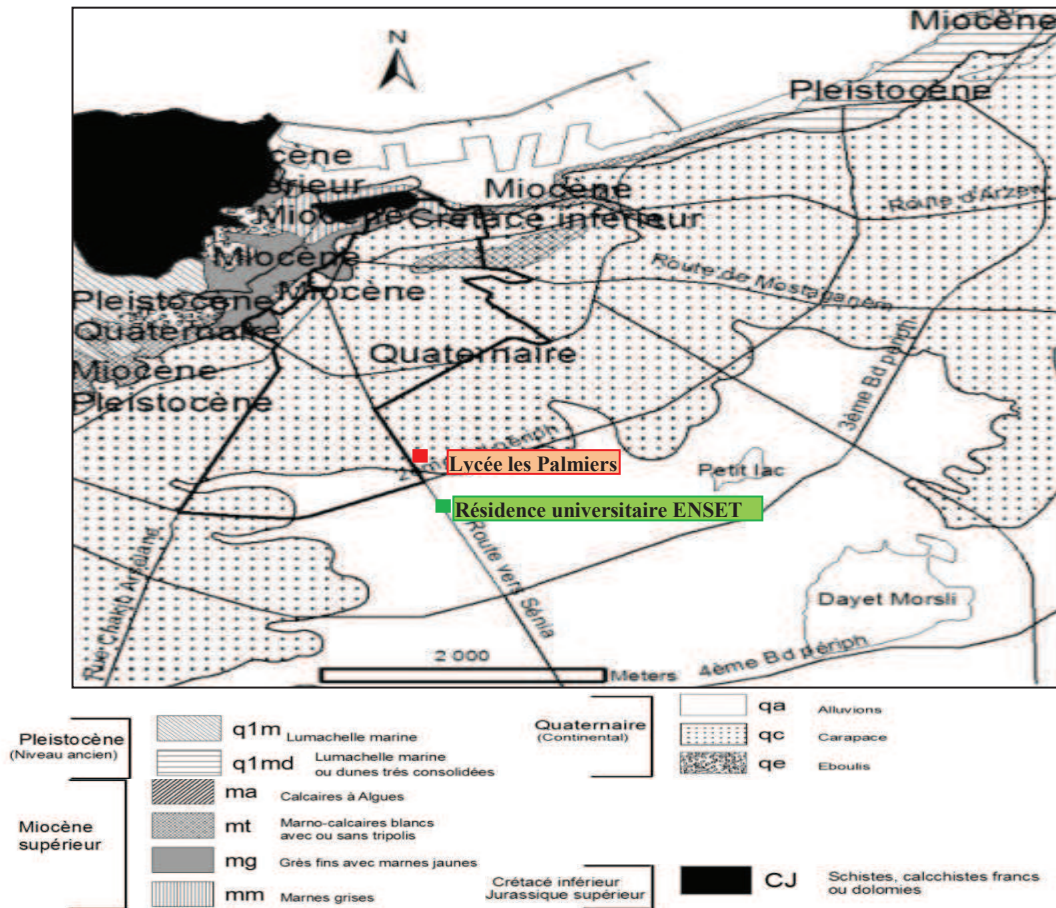


Figure 5.3 : Contexte géologique/géotechnique de la zone d'étude.

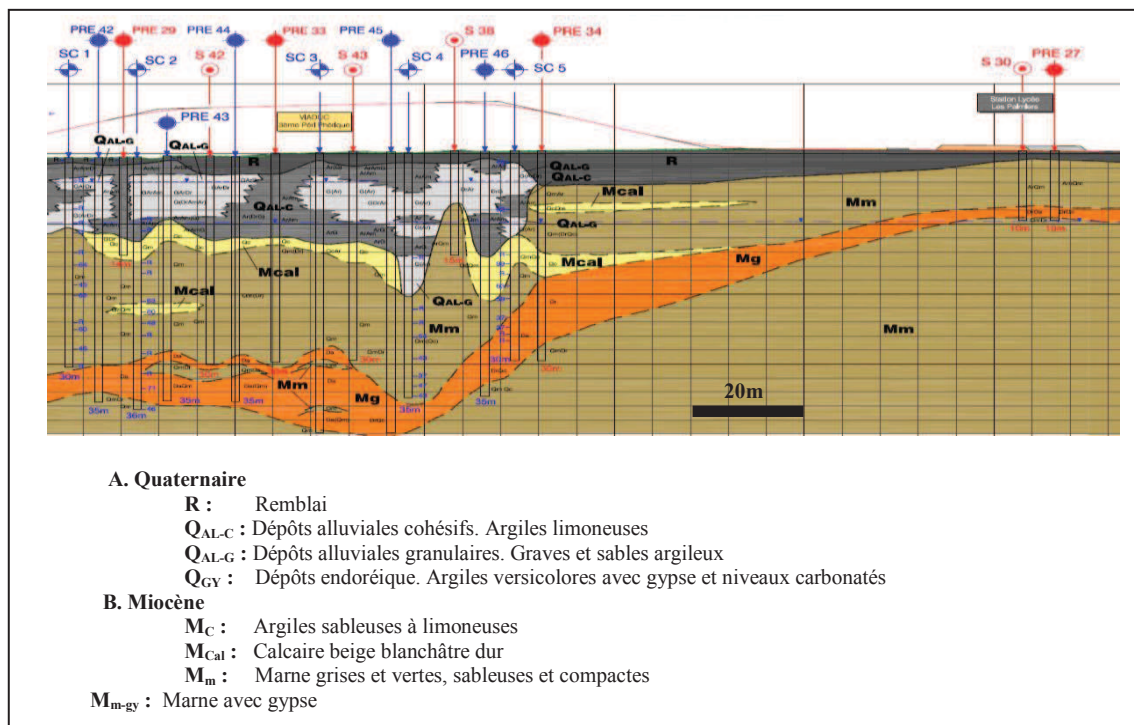


Figure 5.4 : Profil géologique/géotechnique (entre la cité universitaire ENSET et lycée les Palmiers)

### 5.2.3. Méthodes d'estimation de la valeur moyenne harmonique de $V_s$

L'étude des caractéristiques dynamiques des sols repose sur la vitesse de l'onde de cisaillement  $V_s$  qui présente de nombreux atouts :

- les mesures peuvent être réalisées sur sols durs comme le gravier pour lequel les essais pénétrométriques ne sont pas fiables,
- des mesures peuvent être réalisées sur de petits échantillons au laboratoire permettant ainsi une comparaison directe avec des mesures in situ,
- $V_s$  est une propriété mécanique fondamentale d'un sol et est, dans le domaine élastique, directement liée au module de cisaillement en petites déformations par :  $G_{max} = \rho V_s^2$ .
- $G_{max}$  ou  $V_s^2$ , sont des paramètres directement utilisables pour analyser le comportement dynamique d'un sol en réponse à un séisme ou pour analyser l'ISS.

La valeur de  $V_s$  est généralement évaluée in situ grâce à des méthodes géophysiques: Cross-Hole test, Down-Hole test, essai de réfraction sismique, SASW (Spectral Analysis of Surface Waves ou mesures des vitesses des ondes de cisaillement par inversion des ondes de surface), etc.

La valeur de la moyenne harmonique de  $V_s$  sur les 30 premiers mètres de profondeur ( $V_{s,30}$ ) est choisie comme paramètre lorsque le sol est homogène sur cette profondeur. Par contre lorsque le site est constitué de plusieurs couches de sols ayant différentes raideurs,  $V_{s,30}$  peut être évaluée en pondérant par les épaisseurs.

$$V_{s,30} = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{V_{si}}\right)} \quad (5.1)$$

où  $V_{si}$  est la vitesse d'onde de cisaillement à travers la couche ( $i$ ) d'épaisseur  $h_i$ .

Les caractéristiques géomécaniques des sols sont déterminées à partir d'essais pénétrométriques ou pressiométriques. Les résultats de ces essais seront utilisés pour estimer la vitesse des ondes de cisaillement dans chacune des formations étudiées à l'aide de corrélations empiriques classiquement utilisées en géotechnique. Les vitesses des ondes dans les différentes couches de sol et par conséquent la vitesse moyenne ( $V_{s,30}$ ) seront donc ainsi estimées de façon indirecte.

Lorsque le profil de vitesse n'est pas connu, on testera trois variantes pour déterminer la valeur moyenne harmonique de  $V_s$  sur les 30 premiers mètres de profondeur. Les variantes se différencient en fonction de l'ordre dans lequel :

- on calcule des moyennes représentatives d'un profil ponctuel,
- on exploite les corrélations entre  $q$  et  $V_s$  et
- on procède à l'interpolation spatiale.

#### Méthode 1 : prise de moyenne + corrélation + interpolation (M/C/K)

Cette méthode suit les étapes suivantes :

- pour chaque sondage pénétrométrique on détermine les valeurs moyennes des résistances mesurées au pénétromètre  $q(z)$  sur des intervalles de 20cm ;
- on calcule la valeur moyenne harmonique des valeurs des résistances de pointe  $q(z)$  mesurées dans les sondages pénétrométriques considérés sur les 30 premiers mètres de profondeur ;
- on détermine pour chaque point la valeur des paramètres non mesurés de  $V_{s,30}$ , en utilisant des équations de corrélation  $q - V_s$  ;
- on établit une carte des valeurs estimées de  $V_{s,30}$ . Pour l'interpolation de ces valeurs, on utilise les procédures de krigeage.

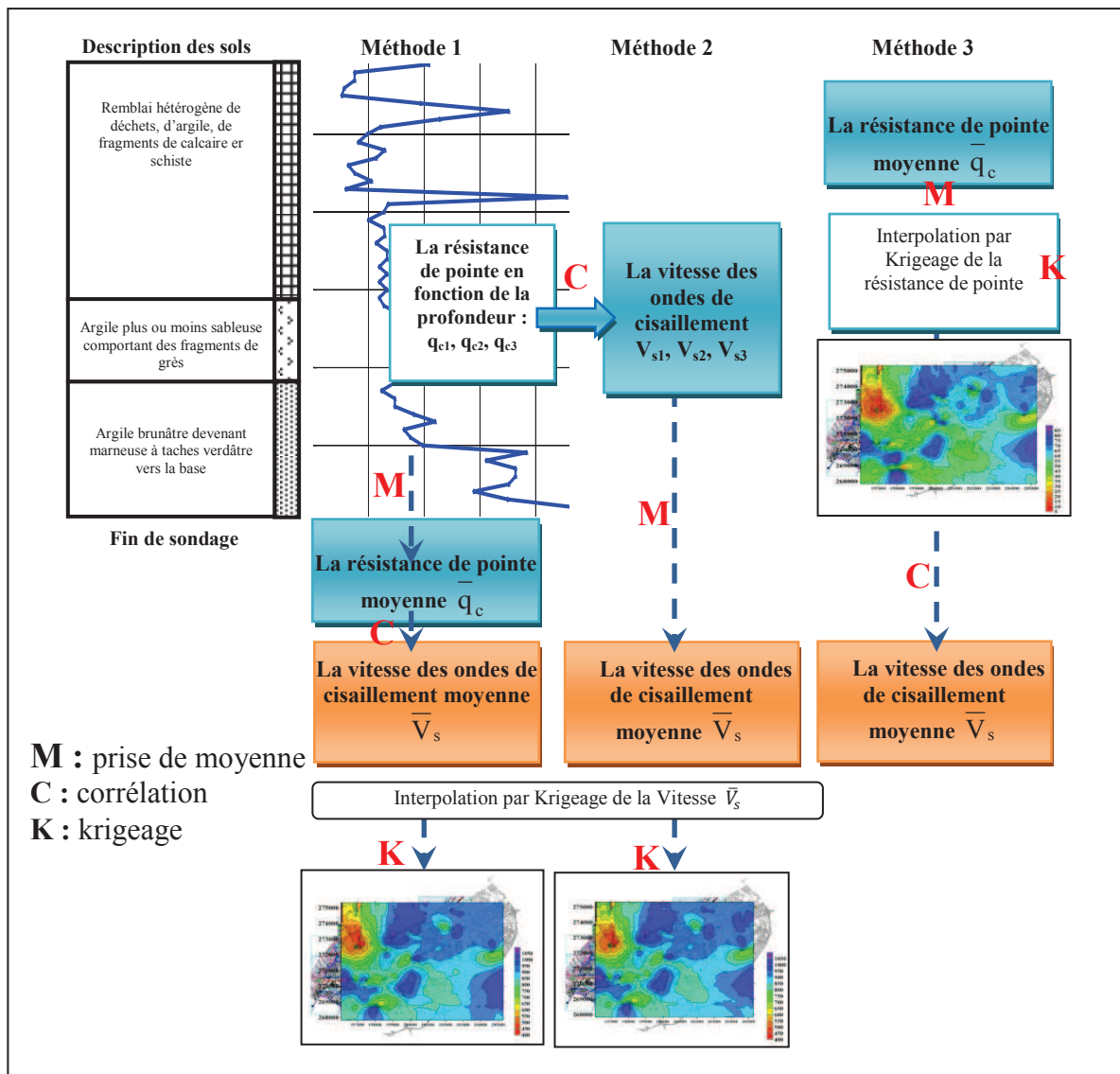


Figure 5.5 : Démarches adoptées pour déterminer la valeur moyenne harmonique de  $V_s$

**Méthode 2 : corrélation + prise de moyenne + interpolation (C/M/K)**

La seconde méthode consiste à :

- déterminer des valeurs moyennes de résistance mesurées sur des tranches de vingt centimètres de hauteur correspondant à chaque sondage pénétrométrique ;

- à l'intérieur de chaque couche homogène, on utilise les corrélations  $q - V_s$  pour estimer la valeur de  $V_s$  ;
- calculer la valeur moyenne arithmétique des valeurs de la vitesse d'onde de cisaillement sur les 30 premiers mètres de profondeur  $V_{s,30}$  ;
- localiser des points où les valeurs de  $V_s$  ont été estimées ;
- établir une carte des valeurs estimées de  $V_{s,30}$ . Pour l'interpolation de ces valeurs, on utilise les procédures de krigeage.

### Méthode 3 : prise de moyenne + interpolation + corrélation (M/K/C)

La troisième méthode suit les étapes suivantes :

- Pour chaque sondage pénétrométrique on détermine les valeurs moyennes des résistances mesurées et échantillonnées au pas de 20cm ;
- on calcule la valeur moyenne harmonique des valeurs des résistances de pointe  $q$  mesurées dans les sondages pénétrométriques considérés sur les 30 premiers mètres de profondeur ;
- on établit une carte des valeurs moyennes arithmétiques de  $q$  par krigeage ;
- on en déduit les valeurs estimées de  $V_{s,30}$ , à partir des équations de corrélations  $q - V_s$ .

Les trois variantes font appel aux mêmes procédures (échantillonnage, prise de moyenne, corrélation, krigeage) que nous allons détailler.

## 5.2.4. Outils et modèles utilisés

### 5.2.4.1. Prise de moyenne

Deux types d'essais pénétrométriques sont largement employés : le test de pénétration standard (SPT) et le test de pénétration au cône (CPT). Le SPT est généralement utilisé pour étudier les gisements de sols cohésifs ou relativement rigide alors que CPT est utilisé pour identifier les propriétés du sol dans les dépôts de sols mous (Lunne et al., 1997).

La banque de données qui a permis de fournir les valeurs de la résistance dynamique de pointe  $q_d$  contenant sur les résultats de 399 essais sur des chantiers de référence concernant l'ensemble des types de sondages utilisés à la ville d'Oran dans la plupart des natures de sol.

L'établissement d'un modèle de carte représentatif de la valeur moyenne de la résistance de pointe à l'échelle de la ville d'Oran (Figure 5.10) et qui constitue une des étapes de la méthode 3, demande plusieurs informations qui peuvent être résumées comme suit :

- Données géotechniques disponibles d'une partie de la ville d'Oran. Les stratigraphies réelles et les valeurs de la résistance de pointe en fonction de la profondeur sont utilisées pour modéliser des sites typiques de la ville d'Oran correspondant à chaque catégorie de site selon le RPA99-version 2003 et l'Eurocodes 8.

- Tous les essais pénétrométriques utilisés sont censés atteindre 30 m, sauf en cas de refus. La valeur moyenne arithmétique locale  $\bar{q}_c$  calculée par l'Equation 5.2 pour chaque sondage, ainsi que les valeurs de  $q_c$  mesurées dans les sondages pénétrométriques.

$$\bar{q}_{c,30} = \frac{\sum_i^n h_i}{\sum_i^n \left(\frac{h_i}{q_{ci}}\right)} \quad (5.2)$$

où  $h_i$  est l'épaisseur de la couche ( $i$ ) et  $q_{ci}$  est la résistance de pointe moyenne à travers la couche ( $i$ ).

Les données traitées pour chacun des sondages sont représentées par des points au sein de la zone d'étude. Au total, 399 points ont été retenus dans l'espace étudié. On remarque que ces données sont réparties d'une manière irrégulière dans l'espace (Figure 5.6).

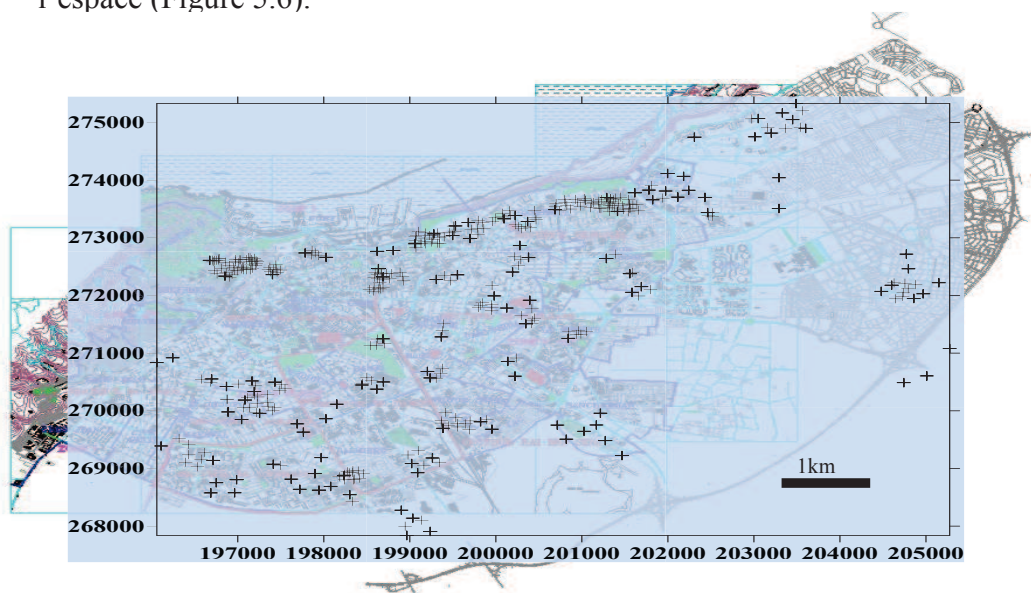


Figure 5.6 : Localisation des différents sondages pénétrométriques

#### 5.2.4.2. Corrélations

L'emploi de corrélations empiriques est fréquent en géotechnique pour estimer les valeurs des propriétés non mesurées à partir des caractéristiques connues. L'étude bibliographique nous a permis d'identifier les corrélations proposées par divers auteurs entre  $V_s$  et la résistance de pointe  $q$ . Le principal inconvénient est bien entendu que les vitesses des ondes sont estimées et non pas mesurées et ainsi des erreurs potentiellement importantes peuvent entacher ces estimations de  $V_{s,30}$  d'autant plus que les corrélations utilisées sont assez générales et non pas spécifiques à chacune des formations étudiées.

Des études comparatives entre  $q_c$  et  $q_d$ , réalisées à Los Angeles (Vachon, 1998), en Angleterre (Langton, 1999), en Chine (Chauveau, 1998), montrent que la résistance de pointe  $q_c$  mesurée au CPT est égale à la résistance de pointe  $q_d$  (Luc, 02), résistance délivrée par le pénétromètre dynamique. Les résultats de ces études sont reportés dans le tableau suivant (Tableau 5.1).

**Tableau 5.1 :** Relations entre la résistance de pointe dynamique  $q_d$  et la résistance de pointe statique  $q_c$  pour différents sols

Nature du sol	Nombre de données	Moyenne $q_d/q_c$	Coefficient de variation de $q_d/q_c$
Grave (Chaigneau, 2001)	Non disponible	0.94	6.1%
Sable (Chaigneau, 2001)	Non disponible	1.03	7.5%
Limon (Chaigneau, 2001)	Non disponible	0.83	11%
Limon et argile (Vachon, 1998)	159	0.86	23%
Argile limoneuse (Langton, 1999)	64	1.00	Non disponible
Argile (Vachon, 1998)	108	1.06	33%

Le Tableau 5.2 présente des corrélations proposées par E. Waschkowski (Waschkowski, 1979) entre la résistance de pointe dynamique  $q_d$  et la résistance de pointe statique  $q_c$  pour différents sols.

**Tableau 5.2 :** Relations entre  $q_d$  et  $q_c$  pour différents sols selon E. Waschkowski

Nature du sol	Moyenne $q_d/q_c$
Argiles, limons et vases normalement consolidés, sables lâches ou moyennement denses	$\cong 1$
Argiles et limons sur consolidés	1 à 2
Sables et graviers, sables limoneux ou argileux denses à très denses	0.5 à 1

Des relations empiriques ont été proposées pour corréler les résultats d'essais de pénétration entre CPT et SPT (Robertson et al., 1983) ainsi que les vitesses d'onde de cisaillement (Imai, 1977 ; Ohta & Goto, 1978 ; Barrow & Stokoe, 1983 ; Sykora & Stokoe, 1983 ; Jinan, 1987 ; Lee, 1990 ; Iyisan, 1996 ; Mayne & Rix, 1993 ; Mayne, 2007 ; Tsiambaos et Sabatakakis, 2011). Une liste de relations proposées pour calculer la vitesse des ondes de cisaillement en termes de SPT et CPT est fournie dans le Tableau 5.3 et 5.4 et la figure 5.7. A titre d'exemple, Mayne et Rix (1995) ont présenté une expression entre  $V_s$  et  $q_c$  pour les dépôts argileux. Ils ont examiné un certain nombre de caractéristiques dans leurs analyses de régression. Leur équation (voir Tableau 5.4) permet d'obtenir la vitesse des ondes de cisaillement pour les sols argileux (Aliakbar et al., 2010) :

**Tableau 5.3 :** Corrélations entre  $V_s$  et  $N$ .

Références	$V_s, [m/s]$	Type de sol
(Imai, 1977)	$V_s = 91N^{0.337}$	Tous les types
	$V_s = 102N^{0.292}$	Argiles
	$V_s = 80.6N^{0.331}$	Sables
(Ohta & Goto, 1978)	$V_s = 85.35N^{0.348}$	Tous les types
	$V_s = 67.79N^{0.219}D^{0.230}$	Sables fins
	$V_s = 62.14N^{0.219}D^{0.230}$	Argiles
(Sykora & Stokoe, 1983)	$V_s = 100.5N^{0.29}$	Sables
(Jinan, 1987)	$V_s = 116.1(N + 0.3185)^{0.202}$	Holocène
(Lee, 1990)	$V_s = 57.4N^{0.49}$	Sables
	$V_s = 114.43N^{0.31}$	Argiles
	$V_s = 105.64N^{0.32}$	Limons
(Iyisan, 1996)	$V_s = 51.5N^{0.516}$	Tous les types de sol

Tableau 5.4 : Corrélations entre  $V_s$  et les essais de pénétration  $q_c$ .

Références	$V_s, [m/s]$	Type de sol
(Barrow & Stokoe, 1983)	$V_s = 154 + 0.64q_c [q_c \text{ en } kg/cm^2]$	Tous les types
(Sykora & Stokoe, 1983)	$V_s = 134 + 0.52q_c [q_c \text{ en } kg/cm^2]$	Sables
(Iyisan, 1996)	$V_s = 55.3q_c^{0.377} [q_c \text{ en } kg/cm^2]$	Tous les types
(Mayne & Rix, 1993)	$V_s = 1.75q_c^{0.627} [q_c \text{ en } kPa]$	Argiles
(Mayne, 2007)	$V_s = 111.21q_c^{0.37} [q_c \text{ en } MPa]$	Limono-argileux
(Tsiambaos et Sabatakakis, 2011)	$V_s = 176q_c^{0.557} [q_c \text{ en } MPa]$	Sol argileux
	$V_s = 194q_c^{0.258} [q_c \text{ en } MPa]$	Sol sableux
	$V_s = 179q_c^{0.394} [q_c \text{ en } MPa]$	Tous les types de sol

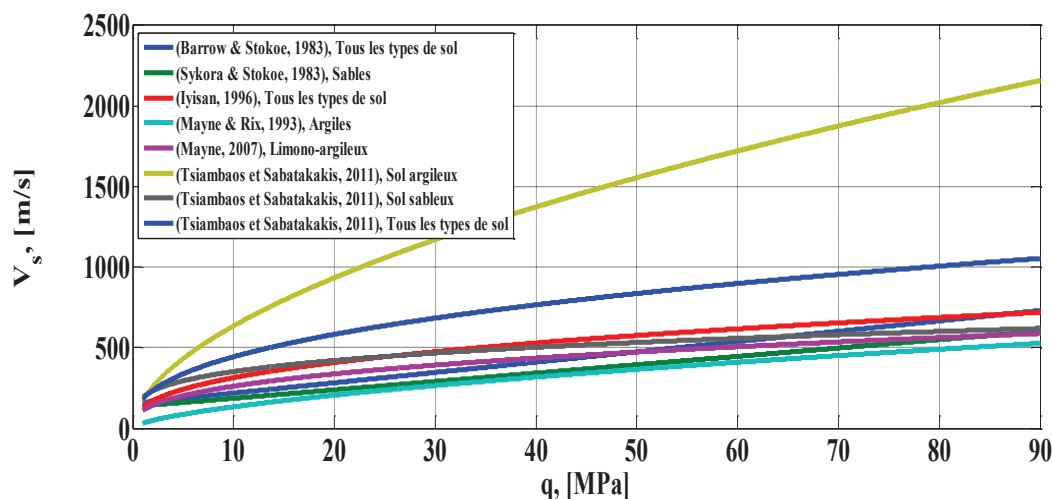


Figure 5.7 : Corrélations entre  $V_s$  et les essais de pénétration  $q_c$

A défaut de l'existence d'études de corrélation  $q - V_s$  proprement algériennes, notre choix se portera sur l'équation de corrélation  $q - V_s$  proposée par Tsiambaos et Sabatakakis 2011 qui a été utilisée pour l'évaluation de la variabilité spatiale de la vitesse d'onde de cisaillement  $V_s$  dans la région Oranaise, bien que cette loi ait été développée après des études du sol sur d'autres régions.

La Figure 5.8 montre la relation entre la vitesse d'onde de cisaillement et la résistance de pointe établie par la méthode 1 pour trois expressions de corrélation  $q - V_s$  (Tsiambaos et Sabatakakis (2011) ; Iyisan (1996) et Barrow & Stokoe (1983)). L'expression de Tsiambaos et Sabatakakis semble correspondre le mieux à la classification des sites donnée par le RPA-99 et l'Eurocode 8. Dans ces règlements, une valeur de  $q$  supérieure à  $15MPa$  correspond à un site ferme alors qu'aucune valeur de  $q$  n'est donnée pour le site rocheux. Tandis que, les deux expressions (Iyisan (1996) et Barrow & Stokoe (1983)) donnent une classification contradictoire par rapport à celle du RPA-99 et l'Eurocode 8. Par exemple, pour  $q = 15MPa$  l'expression de Iyisan ainsi que celle de Barrow & Stokoe donnent une valeur de  $V_s = 400m/s$  et  $300m/s$  respectivement ce qui correspond à un sol meuble.



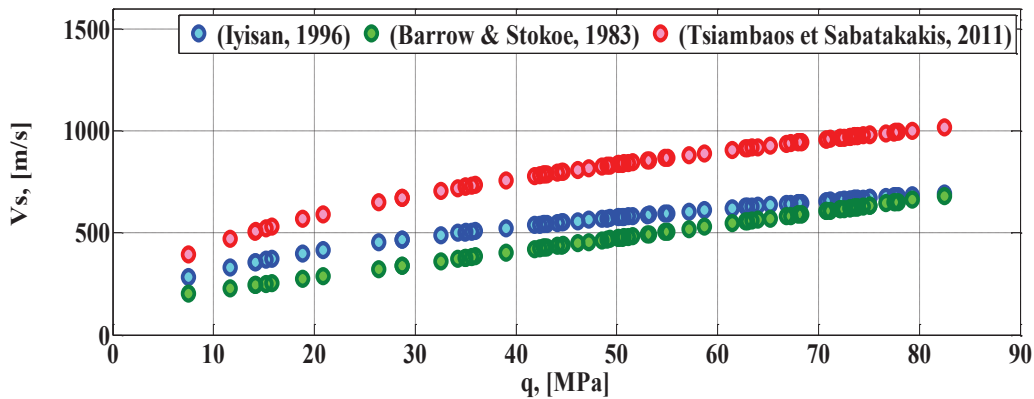


Figure 5.8 : Influence des hypothèses de modèle de corrélation  $q - V_s$

### 5.2.4.3. Krigeage

Pour construire une cartographie (soit des résistances de pointe (méthode 3) soit des vitesses (méthode 1 et 2)), il faut déterminer, à partir de valeurs discontinues, les valeurs aux points où aucune mesure n'a été effectuée. Le problème est la généralisation des observations ponctuelles pour toute la ville. Il faut utiliser une méthode d'interpolation adaptée à la répartition spatiale des données et à la nature même de ces données. Deux étapes constituent donc ce processus :

- la première est l'identification d'un modèle de variabilité spatiale,
- la seconde est la simulation d'un champ de propriétés, conditionné par le variogramme et les valeurs mesurées. Pour l'interpolation de ces valeurs, on utilise les procédures de krigeage avec un variogramme modèle ajusté selon le modèle exponentiel.

Le semi-variogramme est utilisé pour exprimer le taux de changement et le degré de dépendance spatiale d'une variable aléatoire le long d'une orientation spécifiée. Il représente le degré de continuité de la propriété du sol.

Le variogramme expérimental permet de savoir dans quelle mesure "ce qui se passe" en un point ressemble ou non, en moyenne à "ce qui se passe" à une distance  $h$ . Il est calculé par l'expression :

$$\gamma(h) = \frac{1}{2} \text{Var}[z(u) - z(u + h)] = C(0) - C(h) \quad (5.3)$$

Avec :  $C(0) = \text{Var}(z(u))$  et  $C(h) = \text{Cov}(z(u + h), z(u))$

### Identification d'un modèle de variogramme

Le variogramme expérimental, qui est un estimateur du variogramme réel, se présente comme une courbe généralement irrégulière. Pour aborder les problèmes d'estimation à partir du variogramme, il est nécessaire de l'ajuster à un modèle théorique en admettant qu'il est localement assimilable à une fonction connue. Différents modèles théoriques ont été élaborés pour tenir compte des traits caractéristiques du comportement

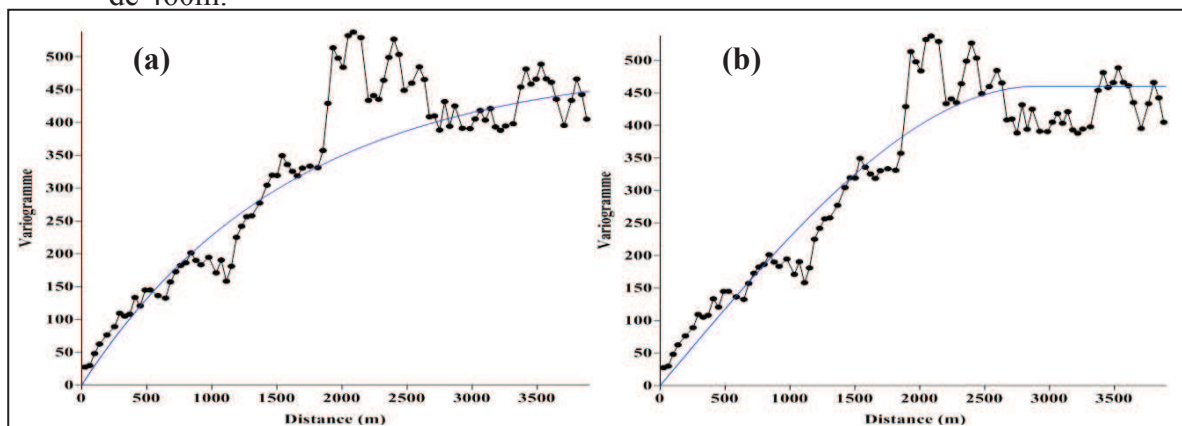
du variogramme. Les principaux modèles peuvent se résumer dans le tableau suivant (Tableau 5.5).

**Tableau 5.5 :** Différents modèles théoriques pour tenir compte des traits caractéristiques du comportement du variogramme.

modèles théorique	$\gamma(h)$	
<b>Modèle linéaire</b>	$\begin{cases} C \frac{r}{a} & \text{pour } 0 \leq h \leq a \\ C & \text{pour } h > a \end{cases}$	<div style="border: 1px solid black; padding: 5px;"> <p style="text-align: center;">Sans effet de pépite</p> </div> <div style="border: 1px solid black; padding: 5px; margin-top: 10px;"> <p style="text-align: center;">Avec effet de pépite</p> </div>
<b>Modèle sphérique :</b> d'effet pépite nul, de palier C et de portée égale à a	$\begin{cases} C \left( \frac{3h}{2a} - \frac{h^3}{2a^3} \right) & \text{pour } 0 \leq h \leq a \\ C & \text{pour } h > a \end{cases}$	
<b>Modèle gaussien :</b> d'effet pépite 0, de palier C et de portée égale à $a\sqrt{3}$	$C \left( 1 - \exp\left(\frac{-r^2}{a^2}\right) \right)$	
<b>Modèle exponentiel :</b> d'effet pépite 0, de palier C et de portée égale à 3a	$C \left( 1 - \exp\left(\frac{-r}{a}\right) \right)$	
<b>Modèle exponentiel :</b> d'effet pépite $C_0$ , de palier C et de portée égale à 3a	$C_0 + C \left( 1 - \exp\left(\frac{-r}{a}\right) \right)$	

Afin de déterminer la meilleure interpolation, il a fallu tracer le variogramme expérimental et déterminer le modèle le mieux adapté. La figure 5.9 présente les variogrammes expérimentaux et le modèle de variogramme ajusté aux données de la résistance de pointe (méthode 3). Le variogramme quantifie la variabilité entre deux mesures en fonction de la distance qui les sépare et peut être interprété en termes de continuité ou de corrélation spatiale : plus la distance entre deux mesures est importante moins les mesures sont corrélées. Deux modèles théoriques sont choisis pour tenir compte des traits caractéristiques du comportement du variogramme :

- le modèle exponentiel avec un effet de pépite de 0, une portée de 1600m et un palier de 490m.
- le modèle sphérique avec un effet de pépite de 0, une portée de 2900m et un palier de 460m.



**Figure 5.9 :** Variogramme expérimental (pointillé) et théorique ajusté (ligne continue) de la résistance de pointe : **a)** le modèle sphérique **b)** le modèle exponentiel

### Elaboration des champs de la résistance de pointe harmonique moyenne

Le Krigeage est un outil d'interpolation, qui consiste en la détermination d'une série de coefficients de pondération (d'influence) appliqués à un ensemble de données prélevées pour obtenir une estimation à l'endroit où aucun échantillon n'a été prélevé.

La figure 5.10 montre une carte d'interpolation par Krigeage de la résistance de pointe avec un variogramme expérimental ajusté selon deux modèles : le modèle exponentiel et le modèle sphérique. Sur la figure, deux cartes sont superposées : la carte de la ville d'Oran et la carte de la variabilité spatiale de  $q_d$ .

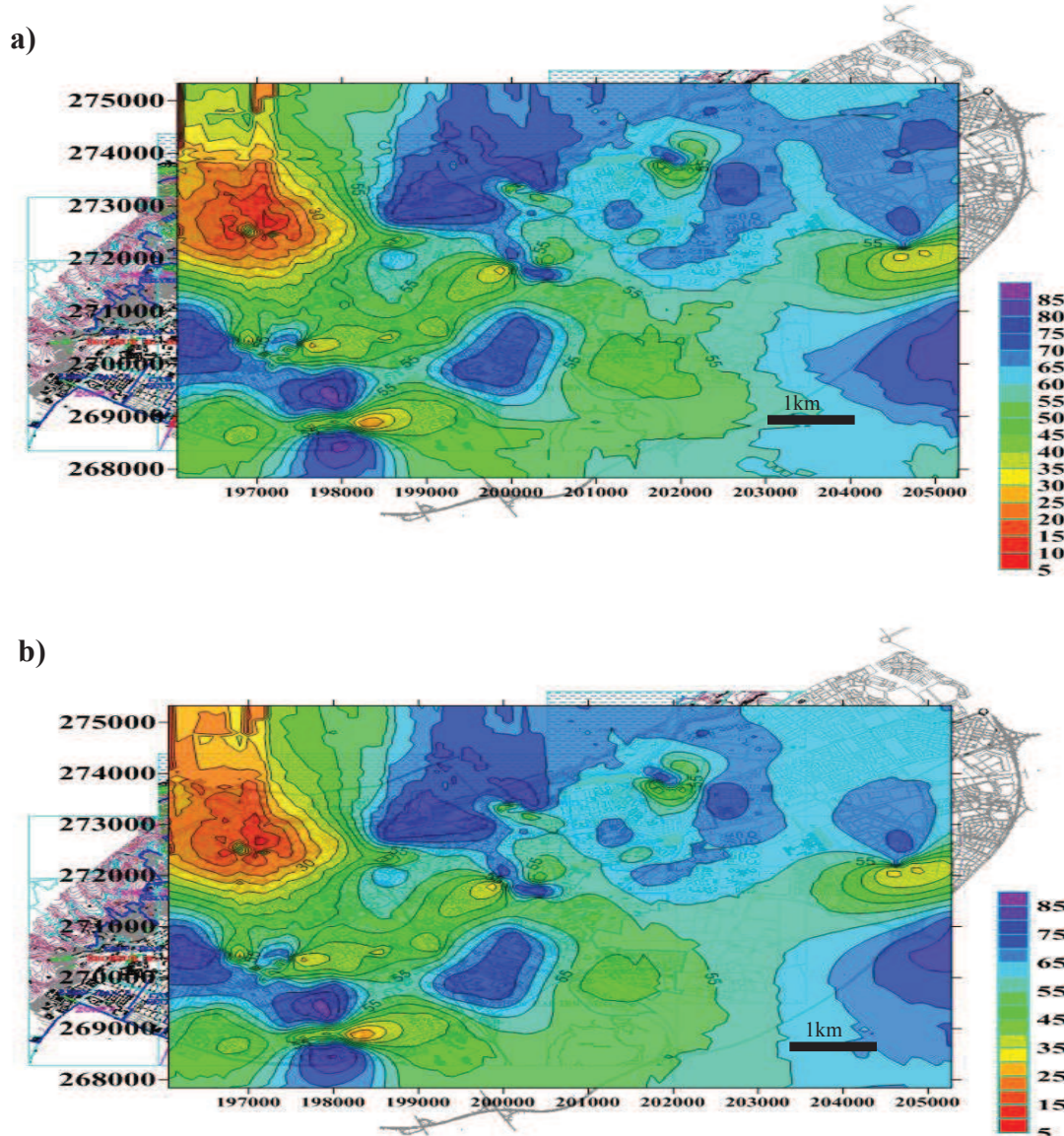


Figure 5.10 : Carte d'interpolation par Krigeage de la résistance de pointe avec un variogramme expérimental ajusté selon : a) le modèle sphérique b) le modèle exponentiel

On constate que l'utilisation des deux modèles d'ajustement donne des cartes similaires. D'un point de vue qualitatif, tous les champs de forte et faible valeurs de résistance de pointe se situent dans les mêmes zones. Ces valeurs sont comprises entre 5 et

85 MPa. Selon la classification du règlement parasismique algérien, les valeurs de la résistance de pointe sont subdivisées comme suit : sol meuble (1.5-15) MPa, sol ferme (>15 MPa) et sol rocheux (aucune indication sur la résistance de pointe).

### 5.2.5. Résultats obtenus : cartographie des $V_{s,30}$

Les résultats de l'élaboration des champs de la vitesse moyenne à travers les différentes méthodes citées précédemment (méthode 1 et 2) sont illustrés par les cartes d'interpolation par Krigeage (Figure 5.13 et 5.14) avec un variogramme expérimental ajusté selon deux modèles : le modèle exponentiel et le modèle sphérique (Figure 5.11 et 5.12) :

- **Méthode 1** : dans cette méthode, on utilise le modèle exponentiel avec un effet de pépité de 0, une portée de 2100m et un palier de 33000m ainsi que le modèle sphérique avec un effet de pépité de 0, une portée de 3300m et un palier de 27000m.
- **Méthode 2** : dans cette méthode, le modèles exponentiel et sphérique sont aussi utilisés avec un effet de pépité de 0, une portée de 2000m et un palier de 13800m pour le premier modèle et un effet de pépité de 0, une portée de 3200m et un palier de 11500m pour le deuxième modèle respectivement.

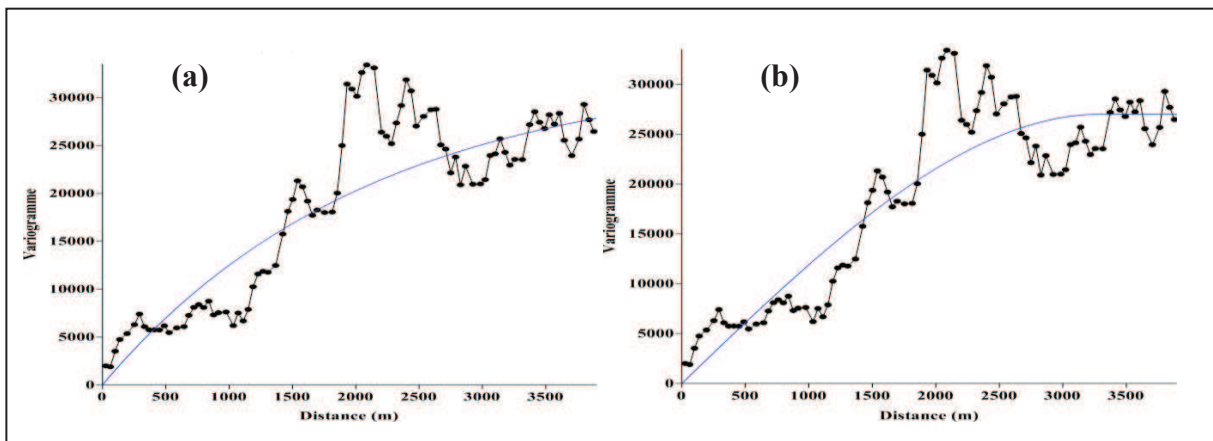


Figure 5.11 : Variogramme expérimental (pointillé) et théorique ajusté (ligne continue) de la vitesse  $V_s$  (méthode 1) : **a)** le modèle sphérique **b)** le modèle exponentiel

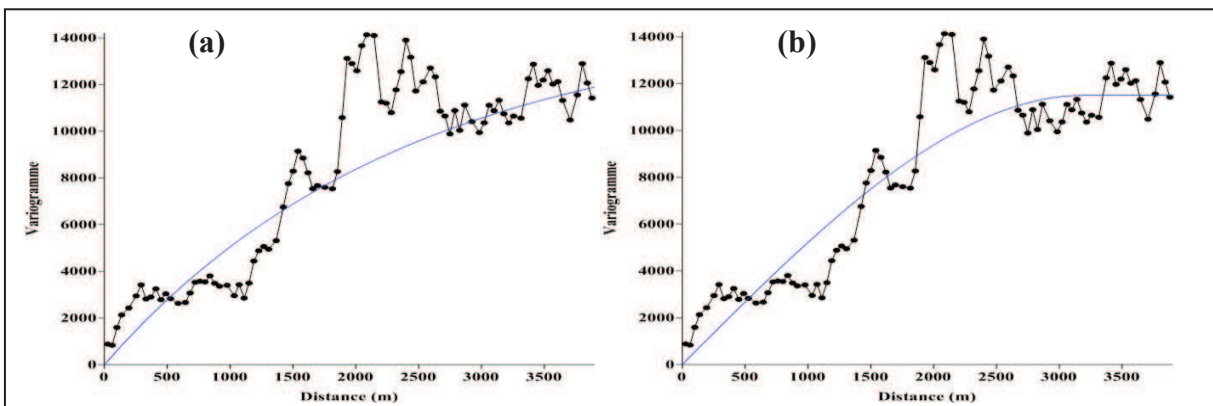


Figure 5.12 : Variogramme expérimental (pointillé) et théorique ajusté (ligne continue) de la vitesse  $V_s$  (méthode 2) : **a)** le modèle sphérique **b)** le modèle exponentiel

Les cartes d'interpolation par krigeage de la vitesse moyenne sont obtenues respectivement selon les étapes de la première méthode et de la deuxième méthode § 5.2.3. Les valeurs de la vitesse (comprises entre 400 et 1050 m/s) sont obtenues en utilisant l'équation de corrélation  $q - V_s$  proposée par Tsiambaos et Sabatakakis 2011.

L'analyse de ces cartes a permis de tirer les remarques suivantes :

- Les cartes obtenues par la première méthode pour les deux modèles d'ajustement sont presque identiques dans certaines zones, alors que dans d'autres zones elles sont différentes. Si on prend l'exemple du point marqué sur la carte, on remarque que pour le modèle sphérique ce point se situe sur un sol ferme ( $V_s = 700m/s$ ), ce même point, dans la carte où le modèle d'ajustement est exponentielle, on remarque que ce point se situe sur un sol rocheux ( $V_s = 850m/s$ ), selon la classification du RPA 99-version 2003. Cette différence peut entraîner une mauvaise estimation de la réponse sismique d'une structure en interaction avec le sol (allongement de la période, amortissement, déplacement, effort, ...).
- Les cartes obtenues par la deuxième méthode pour les deux modèles d'ajustement sont remarquablement différentes.
- Dans toutes les cartes, on remarque que le sol ayant la plus faible valeur de  $V_s$  se trouve dans la région nord ouest de la ville d'Oran.

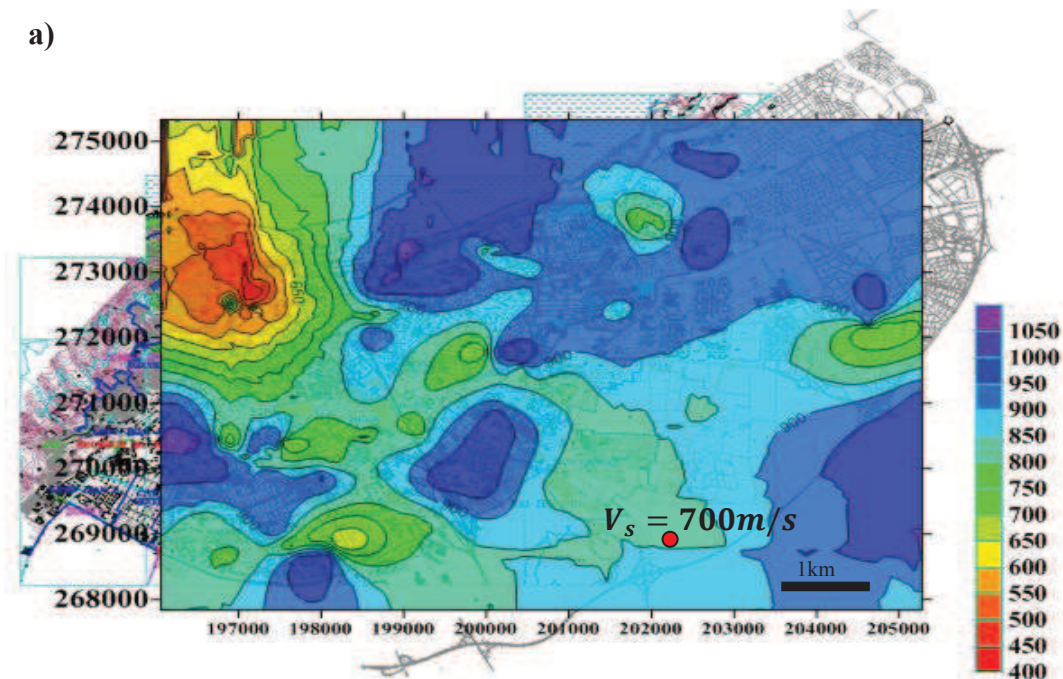


Figure 5.13 : Carte d'interpolation par Krigeage de la vitesse moyenne arithmétique  $V_{s,30}$  avec un variogramme expérimental est ajustés selon : a) le modèle sphérique b) le modèle exponentiel

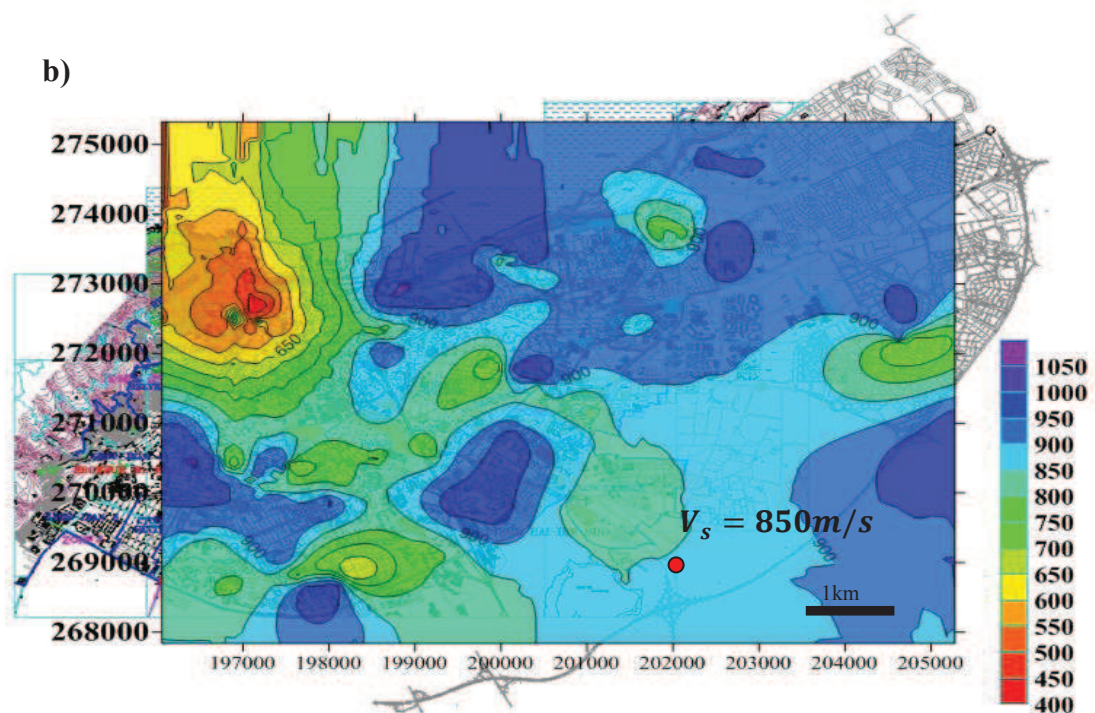


Figure 5.13 : Carte d'interpolation par Krigeage de la vitesse moyenne arithmétique  $V_{s,30}$  avec un variogramme expérimental est ajustés selon : a) le modèle sphérique b) le modèle exponentiel (suite)

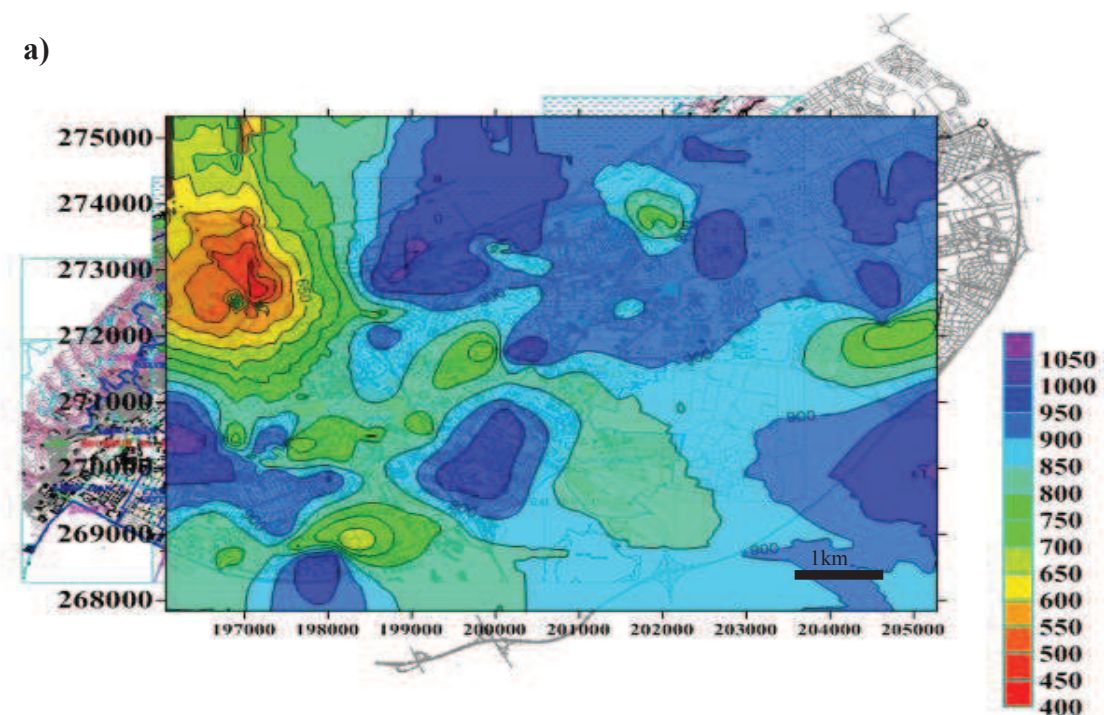
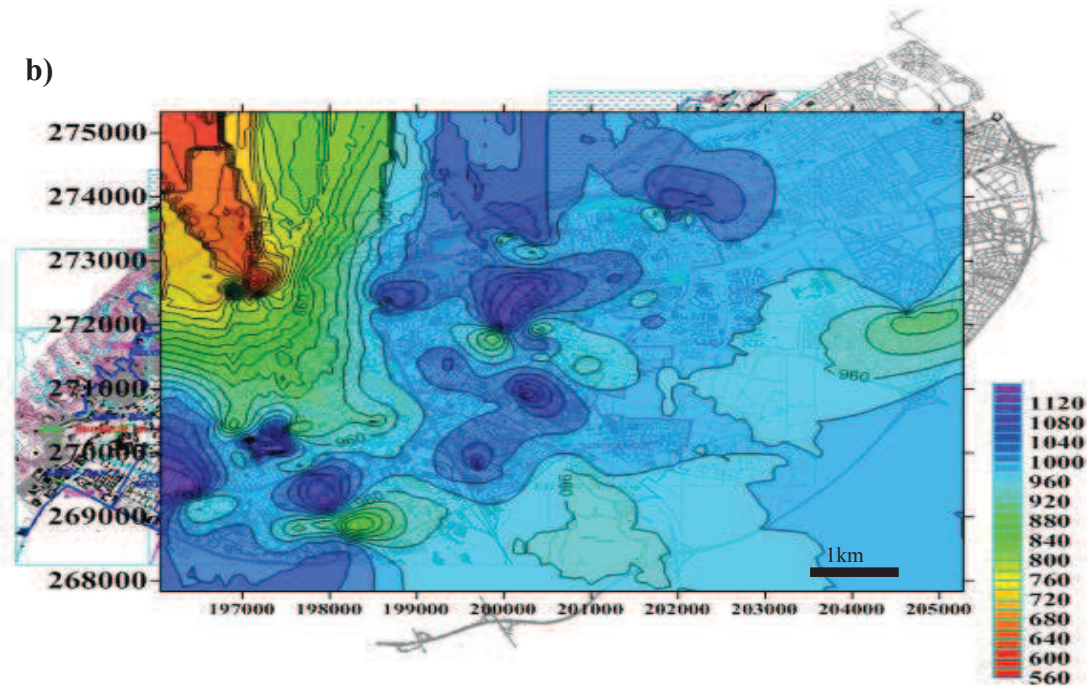


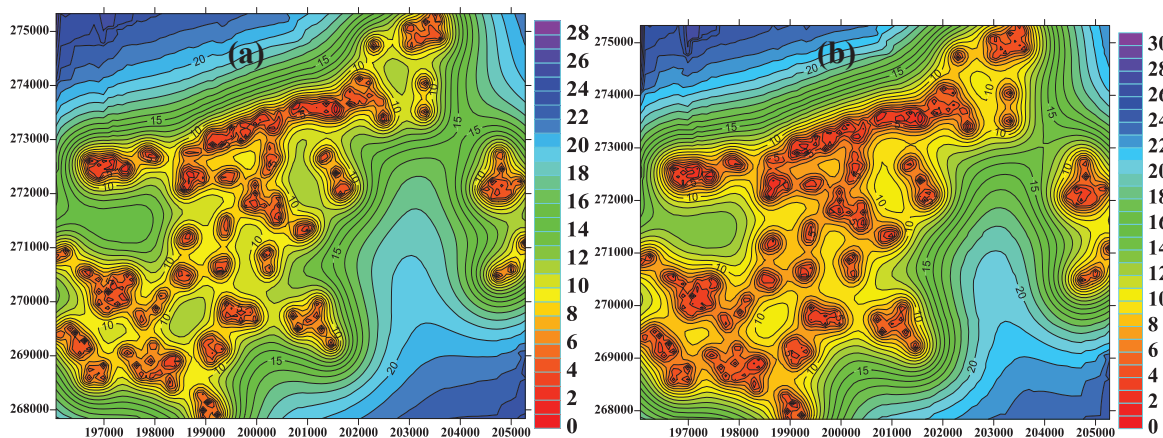
Figure 5.14 : Carte d'interpolation par Krigeage de la vitesse moyenne arithmétique  $V_{s,30}$  avec un variogramme expérimental est ajustés selon : a) le modèle sphérique b) le modèle exponentiel



**Figure 5.14 :** Carte d'interpolation par Krigeage de la vitesse moyenne arithmétique  $V_{s,30}$  avec un variogramme expérimental est ajustés selon : **a)** le modèle sphérique **b)** le modèle exponentiel (suite)

Les cartes d'écart type de krigeage (Figure 5.15, 5.16 et 5.17) permettent d'évaluer la précision de l'estimation en chaque point de la zone d'intérêt. Elle est nulle si l'estimation est réalisée sur un point de donnée et augmente à mesure que l'on s'éloigne des données, indiquant une plus grande incertitude dans la valeur estimée.

La figure 5.15 montre les écarts type de la résistance de pointe déterminée par la méthode 3, selon les deux modèles d'ajustement, on remarque que les écarts sont du même ordre pour les deux modèles. Ces écarts varient entre 0 et 30MPa, 0MPa entre les points de mesures et augmentent rapidement jusqu'à un maximum de 28MPa vers les limites de la zone étudiée où aucun point de mesure n'est présent.



**Figure 5.15 :** Carte d'écart-type de krigeage correspondant à la résistance de pointe : **a)** le modèle sphérique **b)** le modèle exponentiel

Les figures 5.16 et 5.17 indiquent les écarts types de la vitesse d'onde de cisaillement déterminée par la méthode 1 et 2 respectivement. On observe les mêmes grandeurs d'incertitudes de 0 à 150m/s pour la méthode 1 et de 0 à 220m/s pour la méthode 2. Ces erreurs sont nulles au point de mesure et augmentent au fur et à mesure qu'on s'éloigne de ce point.

La différence des écarts type entre la méthode 1 et 2 est due à ce que pour la méthode 2, la corrélation  $q - V_s$  est utilisée à l'intérieur de chaque couche pour estimer  $V_s$ . C'est pour cette raison que les erreurs s'accumulent, ce qui explique l'ordre de grandeur des écarts type. Par contre dans la méthode 1, une seule corrélation  $q - V_s$  est utilisée pour un seul sondage, pour lequel on détermine la valeur moyenne de la vitesse à partir d'une valeur de  $q$ .

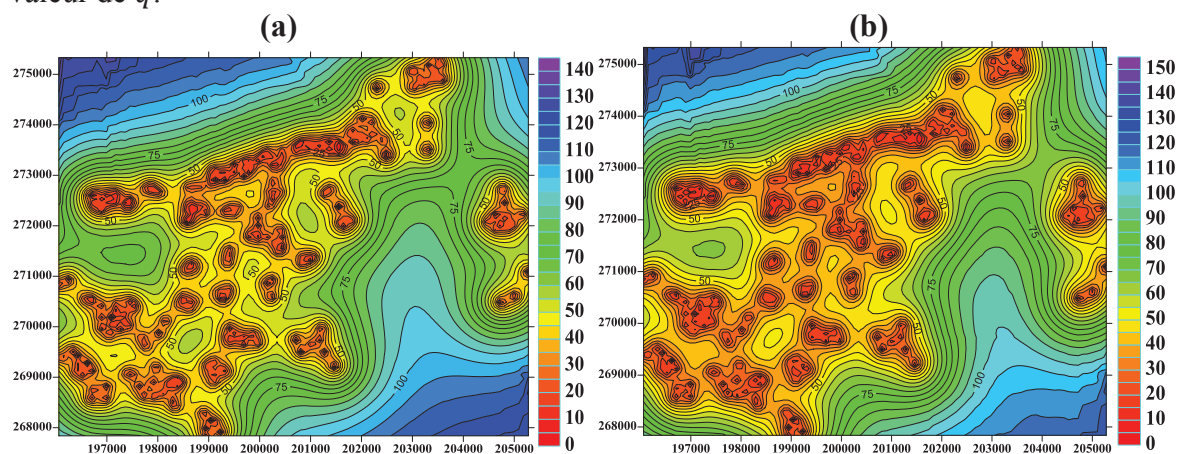


Figure 5.16 : Carte d'écart-type de krigeage correspondant à la vitesse  $V_s$  (méthode 1) : a) le modèle sphérique b) le modèle exponentiel

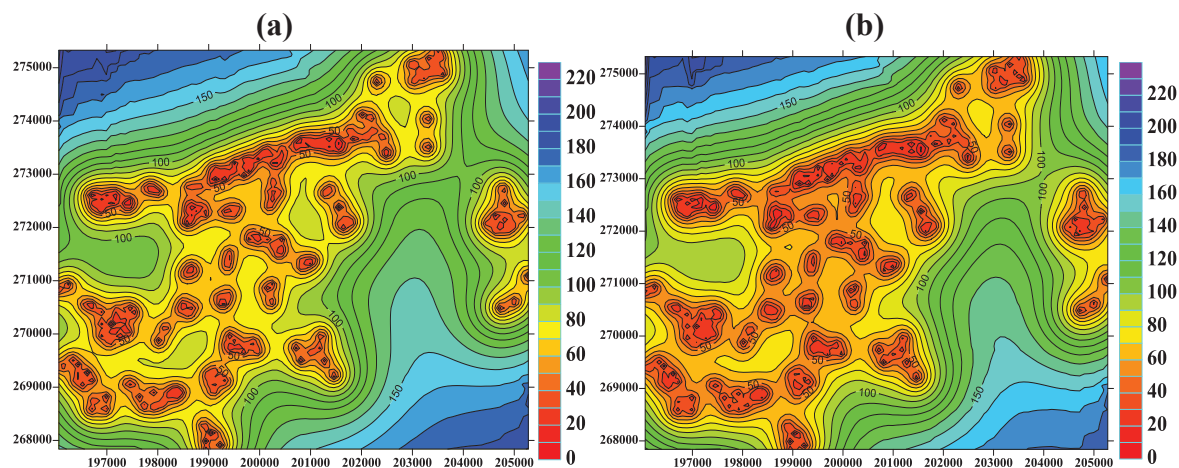


Figure 5.17 : Carte d'écart-type de krigeage correspondant à la vitesse  $V_s$  (méthode 2) : a) le modèle sphérique b) le modèle exponentiel

Les méthodes 1 et 3 donnent les mêmes valeurs de  $V_s$  aux points mesurés parce que les écarts type dans les deux méthodes sont nuls en ces points.



La Figure 5.18 montre la relation entre la vitesse d'onde de cisaillement et la résistance de pointe, établie par les deux méthodes suscitées (méthode 1 ou 3 et 2). Les domaines grisés correspondent aux valeurs seuils indiquées pour  $V_s$  et  $q_c$  pour chaque catégorie de site selon le RPA 99. La figure 5.19 compare les valeurs de la vitesse des ondes de cisaillement obtenues par les méthodes 1 et 2.

Lorsque  $q_c$  est inférieur à 60MPa, un écart est observé entre les deux méthodes pour déterminer  $V_s$ , par contre au delà de cette valeur les deux courbes se confondent.

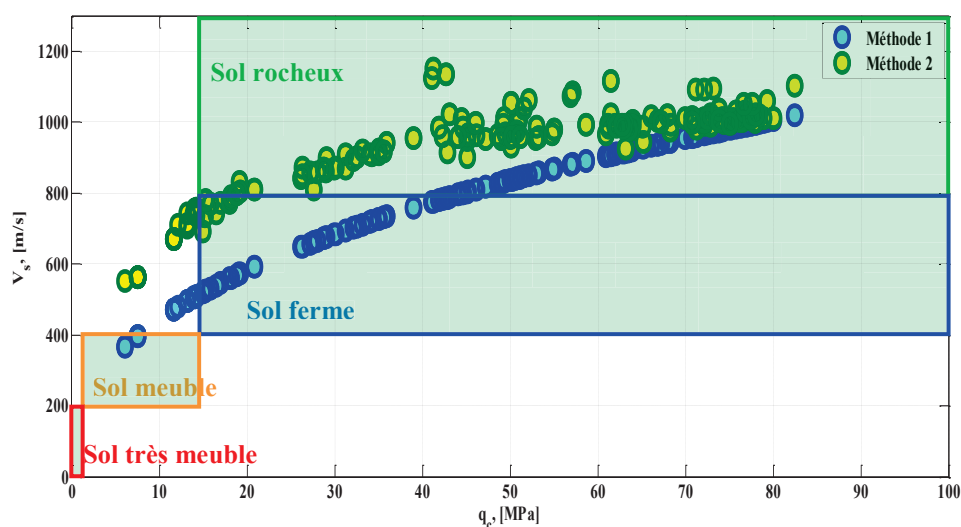


Figure 5.18 : Relation entre la vitesse d'onde de cisaillement et la résistance de pointe établis par les deux méthodes (méthode 1 et 2)

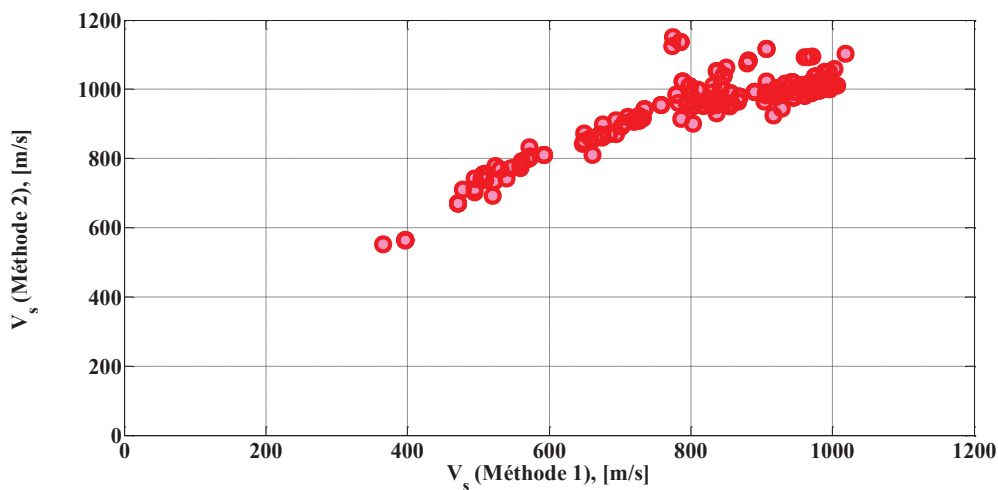


Figure 5.19 : Les valeurs de la vitesse d'onde de cisaillement (méthode 1 et 2)

On remarque aussi que pour une même valeur de  $q_c$ , deux valeurs de  $V_s$  peuvent être obtenues correspondant à deux catégories de sol différentes. Une valeur surestimée ou sous estimée par l'une des méthodes peut fausser la réponse sismique d'une structure en

interaction avec le sol. Puisque nous avons montré que cette valeur de  $V_s$  a une influence sur la période ainsi que l'amortissement du système sol structure (Figure 3.9 et 3.10).

On remarque que certains points (par exemple :  $q_c$  comprise entre 5 et 12MPa et  $V_s$  comprise entre 400 et 800m/s) se situent hors des zones de classification habituelles. Donc pour effectuer l'opération de classification, il faut tenir compte d'un seul paramètre soit  $V_s$  soit  $q_c$ , et choisir à la fin la catégorie de sol qui donne le cas le plus défavorable.

L'existence des incertitudes épistémiques dans le modèle utilisé peut énormément influencer sur la valeur de  $V_s$  et par conséquent la réponse globale de la structure en interaction. Ces incertitudes sont dues principalement à la manière dont chaque méthode détermine  $V_s$ , comme cela a été déjà évoqué précédemment.

### **5.3. Evaluation de la vulnérabilité sismique du bâti à l'échelle urbaine : Ville d'Oran**

La première application consiste à déterminer les matrices de dommage pour cinq bâtiments représentatifs choisis en fonction d'une intensité sismique en terme de PGA et d'un type du sol. La deuxième application vise à l'établissement des cartes qui représentent la variabilité spatiale de dommage d'un quartier de la ville d'Oran. A cette fin, la procédure a été basée sur les étapes suivantes :

- Application des différentes méthodes d'évaluation de la vulnérabilité (Park & Ang et Risk-UE), sur les données de la ville d'Oran, établissement de différents scénarios sismiques pour différentes intensités sismiques en terme de l'accélération maximale du sol PGA et cartographie des dommages probables par un système d'information géographique.
- Comparaison des résultats obtenus par les différentes méthodes et interprétation de la distribution spatiale des dommages.

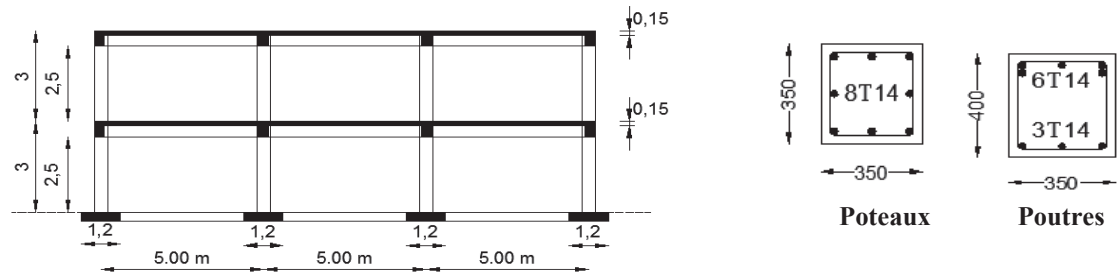
#### **5.3.1. Détermination des matrices de dommages sur des bâtiments représentatifs**

Vue la typologie des bâtiments de la ville d'Oran, il a été possible de classer les bâtiments du périmètre d'étude. Les types les plus dominants sont ceux en béton armé et sont caractérisés par une faible hauteur (1 à 2 niveaux) ou une hauteur moyenne (3 à 5 niveaux) constituant la majorité des constructions. Leurs caractéristiques géométriques sont montrées à la figure 5.20. Les lois de comportement du béton et de l'acier utilisées ainsi que leurs paramètres sont identiques à ceux utilisés pour la structure étudiées dans le deuxième chapitre.

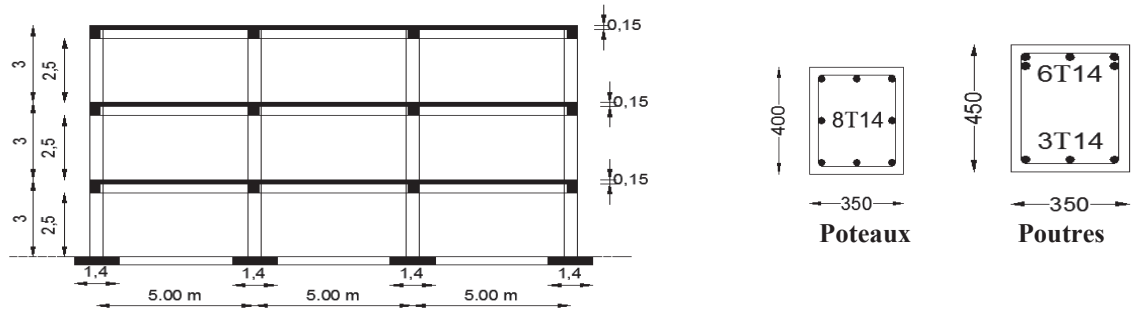
Le tableau 5.6 donne des valeurs de la période et de l'amortissement des 4 modèles choisis en fonction des valeurs de  $V_s$ .

Le dimensionnement des modèles de bâtiments choisis a été fait conformément au règlement parasismique en vigueur RPA-99 aux dates de construction de ces bâtiments. Afin de respecter les exigences prescrites alors, le modèle générique a été conçu pour tenir compte des forces sismiques. Le spectre de réponse du RPA-99 pour la ville d'Oran a été utilisé car il pourrait correspondre à la sismicité considérée dans cette ville.

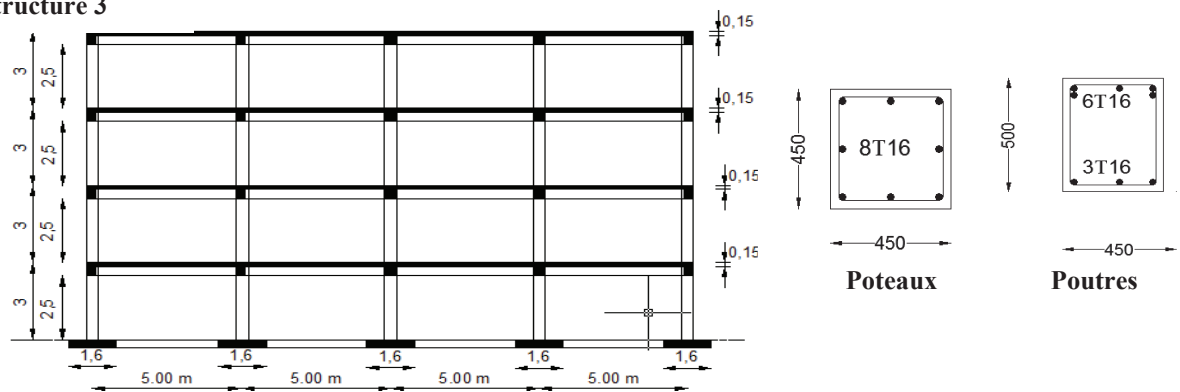
Structure 1



Structure 2



Structure 3



Structure 4

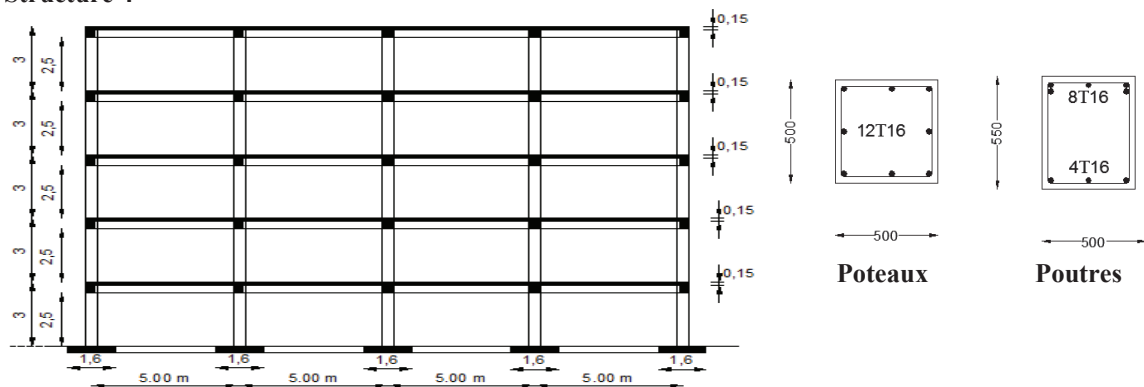


Figure 5.20 : Dimensionnement des quatre modèles de bâtiments choisis (suite)

En vue d'illustrer l'importance des effets de site dans l'estimation du risque sismique, une comparaison est effectuée tout d'abord entre les dommages estimés par les deux méthodes citées au chapitre 4 (Park & Ang et RISK-UE) en considérant quatre types de sol (sol très meuble, meuble, ferme et rocheux) caractérisés par leur vitesse d'ondes de cisaillement (125, 300, 600 et 1350m/s, respectivement). Cette analyse comparative est réalisée pour 4 bâtiments de hauteur différente. Nous avons mis en application le concept développé (chapitre 3) à savoir :

- La définition des courbes de capacité (avec ISS),
- La définition du scénario sismique (avec ISS) représenté par le spectre élastique du RPA 2003 réduit par le facteur de réduction. Ce spectre est considéré comme étant la sollicitation sismique d'entrée avec des valeurs croissantes de PGA (allant de 0.1 g à 1.0g).
- Détermination du point de performance pour calculer le déplacement maximal pour chaque type de bâtiment et par conséquent estimation de l'endommagement.

**Tableau 5.6 :** *Périodes et amortissements des 4 modèles choisis*

Structure	$V_s$ , [m/s]	1350	600	300	125
	<b>T, [s] (sans ISS)</b>	<b><math>\tilde{T}</math> (avec ISS)</b>			
<b>Structure 1</b>	0.82	0.82	0.83	0.88	1.14
<b>Structure 2</b>	0.84	0.84	0.86	0.94	1.32
<b>Structure 3</b>	0.88	0.89	0.93	1.07	1.71
<b>Structure 4</b>	1.04	1.06	1.14	1.39	2.43
	$\xi$	$\tilde{\xi}$			
<b>Structure 1</b>	0.05	0.05	0.05	0.06	0.08
<b>Structure 2</b>		0.05	0.05	0.06	0.08
<b>Structure 3</b>		0.05	0.06	0.07	0.09
<b>Structure 4</b>		0.05	0.06	0.07	0.09

L'estimation de dommages obtenue est présentée sous la forme d'une matrice de dommage développée pour chaque bâtiment et en fonction d'une intensité sismique et d'un type du sol. Ces matrices attribuent aux enjeux des indices d'endommagement pour chaque degré de D0 à D4. Une appréciation globale de l'état de la construction est donnée sous forme de couleur : bleu clair, vert, orange, orange plus clair et rouge pour signifier : aucun dégât, faible endommagement, endommagement modéré, dégâts importants et effondrement total respectivement. Ces résultats (niveau de dommages) sont des résultats déterministes qui seraient à confronter de façon directe avec un séisme particulier présentant les caractéristiques de l'aléa retenu, et non pas des résultats statistiques moyens.

Les figures 5.21 et 5.22 représentent le point de performance pour le bâtiment 1 pour deux types de sol : rocheux ( $V_s = 1350m/s$ ) et sol très meuble  $V_s = 125m/s$ ) respectivement pour différentes valeurs de PGA (0.1g à 1.0g).

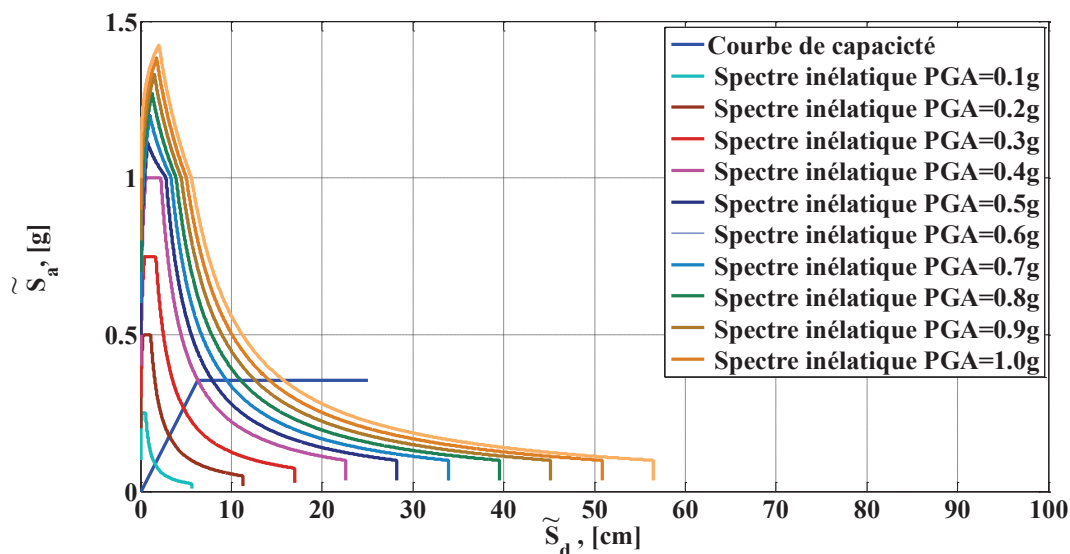


Figure 5.21 : Point de performance pour différentes valeurs de PGA (bâtiment 1, sol rocheux)

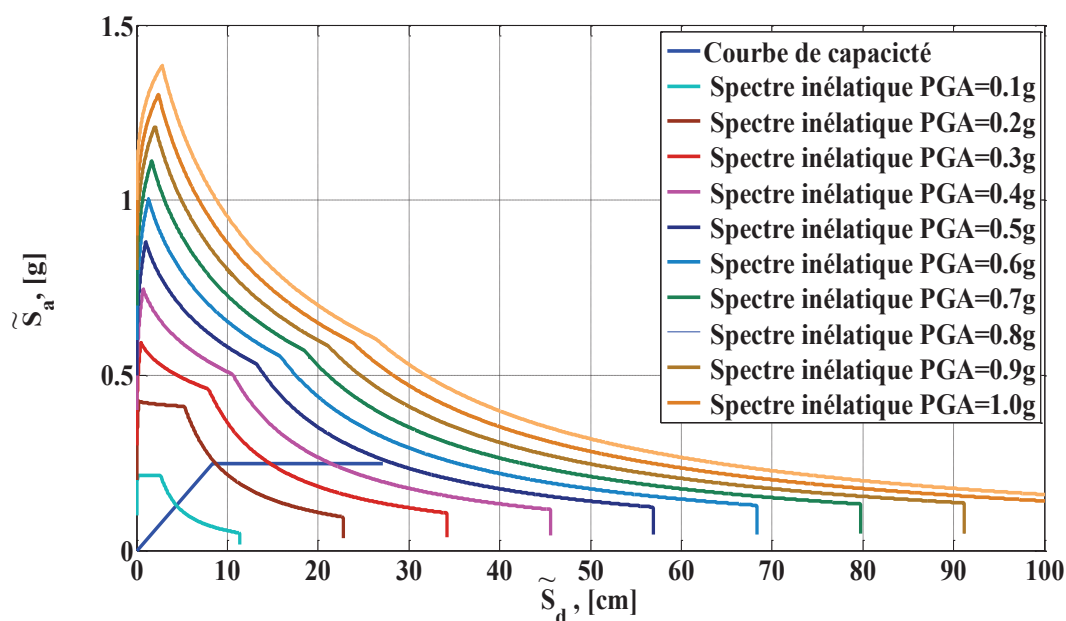


Figure 5.22 : Point de performance pour différentes valeurs de PGA (bâtiment 1, sol très meuble)

Dans les deux figures on remarque que le déplacement latéral qui représente l'abscisse du point de performance augmente au fur et à mesure que le PGA augmente.

D'après les deux figures on remarque que le point de performance est atteint dans le sol rocheux alors que pour le sol très meuble, pour certaines valeurs de PGA, ce point n'est pas atteint à partir de PGA=0.6g. Dans ce cas le déplacement imposé par le séisme est plus grand que la capacité de déplacement ultime de bâtiment, ce qui provoque un effondrement total (voir tableau 5.7).

Tableau 5.7.a : Matrices de dommages (bâtiment 1)

	D0 Aucun dégât	D1 Faible endommagement	D2 Endommagement modéré	D3 Dégâts importants	D4 Effondrement
--	-------------------	----------------------------	----------------------------	-------------------------	--------------------

PGA (g)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$V_s$ (m/s)	PARK-ANG									
1350										
600										
300										
125										
$V_s$ (m/s)	RISK-UE									
1350										
600										
300										
125										

Tableau 5.7.b : Matrices de dommages (bâtiment 2)

PGA (g)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$V_s$ (m/s)	PARK-ANG									
1350										
600										
300										
125										
$V_s$ (m/s)	RISK-UE									
1350										
600										
300										
125										

Tableau 5.7.c : Matrices de dommages (bâtiment 3)

PGA (g)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$V_s$ (m/s)	PARK-ANG									
1350										
600										
300										
125										
$V_s$ (m/s)	RISK-UE									
1350										
600										
300										
125										

Tableau 5.7.d : Matrices de dommages (bâtiment 4)

PGA (g)	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	0.6	0.7	0.8	0.9	1.0
$V_s$ (m/s)	PARK-ANG									
1350										
600										
300										
125										
$V_s$ (m/s)	RISK-UE									
1350										
600										
300										
125										

La première constatation faite en analysant toutes les matrices de dommages établies avec la méthode Park & Ang est que l'état d'effondrement n'existe pour  $V_s = 1350m/s$  pour aucun type de bâtiment ce qui n'est pas le cas si la matrice d'endommagement est établie par Risk-UE où l'effondrement apparaît à partir d'un  $PGA \geq 0.8g$  pour  $V_s = 1350m/s$ .

On remarque aussi qu'aucun bâtiment ne subit aucun dégât jusqu'à une valeur de  $PGA \geq 0.5g$  pour  $V_s = 1350m/s$  pour la méthode de Park & Ang. Ce seuil est  $PGA \geq 0.2g$  pour le même sol pour la méthode Risk-UE

La méthode Risk-UE conduit à des endommagements plus élevés, quel que soit le type de sol et l'intensité de l'aléa.

L'incertitude épistémique est manifeste et soulève la question du choix de la méthode la plus appropriée. Seule la compréhension de cette incertitude permettra de réduire les erreurs pour une bonne prise de décision en matière de gestion du risque.

### 5.3.2. Cartographie et estimation de dommages à l'échelle urbaine

#### 5.3.2.1. Caractérisation du bâti urbain

L'évaluation la plus pertinente de la vulnérabilité d'un bâtiment consiste à caractériser complètement la structure. Nécessaire pour une étude spécifique, cette solution est inapplicable à l'échelle urbaine pour l'inventaire d'un grand nombre de bâtiments. En effet, elle nécessite des informations détaillées sur chaque structure (matériaux de construction, organisation structurale, conception, ...), des moyens de simulations considérables (méthodes numériques, analytiques, nonlinéaires, ...) et des ressources humaines compétentes en dynamique des structures, ce qui dans le cas d'une analyse à grande échelle (échelle urbaine) est difficilement envisageable. Cette analyse consiste à répartir les bâtiments selon une typologie cohérente au regard de la vulnérabilité sismique, décrivant de manière claire le bâti de la zone d'étude considérée. Une typologie doit décrire le plus simplement possible le bâti de la zone d'étude. Selon l'étendue de cette zone et donc l'homogénéité du bâti, la typologie pourra être plus ou moins précise. A l'échelle d'une ville, on pourra par exemple isoler un type de construction particulier. Les éléments qui permettent de séparer les différents types généralement :

- le matériau de construction du système porteur (béton, maçonnerie, acier, bois, ...)
- le système porteur (ossature, murs voiles, ...)
- la qualité de la construction (respect de normes plus ou moins contraignantes, généralement lié à l'époque de construction).

Trois types fondamentaux de paramètres interviennent dans la détermination de la vulnérabilité sismique des structures :

- (a) les informations relatives aux structures ;
- (b) les informations relatives au mouvement du sol ;
- (c) les informations relatives aux algorithmes d'estimation de dommages.

### A) Informations relatives aux structures :

En l'absence d'un inventaire précis des types de bâti, nous avons élaboré une cartographie simplifiée du bâti. Pour ce faire, nous avons différencié les bâtiments en fonction de leurs hauteurs (R+1, R+2, R+3 et R+4). Les mêmes classes de bâtiments définies lors de la détermination des matrices de dommage (§ 5.3.1) sont considérées. Cette classification a été réalisée principalement suivant les caractéristiques du bâti observées à Oran.

Le site étudié se situe dans l'extension de la ville d'Oran et appartient à l'arrondissement El-Menzeh. Ce site est délimité : au Nord, par la mer méditerranéenne, au Sud, par le boulevard Millenium, à l'Ouest, par l'entité urbaine de Es-Seddikia, à l'Est par l'entité de Canastel. Les typologies des bâtiments étudiés R+1, R+2, R+3 et R+4 représentant des pourcentages respectifs de 01, 32, 09 et 58 de l'ensemble du bâti.

La figure 5.23 illustre la diversité des zones urbaines dans la zone étudiée de la ville d'Oran en fonction de la hauteur des bâtiments. Cette figure montre aussi les frontières de chaque boulevard et la variabilité spatiale de la vitesse d'onde de cisaillement.

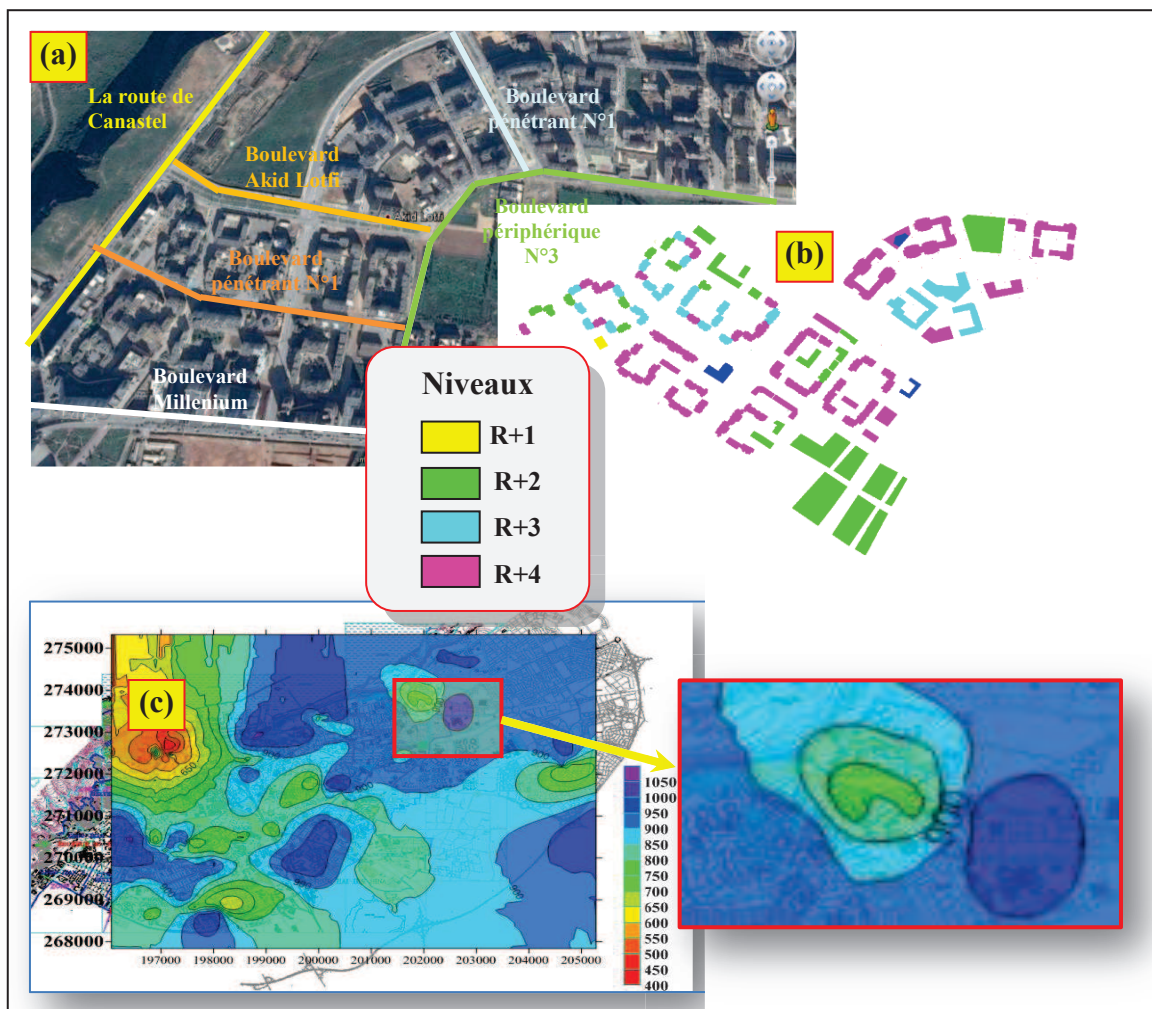


Figure 5.23 : Localisation de la zone d'étude : a) vue aérienne de la région d'étude, b) distribution spatiale des bâtiments en fonction de la hauteur et c) variabilité spatiale de la vitesse d'onde de cisaillement



## **B) Informations relatives au mouvement du sol :**

Différents scénarios sismiques sont présentés pour étudier les différentes situations sismiques probables pour la ville d'Oran. L'aléa sismique pour cette ville a été estimé par différentes études (Aoudia et al., 2000 ; CGS, 2010, 2003 ; Hamdache et al., 2011 ; Peláez et al., 2006, 2005 ; SOCOTEC, 1986). Différentes estimations sont disponibles allant d'un aléa modéré (Hamdache et al., 2011) à un aléa très fort (Bouhadad and Laouami, 2002 ; CGS, 2010). Pour couvrir l'ensemble de ces situations, l'étude du risque sismique à travers les dommages des bâtiments adoptera cinq valeurs croissantes de l'accélération maximale du sol PGA allant de 0.1g à 0.9g. Le scénario sismique est défini directement en fonction du mouvement du sol, à travers le spectre sismique de réponse.

En retenant ces valeurs, le spectre issu de la norme parasismique algérienne RPA-99 (version 2003) a été considéré comme sollicitation sismique d'entrée, pour un type sol caractérisé par une période caractéristique  $T_c$ . Cette période, comme il a été montré dans le chapitre 3, peut être liée à  $V_s$  par l'équation 3.13. C'est pourquoi nous avons reconstitué dans la première partie de ce chapitre (§5.2), sur la base de la carte de la variabilité spatiale des caractéristiques géotechniques de la ville d'Oran, sa composition en termes de vitesse des ondes de cisaillement, ce qui a permis la classification en différents groupes.

Dans cette étude, il est possible de prendre en compte les incertitudes à chaque étape mais l'absence d'amplifications locales, due à la relative homogénéité géotechnique du périmètre d'étude, implique que la variabilité spatiale des dommages est conditionnée, seulement, par la vulnérabilité sismique des bâtiments. La lecture de la carte de la variabilité spatiale de  $V_s$  (figure 5.13b) montre que la région d'étude est majoritairement formée de sols caractérisés par une vitesse d'onde de cisaillement comprise entre 700 et 1000 m/s. D'après la classification du RPA 99, ces valeurs correspondent aux sols ferme et rocheux respectivement.

## **C) Estimation de dommages :**

A la suite de la définition des différentes zones d'étude relativement aux sols, aux types de structure et à leurs facteurs aggravants, un scénario de risque a permis de combiner les résultats de l'aléa sismique et de la vulnérabilité sismique, pour aboutir aux estimations des degrés de dommages DG0 (aucun dégât) à DG4 (effondrement total), conduisant à l'identification des bâtiments les plus vulnérables et après les secteurs les plus sensibles de la ville, pour lesquels la prise en compte du risque sismique est prioritaire. Nous avons procédé ici au calcul des dommages en employant les deux procédures d'évaluation de dommages (Park & Ang et RISK-UE) décrites dans le § 4.3.5.2.

### **5.3.2.2. Cartographie de dommages**

La définition de cinq plages de valeurs de l'indice de vulnérabilité permet la classification de nos constructions. A chaque plage nous avons associé une couleur représentant l'état du bâti.

Les dommages dans les bâtiments peuvent être cartographiés sous la forme de la moyenne des dommages lorsqu'on ne considère qu'un seul séisme. On observe systématiquement une plus grande variabilité des valeurs possibles liées à l'estimation de la vulnérabilité et des dommages qu'à celle de l'aléa. Ceci est une conséquence directe de

l'estimation de la vulnérabilité au moyen d'une méthode sommaire (Park & Ang et Risk-UE). Cette méthode a une incertitude importante. Cependant, il ne faut pas oublier que, comme mentionné dans le chapitre 4, la plus grosse part de l'incertitude dans l'estimation des dommages est d'origine épistémique, du fait de la nécessité de classer chaque construction selon un modèle de comportement générique, alors même que peu d'informations sont disponibles.

L'utilisation des différentes méthodes nous permet d'avoir des informations sur les incertitudes de l'analyse et de tester la sensibilité de l'évaluation des dommages. Les données concernant la vulnérabilité sont présentées sous forme de cartes, e.g. la caractérisation de la vulnérabilité des bâtiments dans l'étude de cas du quartier d'étude, en utilisant les deux méthodes confondues (figure 5.24).

La distribution spatiale de dommages revêt un important intérêt parce qu'elle offre la possibilité de distinguer des zones de dommage homogène et ainsi elle a permis d'identifier les zones urbaines prioritaires. La comparaison de la distribution spatiale des différences de dommage, pour les deux méthodes (Park & Ang et Risk-UE), avec la distribution spatiale de la typologie des bâtiments montre clairement que la méthode Risk-UE a tendance à classer les constructions dans des classes de vulnérabilité plus élevées que la méthode Park & Ang.

En termes de dommages, les estimations par les deux méthodes indiquent des niveaux élevés particulièrement pour les valeurs fortes de PGA (0.7 et 0.9g).

Nous pouvons ainsi observer que tous les bâtiments sont totalement ruinés pour une accélération maximale du sol supérieur ou égale à 0.7g pour la méthode Risk-UE et égale à 0.9g pour la méthode de Park & Ang.

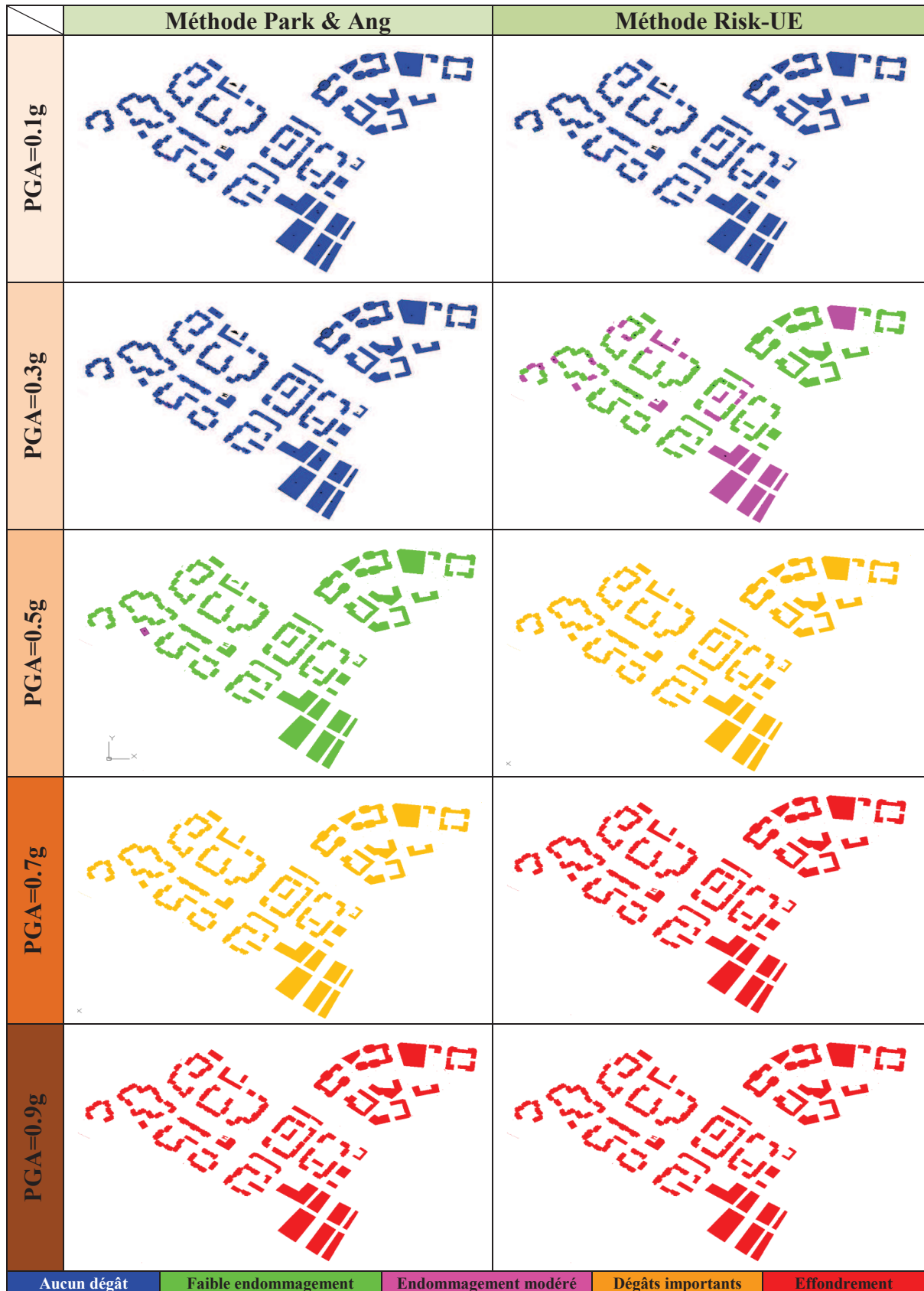


Figure 5.24 : Distribution spatiale des dommages selon la méthode utilisée (Park & Ang et Risk-UE) et l'intensité sismique en terme de PGA

## 5.4. Conclusion

Les études usuelles d'aléa et de vulnérabilité sismiques ne suffisent plus aux collectivités locales et régionales: l'évaluation du risque sismique est de plus en plus demandée et il convient alors de trouver une démarche cohérente entre l'évaluation de l'aléa régional, la prise en compte des effets de site, la caractérisation des structures et enfin la représentation des effets du séisme sur ces structures.

Après avoir exposé le contexte géologique et géotechnique de la ville d'Oran, la première partie de ce chapitre a traité le problème de l'estimation de la variabilité spatiale de la résistance de pointe et la vitesse d'onde de cisaillement et ce à travers une analyse probabiliste. Afin de pouvoir représenter cette variabilité, l'interpolation spatiale de krigeage a été utilisée. Cette opération consiste à créer un champ à partir des variogrammes et des points de mesure.

La détermination des caractéristiques dynamiques des sols exige de connaître au préalable la vitesse des ondes de cisaillement  $V_s$ . Ce paramètre est utilisé aussi bien en sismologie qu'en géotechnique pour l'évaluation du risque sismique, parce qu'il permet d'analyser le comportement dynamique du sol vis-à-vis d'un séisme et l'ISS.

Par ailleurs, la détermination de  $V_s$  est souvent coûteuse, rendant ainsi le nombre d'essais plus réduit, ce qui explique la non disponibilité de ce paramètre dans les rapports géotechnique. Pour cette raison, des relations empiriques sont proposées dans la littérature pour corréler les résultats d'essais de pénétration entre CPT et SPT ainsi que les vitesses d'ondes de cisaillement. Le principal inconvénient est bien entendu que les vitesses des ondes sont estimées et non pas mesurées ce qui conduit à des erreurs potentiellement importantes pouvant entacher les estimations de  $V_{s,30}$  d'autant plus que les corrélations utilisées sont assez générales et non pas spécifiques à chacune des formations étudiées.

L'analyse géologique et géotechnique de la ville d'Oran a fait ressortir la connaissance de la nature lithologique des structures géologiques constituant le sol et par conséquent l'évaluation des conditions de propagation des ondes sismiques et leurs susceptibilités d'amplification. A travers la compréhension de ces caractéristiques, il est possible de les grouper conformément à la classification des sites proposée dans le règlement RPA-99 et l'Eurocode 8 suivant leur comportement sismique. Cette étude constitue une étape importante pour l'établissement des scénarios de risque sismique d'une manière plus fiable et par conséquent l'introduction de l'effet du sol sur la structure.

D'après les résultats obtenus dans cette partie, nous avons constaté l'importance de l'utilisation des modèles aléatoires dans les calculs en géotechnique car ils utilisent des paramètres purement numériques pour lesquels la mesure directe n'est pas envisageable, ce qui justifie une étude de l'incertitude dans le choix des paramètres sur la réponse du modèle. Tel est le cas étudié dans le chapitre 4.

L'analyse de la vulnérabilité sismique des bâtiments en béton armé signifie l'estimation de leur consistance en termes quantitatifs et qualitatifs, en particulier l'estimation de leur degré d'endommagement vis-à-vis des événements sismiques. L'estimation de cette vulnérabilité sismique est menée dans ce travail par deux procédures

de classification de dommages. La distribution spatiale des dommages a permis de distinguer des bâtiments caractérisés par des niveaux différents de dommage d'une méthode à une autre (Park & Ang et Risk-UE). Pour la valeur de PGA égale à 0.9g, le dommage "Effondrement total" a tendance à être généralisé à tous les bâtiments du périmètre d'étude pour les deux méthodes.

Enfin, du point de vue de la vulnérabilité, l'utilisation d'un modèle probabiliste nous a permis de prendre en compte le degré d'incertitude des paramètres choisis pour déterminer le comportement de la structure en interaction avec le sol et d'estimer le degré d'endommagement d'une structure ou d'un parc de structures.

## Conclusion générale

---

# Conclusion générale et perspectives

---

## Bilan de l'étude et méthodologie

L'ISS est un phénomène important à considérer pour espérer rendre compte du comportement réel d'une structure et donc évaluer sa vulnérabilité. La diminution de la vulnérabilité nécessite d'une part une bonne connaissance du comportement des matériaux de la structure vis-à-vis des sollicitations dynamiques et d'autre part une bonne connaissance de l'interface entre le lieu d'origine de ces sollicitations et la structure elle-même.

Dans le cadre d'un calcul sismique basée sur la performance, le déplacement maximal de la structure constitue un élément clé dans la conception surtout en introduisant l'effet du sol pour savoir comment l'interaction entre le sol et la structure à comportement non linéaire peut modifier la demande sismique et la capacité dans la superstructure. C'est selon ce formalisme que s'est articulé le travail de la thèse qui traite la prise en compte de l'ISS dans le cadre d'une approche capacitive pour l'estimation de la réponse. Les méthodes développées dans le cadre performanciel citées dans la littérature (par exemple la méthode du spectre de capacité et la méthode N2) n'introduisent en aucun cas l'influence du sol sur la réponse non linéaire de la structure et par conséquent sur sa performance. La problématique de ce travail a été de proposer un modèle simplifié afin d'aborder un problème compliqué tel que l'ISS. Notre apport a été d'étudier une structure non linéaire en se basant sur la méthode N2, puis d'effectuer des modifications/extensions pour introduire l'effet du sol.

## Résultats

Les résultats obtenus à travers l'étude paramétrique ont montré que l'amortissement augmente quand l'effet de l'ISS est pris en considération, ce qui va engendrer une réduction de la demande sismique. Cela est lié à la dissipation d'énergie à travers le sol (amortissement radiatif) et à l'amortissement interne du sol qui se produit simultanément pendant le mouvement sismique.

L'effective interactivité qui existe entre la structure et le sol d'assise est dû à travers la sensible augmentation des périodes dans le modèle flexible comparativement au modèle rigide.

En conséquence des effets de site, la valeur du facteur de réduction  $R_\mu$  pour un sol très meuble peut être très différente de celle applicable à un sol ferme, en fonction essentiellement du rapport entre la période fondamentale de la structure et la période prédominante du site. Puisque la valeur du facteur de réduction de la force peut changer en

fonction du type de sol, il semble illogique de prendre une même valeur de  $R_\mu$  pour même une structure sur différents sols. Cette conclusion permettra d'évaluer d'une manière plus précise la réponse non linéaire de la structure et peut donc changer le processus de conception en vigueur dans les codes de conception parasismique.

Une étude de sensibilité a été conduite pour étudier l'influence des variables déterministes et probabilistes sur la réponse de la structure. L'objectif de cette analyse est d'étudier statistiquement l'impact des variations des valeurs des paramètres et des données initiales sur les résultats du modèle. Cette analyse permet de mieux appréhender de manière satisfaisante les incertitudes liées à ces paramètres. Toutefois, une meilleure connaissance de l'incertitude relative au modèle contribue à améliorer la précision des modèles et aide également à une meilleure compréhension des relations entre les hypothèses du modèle, les paramètres, les données et les prédictions du modèle.

Les résultats obtenus ont montré l'importance de l'utilisation des modèles aléatoires dans l'étude des systèmes ISS. La variabilité de l'amortissement du sol et de la vitesse d'onde de cisaillement introduit une incertitude importante non seulement dans l'évaluation de l'amortissement du système sol-structure mais aussi dans l'estimation du déplacement de la structure et de l'effort tranchant à la base.

La détermination des courbes de fragilité passe par la prise en compte de plusieurs types d'incertitude liées : (1) à l'action sismique et à la modélisation du chargement, (2) à la structure, (3) au sol, (4) à l'interaction sol-structure et (5) à la méthode utilisée pour estimer la vulnérabilité sismique des structures. La méthodologie proposée représente une solution à la fois intéressante et simplifiée d'analyse statique non linéaire et a l'avantage supplémentaire que, grâce à un examen approprié de la modélisation, elle peut être appliquée aux structures régulières en ISS et dans différents environnements géotechniques. La variabilité de la réponse d'une structure à un séisme introduit également une incertitude importante non seulement dans l'évaluation de sa vulnérabilité mais aussi dans l'estimation des dommages. La prise en compte des incertitudes dès la phase de conception s'avère aujourd'hui indispensable pour une meilleure gestion des risques envisagés et nous disposons d'outils permettant cette prise en compte.

Afin de pouvoir représenter la variabilité spatiale de la résistance de pointe et de la vitesse d'onde de cisaillement, une analyse probabiliste a été utilisée telle que l'interpolation spatiale de krigeage. Cette opération consiste à créer un champ à partir des variogrammes et des valeurs prises aux points de mesure. Le principal inconvénient est bien entendu que les vitesses des ondes sont estimées et non pas mesurées, ce qui conduit à des erreurs potentiellement importantes pouvant entacher les estimations de  $V_{s,30}$  d'autant plus que les corrélations utilisées ne sont pas spécifiques à chacune des formations étudiées. A travers la compréhension de ces caractéristiques, il est possible de les grouper conformément à la classification des sites proposée dans le règlement RPA-99 et l'Eurocode 8 suivant leur comportement sismique.

Pour évaluer les états d'endommagement des structures, l'incertitude épistémique a été étudiée en comparant les résultats obtenus par deux approches différentes (Park & Ang et Risk-UE). L'estimation de la vulnérabilité sismique a été menée dans ce travail par ces deux procédures de classification de dommages. La distribution spatiale des dommages a permis de distinguer des bâtiments caractérisés par des niveaux différents de dommage selon la méthode (Park & Ang et Risk-UE). Il a été montré que la plus grosse part de l'incertitude dans l'estimation des dommages est d'origine épistémique. L'utilisation d'un



modèle probabiliste nous a permis de prendre en compte le degré d'incertitude des paramètres choisis pour déterminer le comportement de la structure en interaction avec le sol et d'estimer le degré d'endommagement d'une structure ou d'un parc de structures.

Les résultats obtenus montrent que la méthode proposée est capable de produire les courbes de vulnérabilité (fragilité) qui pourraient donner des prévisions raisonnables de dommages post sismique observés.

Les apports les plus significatifs de ce travail sont :

- Le développement d'une approche (N2-ISS) pouvant être appliquée pratiquement à tout type de structure régulière courante en B.A et pour un environnement géotechnique donné. L'extension de la méthode N2 par la détermination de la courbe de capacité du système à base fixe oscillant principalement dans le premier mode, que l'on modifie pour obtenir la courbe de capacité du système sur base flexible. L'approche proposée, malgré sa simplicité, a révélé son efficacité à travers les résultats pertinents obtenus, presque confondus avec les résultats exacts.
- Une étude a été réalisée afin de déterminer la variabilité spatiale de la vitesse d'onde de cisaillement  $V_s$ .
- Prise en compte des incertitudes aléatoires dans la détermination des courbes de fragilité.
- L'incertitude épistémique est également considérée de manière indirecte suite à la comparaison entre deux approches d'évaluation des états d'endommagements (Méthode de Park & Ang et Méthode de RISK-UE).
- Application de la méthode proposée et des deux méthodes d'évaluation de dommage sur les données de la ville d'Oran, établissement de différents scénarios sismiques pour différentes valeurs de l'accélération maximale du sol PGA et cartographie des dommages probables à l'échelle d'un quartier.
- Comparaison des résultats obtenus par les différentes méthodes et interprétation de la distribution spatiale des dommages.

## Perspectives

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

### Sur le modèle :

- L'approche développée dans ce travail est une extension de la méthode N2 avec prise en compte de l'ISS. Cette méthode est soumise à plusieurs limitations telles que la considération du seul premier mode de vibration. Il est clair que les modes supérieurs jouent un rôle, et que les caractéristiques dynamiques de la structure changent après la formation du premier mécanisme plastique. Cela affecte la réponse des bâtiments, surtout sous sollicitations fortes. Nous proposons donc d'étudier un modèle dont les effets des modes supérieurs sont significatifs pour mieux caractériser le comportement global des structures. En utilisant le modèle proposé (N2-ISS), à un degré de liberté, on pourrait identifier le comportement de chaque mode suivant ce modèle. Une superposition de ces modes tenant compte de l'effet non linéaire apporterait alors un modèle complet.
- Etendre le modèle N2-ISS à une configuration à trois dimensions.

- En conséquence des effets de site, les résultats obtenus lors de cette étude ont montré que la valeur du facteur de réduction  $R_\mu$  pour un sol meuble peut être très différente de celle applicable à un sol ferme, en fonction essentiellement du rapport entre la période fondamentale de la structure et la période prédominante du site. Nous proposons donc de proposer une formulation de ce facteur qui tienne compte des paramètres du sol.
- A notre connaissance, peu d'études prennent en compte les dommages d'un parc de bâtiments en tenant compte de leurs évolutions dans le temps des suites des agressions de l'environnement tout en intégrant l'ISS proche. L'évaluation de la fiabilité des structures dégradées par leur environnement (urbain, marin,...) nécessite le développement d'une méthodologie permettant, d'une part, la modélisation des mécanismes de dégradation (par exemple pour le béton armé, la corrosion des aciers et des armatures) et de leurs impacts sur la structure étudiée, en fonction de ses conditions d'exploitation, en tenant compte de l'environnement auquel une structure est exposée. D'autre part, l'évaluation de la fiabilité en fonction de l'âge de la structure (ou plutôt de son vieillissement), en décrivant ses performances à chaque instant de son cycle de vie. Il serait intéressant d'étudier l'influence du vieillissement sur le comportement global de la structure dans le but d'établir les courbes de vulnérabilité (couplage risque sismique/durabilité). Par ailleurs, l'importance de la prise en compte de l'ISS sera importante dans ce couplage.

#### **Sur les incertitudes, les erreurs, et la variabilité :**

- La partie sensibilité, abordée dans le chapitre 3, nécessite d'être approfondie. Il s'agit notamment d'utiliser des méthodes probabilistes telles que : la méthode de Sobol, la méthode FORM-SORM, .... Cette analyse permet d'étudier le modèle proposé en étudiant l'impact de la variabilité des facteurs d'entrée du modèle (par exemple : amortissement du sol, amortissement de la structure, vitesse d'onde de cisaillement, ...) sur la variable de sortie (par exemple : déplacement de la structure, amortissement du système sol structure, ...). Déterminer les entrées responsables de cette variabilité à l'aide d'indices de sensibilité, permet de prendre les mesures nécessaires pour diminuer la variance de la sortie si celle-ci est synonyme d'imprécision, ou encore d'alléger le modèle en considérant comme déterministes les entrées dont la variabilité n'influence pas significativement la variable de sortie.
- Les études des phénomènes d'interaction sismique sol-structure pour le dimensionnement d'ouvrages en génie civil sont fondées sur plusieurs hypothèses simplificatrices fortes. Parmi ces hypothèses : l'homogénéité latérale du sol sous la fondation. Pour certains ouvrages cette hypothèse n'est plus valide. La prise en compte de l'hétérogénéité du sol et l'adaptation du modèle proposé à une structure sur sol formé de différentes couches de sols, semble une voie intéressante.
- Il paraît intéressant de fournir, afin de réduire le temps de calcul, des outils performants pour la détermination de la réponse des structures en interaction avec le sol en utilisant le modèle proposée par la méthodologie des surfaces de réponse. La méthode de surface de réponse (fonction de réponse ou proxy) est une fonction mathématique représentant le comportement d'un système physique réel ou simulé. L'objectif est d'approcher la relation qui existe entre un ensemble de paramètres du système avec la ou les variables de sortie. Une telle fonction est particulièrement

intéressante dans le cas où l'évaluation directe du système est impossible ou trop coûteuse en temps de calcul à simuler.

**Sur la vulnérabilité :**

- La vulnérabilité sismique d'une structure en béton armé en interaction avec le sol en considérant les incertitudes sur sa réponse est estimée. Une approche analytique telle que l'approche performancielle a été choisie pour déterminer la réponse sismique de la structure par le biais d'une analyse statique non linéaire. Ce travail ouvre la voie à une autre recherche comparative, entre cette méthode simplifiée et des méthodes qualitatives telles que les méthodes empiriques, basées sur l'observation de la vulnérabilité, jugement d'experts et méthode hybride.
- Le cadre bâti de la ville d'Oran se caractérise par une variation de ses caractéristiques architecturales, structurales lui conférant une résistance variable aux sollicitations sismiques. Cette variabilité montre la nécessité de la prise en compte de la prévention sismique dans la gestion, la planification et la requalification urbaine. Nous proposons donc d'utiliser le modèle proposée (N2-ISS) dans ce contexte.

## Références bibliographiques

---

# Références bibliographiques

---

- Aliakbar, H., Seyed, M. M. M. H., & Akbar, C. (2010). Seismic piezocone interpretation for shear wave velocity ( $V_s$ ) determination in the Persian Gulf. *Environ Earth Sci.*, 61, 813–820.
- Antoniou, S., Rovithakis, A., & Pinho, R. (2002). Development and verification of a fully adaptive Pushover procedure, Proceedings of the Twelfth European Conference on Earthquake Engineering, London, UK, Paper N° 822.
- Aoudia, A., Vaccari, F., Suhadolc, P., & Meghraoui, M. (2000). Seismogenic potential and earthquake hazard assessment in the Tell Atlas of Algeria. *Journal of Seismology*, 4, 79–98.
- ASCE 41-06. (2006). Seismic rehabilitation of existing buildings. Reston, VA: American Society of Civil Engineers.
- ATC (1985). Earthquake damage evaluation data for California, ATC-13 Report. Applied Technologie Council. Redwood City, California.
- ATC 34. A Critical of current approaches to earthquake resistant design, Applied Technologie Council, 555 Twil Dolphin Drive, Suite 555, Redwood City, California 94065, 94p.
- ATC 40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings* (Vols. 1 & 2). Redwood City, CA: Applied Technology Council, California.
- Avilés, J. & Pérez-Rocha, L. (2003). Soil-structure interaction in yielding systems. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32, 1749–1771
- Avilés, J., & Pérez-Rocha, L. (1996). Evaluation of interaction effects on the system period and the system damping due to foundation embedment and layer depth. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 15, 11–21.
- Badaoui, M. (2010). *Influence de l'hétérogénéité sur la réponse des sols multicouches*. Ecole nationale polytechnique (Algérie) et Ecole Doctorale Matériaux Ouvrages Durabilité Environnement Structures (Université Paris-Est –Marne la vallée), 8 Mars 2010.
- Barrow, B.L., & Stokoe, K.E.II. (1983). Field investigation of liquefaction sites in Northern California, Geotechnical Engineering Thesis, GT 83-1, Civil Engineering Department, University of Texas at Austin, 212pp

- Benuska, K.L. (1990). Source Lessons Learned from the 1989 Loma Prieta, California Earthquake”, Proc. 4th US National Conference on Earthquake Engineering, (1), 91-105.
- Bielak J., Loukakis K., Hashida, Y., & Yoshimura, C. (2003). Domain reduction method for three-dimensional earthquake modelling in localized regions. Part I : Theory. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 93 (2), 817–824.
- Bielak, J. (1975). Dynamics Behavior of Structures With Embedded Foundations. *Journal of Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 3 (3), 259-274.
- Bielak, J. (1976). Modal analysis for building-soil interaction. *Journal of the Engineering Mechanics Division*, P. 771-785, ASCE.
- Bielak, J., Loukakis, K., Hisada, Y., & Yoshimura, C. (2003). Domain reduction method for threedimensional earthquake modeling in localized regions. part i: Theory. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 93 (2), 817–824.
- Boore, D.M., & Brown, L.T. (1998). Comparing Shear Wave Velocity Profiles from Inversion of Surface Wave Phase Velocities with Downhole Measurements: Systematic Differences Between the CSX Method and Downhole Measurements at Six USC Strong Motion Sites. *Seismological Research Letters*, (68), 128-153
- Borcherdt, R.D. (1992). Simplified Site Classes and Empirical Amplification Factors for Site-Dependent Code Provisions”, Proceedings NCEER, SEAOC, BSSC Workshop on Site Response During Earthquakes and Seismic Code Provisions, Los Angeles, California.
- Borcherdt, R.D. (1994). Estimates of Site Dependent Response Spectra for Design (Methodology and Justification), *Earthquake Spectra*, (10) 4, 617-653.
- Borcherdt, R.D. (2002). Empirical Evidence for Acceleration-Dependent Amplification Factors, *BSSA*, (92) 2, 761-782.
- Borcherdt, R.D., Wentworth, C.M., Glassmoyer, G., Fumal, T., Mork, P. & Gibbs, J. (1991). On the Observation, Characterization, and Predictive GIS Mapping of Ground Response in the San Francisco Bay Region, California, Proc 4th International Conference on Seismic Zonation, Stanford, California, (3), 545-552.
- Borzi, B., & Elnashai, A.S. (2000). Refined force reduction factors for seismic design. *Engineering Structures*, 22(10), 1244–1260.
- Borzi, B., Elnashai, A.S. Refined force reduction factors for seismic design. *Engineering Structures*, 22(10), 1244–1260.
- Bouhadad, Y., & Laouami, N. (2002). Earthquake Hazard Assessment in the Oran Region (Northwest Algeria). *Natural Hazards*, 26, 227–243.
- Burman, A., Parsuram, N., Agrawal, P., & Damodar, M. (2012). Coupled gravity dam–foundation analysis using a simplified direct method of soil–structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 34, 62–68

- Cadet, H. (2007). Utilisation combinée des méthodes basées sur le bruit de fond dans le cadre du microzonage sismique, Ph.D. thesis, Université Joseph Fourier, Grenoble, France.
- CGS. (2003). Règles parasismiques Algériennes - RPA99/VERSION 2003. Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, Alger.
- CGS. (2010). Etude d'aléa sismique de la région d'Oran-Arzew (No. Etape N°7: Rapport Final). Centre National de Recherche Appliquée en Génie-Parasismique, Alger.
- Chaigneau, L. (2001). Caractérisation des milieux granulaires de surface à l'aide d'un pénétromètre. Thèse de l'Université Blaise Pascal, Clermont-Ferrand, France.
- Chauveau, J. (1998). Soil investigation and control of compaction using a light dynamic penetrometer – development of the Panda in Yi-Chang and over the three gorges dam project Mémoire d'Ingénieur CUST, Yi-chang (Chine), Juillet 1998, 99 pages.
- Chin-Hsiung, L., Jeng-Yaw, H. & Tzay-Chyn, S. (1998). Observed Variation of Earthquake Motion across a Basin -Taipei City. *Earthquake Spectra*, (14) 1, 115-134.
- Chintanapakdee, C., & Chopra, A. K. (2003). Evaluation of modal pushover analysis using generic frames. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 32, 417-442.
- Chiroui, L. (2004). *Modelisation de dommages consecutifs aus séismes extension a d'autres riques naturels*. Thèse de Doctorat en géologie, Université Paris 7- Denis Diderot.
- Chopra, A.K., & Goel, R.K. (2002). A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 31, 561- 82.
- Ciampoli, M., & Pinto, P. (1995). Effects of soil-structure interaction on inelastic seismic response of bridge piers. *Journal of Structural Engineering*, 121, 806–814.
- Clough, R. W., Penzien, J. (1975). Dynamics of Structures. *McGraw-Hill*, New York.
- Comartin, C., Niewiarowski, R., Freeman, S. A., Turner, F. (2000). Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings: A practical Overview of the ATC 40 Document. *Earthquake Spectra*, 16, 241 – 261
- Cornell, C.A., & Krawinkler, H., (2000). Progress and Challenges in Seismic Performance Assessment, *PEER Center News*, 1 (4), 1-3.
- Cuesta, I., Aschheim, M.A., & Fajfar, P. (2003). Simplified R-factor relationships for strong ground motions. *Earthquake Spectra*, 19(1), 25–45.
- Cukier, R.I., Levine R.I. et Shuler K.E. (1978). Nonlinear sensitivity analysis of multiparameter model systems, *Journal Computational Physics*, 26, 1-42.
- Davidovici, V. (1999). *La construction en zone sismique*, éditions Le Moniteur, Paris.

- Der Kiureghian, A., & Ditlevsen, O. (2009). Aleatory or epistemic? Does it matter?. *Structural Safety*, 31, 105-112.
- Dogangün, A & Livaoglu, R. A. (2006). 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.
- Dumova-Jovanoska, E, (2004). Fragility curves for RC structures in Skopje region. Proceedings of the Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada.
- Dutta, S.C., Bhattacharya, K., Roy, (2004). Response of low-rise buildings under seismic ground excitation incorporating soil-structure interaction. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 24, 893-914.
- Elachachi, S.M., Mekki, M., & Breysse, D. (2013), Effects of soil-structure interaction and soil variability on RC structures within a performance-based earthquake engineering framework, ICOSAR 2013, 11th International Conference on Structural Safety and Reliability, New York, New York.
- Elsabee, F. & Morray, J.P. (1977). Dynamic behavior of embedded foundations. Rpt. No. R77-33, Dept. of Civil Engrg., MIT, Cambridge, Mass.
- Eurocode8. (2004). Eurocode 8 : Design of Structures for Earthquake Resistance. European Committee for Standardisation: Brussels, Belgium, The European Standard EN 1998-1: 2004.
- Fajfar P., Gašperšič P., & Drobnič D. (1997). A simplified nonlinear method for seismic damage analysis of structures, Seismic design methodologies for the next generation of codes: International Workshop Bled, Slovenia, 183-194.
- Fajfar, P. & Fischinger, M. (1987). Non-linear seismic analysis of RC building: Implications of a case study. *European Earthquake Engineering*, 1, 31-43.
- Fajfar, P. (2000a). A nonlinear analysis method for performance based seismic design. *Earthquake Spectra*, 16, 573–592.
- Fajfar, P. (2000b). Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design. *Earthquake Spectra*, 16 (3), 573-92.
- Fajfar, P., & Gaspersic P. (1996). The N2 method for the seismic damage analysis of RC buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 25, 31–46.
- Favre, J.L. (2004). Sécurité des ouvrages - risques : modélisation de l’incertain, fiabilité, analyse des risques, Ed. Ellipses.
- FEMA 273. (1997). NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings, Building Seismic Safety Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, DC.
- FEMA 356 (2000). Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings”, Federal Emergency Management Agency.



- FEMA 368. (2009). *Federal emergency management agency, building seismic safety council (BSSC), NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures*. Washington, DC.
- FEMA 440. (2005). *Federal emergency management agency, improvement of nonlinear static seismic procedures, ATC-55 draft*. Washington, DC.
- FEMA 450. (2003). Federation Emergency Management Agency, NEHRP Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Provisions, Commentary. Report.
- FEMA 750. (2009). *NEHRP recommended seismic provisions for new buildings and other structures*. Washington, DC: Federal Emergency Management Agency.
- Field, E.H., & Hough, S.E. (1997). The Variability of PSV Response Spectra across a Dense Array Deployed during the Northridge Aftershock Sequence. *Earthquake Spectra*, 13(2), 243-257.
- Gasparini, D., & Vanmarcke, E. (1976). *SIMQKE – A program for artificial motion generation*. User's manual and documentation. Cambridge, MA: Department of Civil Engineering, Massachusetts Institute of Technology.
- Gazetas, G., & Mylonakis, G. (1998). Seismic soil-structure interaction: New evidence and emerging issues. *Geotech. Spec. Publ. N° 75, ASCE, Reston, Va.*, 1119-1174.
- Gazetas, G., & Mylonakis, G. (1998). Seismic soil-structure interaction: new evidence and emerging issues," *Geotechnical Earthquake Engineering and Soil Dynamics III ASCE*, eds. P. Dakoulas, Evl. K. Yegian, and R. D. Holtz, Vol. 11, pp. 111.
- Ghannad, M. & Jahankhah, H. (2007). Site-dependent strength reduction factors for soil-structure systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27, 99–110.
- Ghannad, M. A., & Jahankhah, H. (2007). Site-dependent strength reduction factors for soil-structure systems. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27, 99–110.
- Ghobarah, A., Abou-Elfath, H., & Biddah, A., (1999), Response-based damage assessment of structures. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 28 (1), 79-104.
- Gupta, B. (1999). Enhanced Pushover Procedure and Inelastic Demand Estimation for Performance-Based Seismic Evaluation of Buildings. Ph.D. Dissertation, University of Central Florida, Orlando, FL.
- Gupta, B. (1999). *Enhanced Pushover Procedure and Inelastic Demand Estimation for Performance-Based Seismic Evaluation of Buildings*, Ph.D. Dissertation, University of Central Florida, Orlando, FL.
- Hamby, D.M. (1994). A review of techniques for parameter sensitivity analysis of environmental models. *Environmental Monitoring and Assessment*, 32, 135-154.
- Hamdache, M., Peláez, J., Talbi, A., Mobarki, M., & López Casado, C. (2011). Ground-Motion Hazard Values for Northern Algeria. *Pure and Applied Geophysics*, 169, 711–723.

- Hartzell, S., Carver, D., Cranswick, E. & Frankel, A. (2000). Variability of Site Response in the Seattle, Washington, BSSA, (90)5, 1237-1250.
- Hidalgo, P. A., & Arias, A. (1990). New Chilean code for earthquake-resistant design of buildings., Proc. 4th U.S. Nat. Conf. Earthquake Engrg., Palm Springs, California, 2, 927-936.
- Imai, T., (1977). P and S wave velocities of the ground in Japan” Proceeding of IX International Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, 2, 257-260.
- Inel, M., Erich, M., Edgar, B., Black, F., & Mark, A. (2001). USEE 2001: Utility Software for Earthquake Engineering. Report and User’s Manual. Civil and Environmental Engineering. University of Illinois at Urbana.
- Iyisan, R. (1996). Correlations between shear wave velocity and in-situ penetration test results. *Technical Journal of Turkish Chamber of Civil Engineers*, 7, 1187–99.
- Jacques, J. (2005). *Contributions à l’analyse de sensibilité et à l’analyse discriminante généralisée*. Thèse de doctorat de l’Université Joseph Fournier - Grenoble I.
- Jennings, P. & Bielak, J. (1973). Dynamics of building-soil interaction. Bulletin of the Seismological Society of America, 63, 9–48.
- Jinan, Z. (1987). Correlation between seismic wave velocity and the number of blow of SPT and depth. *Chinese Journal of Geotechnical Engineering. (ASCE)*, 92–100.
- Jingjiang, S., Ono, T., Yangang, Z., & Wei, W. (2003). Lateral load pattern in pushover analysis. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 2, 99-107.
- Jonathan, P. S., Raymond B. S., & Gregory L. F. (1998). Empirical Evaluation of Inertial Soil-Structure Interaction Effects, University of California, Berkeley, PEER 1998/07.
- Kappos, A.J., Pitilakis, K., Stylianidis, K., Morfidis, K. & Asimakopoulos, D. (1995). Cost-benefit analysis for the seismic rehabilitation of buildings in Thessaloniki, based on a hybrid method of vulnerability assessment”, *3rd Intern. Conf. on Seismic Zonation*, Nice, France, Oct. 1995, V. I, pp. 406-413.
- Kappos, A.J., Stylianidis, K.C., & Michailidis, C.N. (1998). Analytical models for brick masonry infilled r/c frames under lateral loading. *Journal of Earthquake Engineering*, 2(1), 59-87.
- Karakostas, C.Z., Athanassiadou, C.J., Kappos, A.J., & Lekidis, V.A. (2007). Site-dependent design spectra and strength modification factors, based on records from Greece. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 27 (11), 1012–1027.
- Kausel, E. (1974). Forced vibrations of circular foundations on layered media. *Rpt. No. R74-11*, Dept. of Civil Engrg., MIT, Cambridge, Mass.
- Kausel, E., & Pais, A. (1987). Stochastic deconvolution of earthquake motions. *ASCE J. Engrg. Mech.* 113 (2), 266-277.

- Kausel, E., Whitman, R.V., Morray, J.P., & Elsabee, F. (1978). The spring method for embedded foundations. *Nuclear Engineering and Design*, 48, 377–392.
- Kent, D. C., & Park, R. (1971). Flexural members with confined concrete. *ASCE Journal of the Structural Division*, 97, 1969–1990.
- Khoshnoudian, F., & Behmanesh, I. (2010). Evaluation of FEMA-440 for including soil-structure interaction. *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, 9, 397-408.
- Kircher, Charles A., Robert, K., Reitherman, & Robert, V. Whitman and Christopher Arnold, (1997b). “Estimation of Earthquake Losses to Buildings. *Earthquake Spectra*, 13, 4.
- Kircher, Charles, A., & Aladdin A. Nassar, Onder Kustu & William T. H. (1997a). Development of Building Damage Functions for Earthquake Loss Estimation. *Earthquake Spectra*, Vol. 13, No. 4.
- Krawinkler, H, & Nassar, A.A. Seismic design based on ductility and cumulative damage demands and capacities. In: Fajfar P, Krawinkler H, editors. Nonlinear seismic analysis and design of reinforced concrete buildings. New York: Elsevier Applied Science; 1992.
- Krawinkler., H. (1998). Pros and cons of pushover analysis of seismic performance evaluation. *Engineering structures*, Vol. 20.
- Kunnath, S. K. (2004). Identification of modal combinations for nonlinear static analysis of building structures. *Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering*, 19, 282-295.
- Lam, N., Wilson, J. & Hutchinson, G. (1998). The ductility reduction factor in the seismic design of buildings. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 27 (7), 749-769
- Langton, D.D. (1999). The PANDA lightweight penetrometer for soil investigation and monitoring material compaction *Ground Engineering*, Septembre, 33-37.
- Lawson, R.S., Vance, V. & Krawinkler, H. (1994). “Nonlinear static push-over analysis - why, when, and how?.” Proceedings of the Fifth U.S. National Conference on Earthquake Engineering, Earthquake Engineering Research Institute, Oakland, California, I, Vol I: 283-292.
- Lee, K., & Foutch, D.A. (2006). Seismic evaluation of steel moment frame buildings designed using different Rvalues. *Journal of Structural Engineering*, 132 (9), 1461–1472.
- Lee, S. H. (1990). Regression models of shear wave velocities. *Journal of the Chinese Institute of Engineers*, 13, 519–32.
- Lestuzzi, P., Schwab, P., Koller, M., & Lacave, C. (2004). *How to choose earthquake recordings for non-linear seismic analysis of structures*. Proceedings of 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver.

- Luc, L. (2002). *Etude d'une méthode de diagnostic de digues avec prise en compte du risque de liquéfaction*. Thèse de doctorat, Université Blaise Pascal –Clermont II. 2002
- Luco, J. (1980a). *Soil-structure interaction and identification of structural models*. In Proceedings of the ASCE Specially Conference in Civil Engineering and Nuclear Power, Tennessee, TN.
- Luco, J.E. (1980b). Linear soil-structure interaction,” in Soil-structure interaction: The status of current analysis methods and research, J.J. Johnson, ed., Rpt. No. NUREG/CR-1780 and UCRL-53011, U.S. Nuclear Regulatory Com., Washington DC and Lawrence Livermore Lab., Livermore, CA.
- Mara, T.A., & Tarantola, S. (2008). Application of global sensitivity analysis of model output to building thermal simulations. *Journal of Building Simulation*, 1, 290-302.
- Masi, A. (2003). Seismic vulnerability assessment of gravity load designed R/C frames. *Bulletin of Earthquake Engineering*, 13, 371-395.
- Mayne, P.W., & Rix, G.J. (1995). Correlations between cone tip resistance and shear wave velocity in natural clay. *Soils and Foundations*, 35 (2), 107 – 110.
- Mayne, P.W., & Rix, G.J. (1995). Correlations between shear wave velocity and cone tip resistance in natural clays. *Soils Found*, 35 (2), 107–110
- McKay, M.D., Morrison J. D. et Upton S. C. (1999). Evaluating prediction uncertainty in simulation models. *Computer Physics Communications*, 117, 44-51.
- Mekki, M., & Elachachi, S. M. (2011). *Prise en compte de l'interaction sol structure dans le cadre d'une approche capacitive d'estimation de la performance sismique de structures en B.A*. Rencontres de l'AUGC, Tlemcen, Algerie, 29–31 Mai.
- Mekki, M., & Elachachi, S. M. & Breysse, D. (2014). *Effets de l'interaction sol-structure et de la variabilité du sol sur les structures en B.A dans le cadre d'une approche performantielle*. 8<sup>ème</sup> Journées Nationales de Fiabilité des Matériaux et des Structures, Aix-en-Provence, France, 09–10 Avril.
- Menegotto, M., & Pinto, P. E. (1973). *Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behavior of elements under combined normal force and bending*. In Proceedings IABSE Symposium on resistance and ultimate deformability of structures acted on by well-defined repeated loads (pp. 15–22). Lisbon, Portugal.
- Menglin, L., Huaifeng, W., Xi, C., & Yongmei, Z. (2011). Structure–soil–structure interaction: Literature review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering* 31, 1724–1731.
- Menglin, L., Huaifeng, W., Xi, C., & Yongmei, Z. (2011). Structure-soil-structure interaction: Literature review. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, 31, 1724–1731.
- Miranda, E. (1999). Approximate seismic lateral deformation demands in multistory buildings. *J. Struct. Eng.*, 125 (4), 417–425.

- Miranda, E. (2000). Inelastic Displacement Ratios for Structures on Firm Sites. *Journal of Structural Engineering*, 126, 1150-1159.
- Miranda, E., & Bertero, V.V. (1994). Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design. *Earthquake Spectra*, 10 (2), 357–379.
- Miranda, E., & Bertero, V.V. (1994). Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design. *Earthquake Spectra*, 10 (2), 357–379.
- Miranda, E., & Bertero, V.V. (1994). Evaluation of strength reduction factors for earthquake resistant design. *Earthquake Spectra*, 10 (2), 357–379.
- Mwafy, A. M., & Elnashai, A. S. (2001). Static pushover versus dynamic. *Engineering Structures*, 23, 407-424.
- Mwafy, A. M., & Elnashai, A. S. (2001). Static pushover versus dynamic. *Engineering Structures*, 23, 407-424.
- Mylanokis, G., & Gazetas, G., (2000). Seismic Soil-Structure Interaction: Beneficial or Detrimental?, *Journal of Earthquake Engineering*, Imperial College Press, 4 (3), 277-301.
- Naeim, F., Alimoradi, A., & Pezeshk, S. (2004). Selection and scaling of ground motion time histories for structural design using genetic algorithms. *Earthquake Spectra*, 20, 413-426.
- NEHRP. (1997). Recommended Provisions for Seismic Regulations for New Buildings and Other Structures, Parts 1 and 2, Building Seismic Safety Council, Washington DC.
- NEHRP. (2003). Building seismic safety council NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures. Washington, DC: FEMA 450.
- NEHRP. (2003). *Building seismic safety council NEHRP recommended provisions for seismic regulations for new buildings and other structures*. Washington, DC: FEMA 450.
- Newmark, N.M., & Hall, W.J., (1982). Earthquake Spectra and Design, Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, CA.
- Ohta, Y., & Goto, N. (1978). Empirical Shear Wave Velocity Equations in terms of Characteristics Soil Indexes. *Earthq. Eng. & Structural Dyn.*, (6), 167-187.
- Park, Y.J., Ang, A.H.S., & Wen, Y.K. (1985). Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings. *Journal of Structural Engineering ASCE*, 111(4), 740–57.
- Peláez, J., Hamdache, M., & Casado, C. (2006). Seismic Hazard in Terms of Spectral Accelerations and Uniform Hazard Spectra in Northern Algeria. *Pure and Applied Geophysics*, 163, 119–135.
- Peláez, J.A., Hamdache, M., & Casado, C.L. (2005). Updating the Probabilistic Seismic Hazard Values of Northern Algeria with the 21 May 2003

- Preisig M. & Jeremić B. (2005). Nonlinear finite element analysis of dynamic soil-foundation-structure interaction. Technical report, University of California, Davis.
- Priestley, M. J. N., & Park R. (1987). Strength and Ductility of Concrete Bridge Columns Under Seismic Loading. *ACI Structural Journal*, 84 (1), 61-76.
- Priestley, M., & Ordaz Park, R. (1987). Strength and ductility of concrete bridges columns under seismic loading. *ACI Structural Journal*, 84, 61–76.
- Priestley, N. (2000). Performance Based Seismic Design. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Papier N°. 2831, Auckland, Nouvelle Zélande.
- Qi, X., & Moehle J.P. (2002). Displacement design approach for reinforced concrete structures subjected to earthquakes, report N° UCB/EERC-91/02, Earthquake Engineering Research Center, University of California at Berkeley, CA, USA.
- Rainer, J. H. (1975). Damping in dynamic structure-foundation interaction. *Canadian Geotechnical Journal*, 12, 13-22.
- Risk-UE. (2003). *An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different European towns*, WP4: Vulnerability of current buildings.
- Rodriguez, M., & Montes, R. (2000). Seismic response and damage analysis of buildings supported on flexible soils. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 29, 647–665.
- Roesset, J.M. (1980). A review of soil-structure interaction, *Soil-structure interaction: The status of current analysis methods and research*, J.J. Johnson, ed., Rpt. No. NUREG/CR-1780 and UCRL-53011, U.S. Nuclear Regulatory Com., Washington DC, and Lawrence Livermore Lab., Livermore, CA.
- Rossetto, T. & Elnashai, A. S. (2003). “Derivation of vulnerability functions for European -type RC structures based on observational data. *Engineering Structures*. 25, 1241–1263.
- Rossetto, T., & Elnashai, A. S. (2005). “A new analytical procedure for the derivation of displacement-based vulnerability curves for populations of RC structures. *Engineering Structures*. 27, 397–409.
- Roussillon, P. (2006). *Interaction sol-structure et interaction site-ville: aspects fondamentaux et modélisation*. Thèse de doctorat, Ecole doctorale MEGA, Mécanique, Energétique, Génie civil, Acoustique.
- Saiidi, M., & Sözen, M.A. (1981). Simple Nonlinear Seismic Response of R/C Structures, *Journal of Structural Division*, ASCE, 107, 937-952.
- Sanchez-Silva, M., & García, L., (2001). Earthquake damage assessment based on fuzzy logic and neural networks. *Earthquake Spectra*, 17, 89–112.
- Schnabel, P.B., Lysmer, J., & Seed, H.B. (1972). SHAKE: A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Soil Deposits. *Rpt. No.*

- UCB/EERC-72/12, Earthquake Engrg. Research Ctr., Univ. of California; 1991 modifications by Idriss, I.M. and Sun, J.I.
- Schwieger, V. (2004). Variance-based sensitivity analysis for model evaluation in engineering surveys. Proceedings of 3rd International Conference on Engineering Surveying, Bratislava, Slovaquie, 11-13 novembre 2004.
- Seghir A. (2011). *Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure -Application à l'étude des barrages poids en béton*. Thèse de doctorat, Université de Béjaia, Université Paris-Est Marne-la-Vallée.
- Singhal, A., & Kiremidjian, A.S. (1996). Method for probabilistic evaluation of seismic structural damage. *Journal of Structural Engineering*, 122 (12), 1459-1467
- Sobol, I.M. (1993). Sensitivity estimates for nonlinear mathematical models. *Mathematical Modelling and Computational Experiments*, 1, 407-414.
- SOCOTEC, E. (1986). Reconnaissance et étude de risque sismique, site de la Calère, Sidi El Houari. SOCOTEC EXPORT, Oran.
- Stewart, J. P., Seed, R. B., & Fenves, G. L. (1998). Empirical evaluation of inertial soil structure interaction effects (Research Rep. PEER-98/07). UCB.
- Stewart, J.P. & Stewart, A.F. (1997). Analysis of soil-structure interaction effects on building response from earthquake strong motion recordings at 58 sites. *Rpt. No. UCB/EERC-97/01*, Earthquake Engrg. Research Ctr., Univ. of California, Berkeley.
- Su, F., & Aki, K. (1995). Site Amplification Factors in Central and Southern California Determined from Coda Waves, *BSSA*, (85) 2, 452-466.
- Sykora, D. E., & Stokoe, K. H. (1983). Correlations of in-situ measurements in sands of shear wave velocity. *soil dynamics earthquake engineering*, 20, 125–36.
- TAKEDA T., METE A. SOZEN N. NORBY N. (1970). Members ASCE, Reinforced concrete response earthquakes, *Journal of the Structural Division Proceedings of the American Society of Civil Engineers*.
- Tantala, M., & Deodatis, G. (2002). “*Essential Facilities Performance Study for Seismic Scenarios in Manhattan*.” Paper presented at the Urban Hazards Forum: Mitigation – Engineering and Infrastructure, January 22-24, 2002, John Jay College of Criminal Justice, City University of New York, 47p.
- Tassios, T.P. (1989a). Specific Rules for Concrete Structures - Justification Note No. 6: Required Confinement for Columns, Background Document for Eurocode 8 - Part 1, Vol. 2 - Design Rules, CEC DG III/8076/89 EN, 23-49.
- Tassios, T.P. (1989b). Specific Rules for Concrete Structures - Justification Note No. 13: Confined Concrete Constitutive Law, Background Document for Eurocode 8 - Part 1, Vol. 2 - Design Rules, CEC DG III/8076/89 EN, 104-116.

- Tsiambaos, G., & Sabatakakis, N. (2011). Empirical estimation of shear wave velocity from in situ tests on soil formations. *Engineering Geology, Elsevier*, 70, 291-297
- Vachon, C. (1998). The development and use of the PANDA in the United States, Mémoire d'ingénieur CUST, Clermont-Ferrand, France.
- Veletsos, A., & Meek, J. (1974). Dynamic behaviour of building-foundation systems. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 3, 121–138.
- Veletsos, A., & Nair, V. (1975). Seismic interaction of structures on hysteretic foundations. *Journal of the Structural Division (ASCE)*, 101, 109–129.
- Veletsos, A.S. & Verbic, B. (1973). Vibration of viscoelastic foundations. *J. Earthquake Engrg. Struct. Dynamics*, 2 (1), 87-102.
- Veletsos, A.S. & Wei, Y.T. (1971). Lateral and rocking vibrations of footings. *J. Soil Mech. and Foundations Div.*, ASCE, 97 (9), 1227-1248.
- Vidic, T., Fajfar, P., & Fischinger, M. (1994). Consistent Inelastic Design Spectra: Strength and Displacement. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 23, 507–21.
- Waschkowski, E. (1979). Étude expérimentale du comportement d'un pénétromètre dynamique, R. LR Blois.
- Wilson, E. L. (2002). Three Dimensional Static and Dynamic Analysis of structures. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA
- Wolf, J. (1985). Dynamic Soil-Structure Interaction. Prentice Hall, Englewood Cliffs, New Jersey.
- Wolf, J. & Deeks A.J. (2004). Foundation Vibration Analysis: *A Strength-of-Materials Approach*, Elsevier Linacre House, Jordan Hill, Oxford.
- Yoshimura, C., Bielak, J., & Hashida, Y. (2003). Domain reduction method for three-dimensional earthquake modeling in localized regions. Part II : Verification and examples. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 93 (2), 825–840.
- Zhang, Y., Yang, Z., Bielak, J., Conte, J.P., & Elgamal, A. (2003). Treatment of seismic input and boundary conditions in nonlinear seismic analysis of a bridge ground system. In 16th ASCE Engineering Mechanics Conference, July 16th-18th, University of Washington, Seattle.



# Approche probabiliste dans la détermination des courbes de vulnérabilité des structures en génie civil

---

## Résumé :

Dans le contexte du calcul sismique basé sur la notion de performance, les ingénieurs se trouvent confrontés à une tâche difficile pour estimer la performance et évaluer les risques des systèmes sol-structure en interaction. Afin d'accomplir cette tâche avec succès, toutes les sources d'incertitudes aléatoires et épistémiques doivent être prises en compte au cours du processus de conception. Ainsi, des méthodes appropriées sont nécessaires pour l'étude de la propagation de l'incertitude des paramètres du système décrivant la structure, le sol, et les charges appliquées aux réponses structurelles en définissant des états limites de performance. L'objectif de cette thèse est de contribuer à l'étude du comportement sismique des structures en interaction avec le sol et d'offrir de nouveaux outils pour le traitement de problèmes pertinents, orientés vers la nouvelle philosophie de conception parasismique des structures : la conception basée sur la performance (performance-based design). Cet axe de recherche structure ce travail de doctorat. La problématique s'inscrit dans le cadre de proposition de modèles simplifiés afin d'aborder un problème compliqué tel que l'interaction sol-structure (ISS). Le comportement non linéaire de la structure est déterminé par une approche capacitive basée sur la performance sismique telle que la méthode N2 proposée par P. Fajfar. Dans sa version originale, cette méthode considère que la structure est encastree à sa base, négligeant ainsi l'ISS. Il s'agit d'une extension de la méthode N2 et que nous appellerons N2-ISS. A notre connaissance, il n'existe pas d'études qui ont intégré l'ISS dans ce type de formalisme. Pour examiner la validité et la fiabilité du modèle présenté, une analyse comparative a été faite entre l'approche que nous proposons et trois autres méthodes: 1) la méthode introduite dans le code BSSC 1997, 2) la méthode proposée par Avilès & Perez-Rocha (2003) ainsi que 3) la méthode dynamique temporelle non linéaire. Les résultats obtenus ont montré que la réponse en déplacement de la structure était assez proche dans les quatre méthodes.

Les courbes de fragilité sont établies en tenant compte des effets de l'ISS et des incertitudes associées au chargement (mouvement du sol), aux propriétés de la structure, du sol, et de la fondation (impédances, ...). L'incertitude épistémique est également considérée de manière indirecte suite à la comparaison entre deux procédures d'évaluation des états d'endommagements (Méthode de Park & Ang et Méthode de RISK-UE). L'étude a abouti aussi à une caractérisation préliminaire du risque sismique dans une partie de la ville d'Oran dont les caractéristiques géologiques et géotechniques étaient disponibles. Cette étude a permis la cartographie du dommage et d'étudier la vulnérabilité sismique des bâtiments.

**MOTS-CLÉS :** *Performance, interaction sol-structure, incertitudes, variabilité, fragilité dommage, risque sismique.*

## Abstract:

In the context of performance-based earthquake engineering (PBEE), a challenging task for structural engineers is to provide performance and risk assessment for structures or soil-structure interaction (SSI) systems. In order to fulfill this task successfully, all relevant sources of aleatory and epistemic uncertainties must be accounted for during the design process. Thus, proper methods are required for the study of uncertainty propagation from model parameters describing the structure, the soil, and the applied loads to structural responses by defining some performance limit states. The objective of this thesis is to contribute to the study of the seismic behavior of structures interacting with soil and provide new tools for the treatment of relevant issues facing the new philosophy of seismic design of structures: performance-based design. The objective of this thesis is to contribute to the study of the seismic behavior of structures interacting with soil and provide new tools for the treatment of relevant issues facing the new philosophy of seismic design of structures: (performance-based design). This research structure this doctoral work. The issue is part of proposed simplified models to address a complicated problem such as soil-structure interaction (SSI). The nonlinear behavior of the structure is determined by a capacitive approach based on the seismic performance as N2 method proposed by P. Fajfar. In its original version, this method considers that the structure is fixed at its base, thus neglecting the ISS. The new proposed method called N2-SSI is an extension of the N2 method. To our knowledge, there are no studies that have joined the SSI ISS in this type of formalism. The proposed approach is validated and compared with time history analysis, Building Seismic Safety Council (BSSC) method (NEHRP, 2003), and a method proposed by Aviles and Perez-Rocha (2003). The results obtained showed that the response displacement of the structure was fairly close in the four methods.

The fragility curves are established taking into account the effects of the ISS and different uncertainty sources: the load (input ground motion), the soil, the structure and the SSI (impedances, ...). Epistemic uncertainty was investigated through comparison between two different approaches in assessing damage states (Park and Ang and Risk-UE). The study also resulted in a preliminary characterization of the seismic risk in a part of the Oran city, where geological and geotechnical characteristics were available. This study allowed the mapping of the damage and the study of the seismic vulnerability of buildings.

**KEYWORDS:** *Performance, soil-structure interaction, uncertainties, variability, fragility, damage, seismic risk analysis.*