

الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية  
République Algérienne Démocratique et Populaire  
وزارة التعليم العالي و البحث العلمي  
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

Université Mohamed Khider- Biskra

Faculté des sciences et de la technologie

Département : Génie mécanique

Réf :.....



جامعة محمد خيضر بسكرة

جامعة محمد خيضر بسكرة

كلية العلوم و التكنولوجيا

قسم: الهندسة الميكانيكية

المرجع:.....

Mémoire présenté en vue de l'obtention  
Du diplôme de

**Magister**  
**GENIE MECANIQUE**

Spécialité : Dynamique et contrôle des structures et des systèmes

**Contribution à l'étude de l'interaction et l'isolation dynamique des structures**

Présenté par :

**Achouri Abderrahim**

Soutenu publiquement le .....

**Devant le jury composé de :**

Pr. Boumerzoug Zakaria

Dr.Tati Abdelouaheb

Dr.Ounis Abdelhafid

Pr. Amrane Mohamed Nadir

Professeur

M.C. (A)

M.C. (A)

Professeur

Président

Examineur

Examineur

Rapporteur

Université de Biskra

Université de Biskra

Université de Biskra

Université de Biskra

## Dédicaces

*« Je dédie ce travail :  
à toute ma famille, mon père, ma mère,  
et mes frères et sœurs,  
à tous les amis et proches et  
à toute personne ayant contribué à ce  
travail de près ou de loin. »*

## Remerciements

*Je remercie en premier lieu **ALLAH** qui m'a donné le courage et la volonté afin de poursuivre des études en post-graduation.*

*J'adresse ici mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance à mon encadreur Professeur **AMRANE Mohamed Nadir** qui m'a permis d'entreprendre cette recherche, ses conseils, pour ses encouragements ainsi que son soutien effectif qu'il n'a cessé de m'apporter tout au long de ce travail.*

*J'exprime ma vive reconnaissance au Professeur **BOUMERZOUG Zakaria** pour m'avoir fait l'honneur d'accepter la présidence du jury.*

*Je remercie également Docteur **OUNIS Abdelhafid** et Docteur **TATI Abdelouaheb** pour l'intérêt qu'ils ont bien voulu manifester à l'égard de ce travail, en acceptant d'examiner ce mémoire et de faire partie du jury.*

## ملخص

الجواب الديناميكي للهياكل يتعلق بطبيعة حركة التربة ، الخاصية الميكانيكية و الفيزيائية للهيكل و التربة، الحالة والموقع الحضري للبنية. إذن، هناك تفاعل بين الهيكل والوسط الخارجي . الطريقة الأكثر جذرية لتحديد هذا التفاعل هي اعتبار الهيكل مثبت ومعزول كلياً عن التربة ، هذه الفرضية صالحة عندما تكون تربة الأساس قليلة التشوه بالنسبة للهيكل، مثلاً هيكل موضوع فوق تربة صخرية . الهدف من هذه الدراسة المقدمة هو معرفة تأثير التفاعل تربة-هيكل و هيكل-تربة-هيكل على تصرف الجواب الديناميكي و الهبوط أ لاستاتيكي هذه الدراسة تبين أهمية كذلك التأثيرات الخارجية على الهياكل. الدراسة تمت بالاعتماد على قانون بلاكسيس ذي البعدين و ساب 2000 ذي الثلاث أبعاد ، النمذجة تمت باستعمال طريقة العناصر المنتهية و طريقة العناصر النصف منفصلة، تصرف التربة والهيكل يكون مرناً و مرناً بلدانه .

**كلمات المفتاح:** الجواب الديناميكي، التفاعل تربة-هيكل، التفاعل هيكل-تربة-هيكل، قانون بلاكسيس ذو البعدين، ساب 2000 ذو الثلاث أبعاد، طريقة العناصر المنتهية، طريقة العناصر النصف منفصلة.

## Résumé

La réponse dynamique des structures dépend de la nature du mouvement du sol, des propriétés mécaniques et physiques de la structure, de celles du sol, de la situation et de la position dans le site urbain. Il y a donc interaction entre les structures et le milieu extérieur. La procédure la plus radicale pour éliminer le problème de cette interaction est de considérer la structure parfaitement encadrée et isolée dans le sol, cette hypothèse est d'autant plus valable que le sol de fondation est peu déformable vis-à-vis de la structure, par exemple dans le cas d'une structure rigide sur un sol rocheux. L'objectif de la présente étude est la détermination de l'influence de l'interaction sol-structure (ISS) et structure-sol-structure (ISSS) sur le comportement de la réponse dynamique et le tassement statique. Ainsi, cette étude illustre l'importance de la considération des effets externes sur les structures. L'étude est réalisée en utilisant le code PLAXIS<sup>2D</sup> et SAP2000<sup>3D</sup> pour ce qui est de la modélisation par la méthode des éléments finis (MEF). Celle-ci est comparée à la méthode semi-discrète (MSD). Le comportement du sol et des structures est supposé élasto-plastique ou élastique.

**Mots clés:** Réponse dynamique, Interaction Sol-Structure, Interaction Structure-Sol-Structure, PLAXIS<sup>2D</sup>, SAP2000<sup>3D</sup>, MEF, MSD.

## ABSTRACT

The dynamic response of the structures depends on nature of the motion of the soil, the mechanical and physical properties of the structure and those of the soil, the situation and the position in the site town planning. Thus, there is interaction between the structures and the external medium. The most radical procedure to eliminate the problem of this interaction is to consider the structure perfectly embedded and insulates in the soil. This assumption is more valid if the soil of the foundation is not very deformable with respect to the structure, for example, in the case of a rigid structure supported by rock soil. The objective of this study is the determination of the influence of the soil-structure (SSI) and structure-soil-structure interaction (SSSI) on the behavior of the dynamic response and static subsidence. Thus, this study illustrates the importance of the consideration of the external effects on the structures. The modeling is performed by the finite element method (FEM) and the pseudo-discrete method (PDM). A comparison is made between these methods in this work. This study is realized by PLAXIS<sup>2D</sup> and SAP2000<sup>3D</sup> software. The ground and the structures are taken having an elasto-plastic or fully elastic behavior.

**Keys words:** Dynamic response, Soil-Structure Interaction, Structure-Soil-Structure Interaction, PLAXIS<sup>2D</sup>, SAP2000<sup>3D</sup>, FEM, PDM.

## TABLE DES MATIERES

Remerciements .....	i
ملخص.....	iii
Résumé .....	iv
Abstract.....	v
Table des matières.....	vi
Liste des figures.....	ix
Liste des tableaux .....	xi
Notations et abréviations .....	xii
Introduction générale .....	1

### **CHAPITRE I : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

I.1. Interaction sol-structures .....	4
I.1.1. Introduction .....	4
I.1.2. Modélisation de l'interaction sol-structures .....	4
I.1.2.1. Comportement du matériau de la structure .....	4
I.1.2.2. Comportement des sols .....	4
I.1.2.3. Comportement de l'interface.....	4
I.1.2.4. Contact sol-structures .....	5
I.1.3. Modélisation des interfaces .....	8
I.1.3.1. Approche de type contact .....	8
I.1.3.2. Approche de type couche mince.....	11
I.1.4. Étude en laboratoire de l'interaction sol-structures .....	12
I.1.5. Modélisation d'un bâtiment sur fondations superficielles.....	12
I.1.6. Conclusions .....	14
I.2. Interaction structure -sol -structure: Revue de littérature.....	15
I.2.1. Introduction .....	15
I.2.2. Histoire .....	17
I.2.3. Méthode numérique-analytique .....	17
I.2.4. Méthode numérique .....	20
I.2.4.1. Méthode des éléments finis .....	20
I.2.4.2. Méthode d'élément de frontière .....	22
I.2.4.3. Méthode des éléments finis et des éléments de frontières .....	23
I.2.5. Expérience.....	24
I.2.6. Observation de prototype .....	25
I.2.7. Programmes .....	26
I.2.8. Conclusions .....	26

### **CHAPITRE II : DYNAMIQUE DE L'INTERACTION INERTIELLE SOL-STRUCTURE**

II.1. Introduction.....	28
II.2. Formulation de la méthode des éléments discrets .....	29
II.3. Calcul des impédances de fondation .....	34

II.3.1. Impédance d'une fondation de forme rectangulaire .....	35
II.3.2. Impédance d'une fondation enterrée .....	35
II.4. Conclusion .....	37
<b>CHAPITRE III : PRATIQUE DES ÉLÉMENTS FINIS EN GÉOTECHNIQUE</b>	
III.1. Introduction .....	38
III.2. Méthode des éléments finis .....	38
III.2.1. Historique .....	38
III.2.2. Concepts de base .....	39
III.2.3. Calculs par la MEF .....	39
III.2.4. Formulation d'interaction par la MEF .....	40
III.2.4.1. Position et formulation locale .....	40
III.2.4.2. Formulation variationnelle .....	41
III.2.4.3. Discrétisation du domaine étudié .....	42
III.3. Présentation de PLAXIS .....	44
III.3.1. Le code éléments finis PLAXIS .....	44
III.3.2. Options par défaut et solutions approchées [Annexe] .....	45
III.3.3. Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS .....	47
III.3.3.1. Introduction .....	47
III. 3.3.2. Comportement élasto-plastique .....	48
III. 3.3.3. Modèle élastique linéaire .....	49
III. 3.3.4. Modèle de Mohr-Coulomb .....	51
III.4. La théorie de la dynamique dans le code PLAXIS .....	54
III.4.1. Équations de base pour le comportement dynamique .....	54
III.4.2. Vitesses d'onde .....	56
III.4.3. Pas de temps critique .....	57
III.4.4. Modèles frontières .....	57
III.4.5. Frontières absorbantes .....	58
III.4.6. Contraintes initiales et incréments des contraintes .....	58
III.5. Conclusion .....	59
<b>CHAPITRE IV: MODELISATION DE L'INTERACTION STRUCTURALE</b>	
IV.1 Introduction .....	60
IV.2. Partie I : Interaction sol-structure.....	61
IV.2.1. Effet de l'interface sol-structure.....	61
IV.2.1.1. Géométrie de l'exemple étudié .....	62
IV.2.1.2. Caractéristiques des matériaux.....	63
IV.2.1.3. Caractéristiques de la charge .....	64
IV.2.1.4. Résultats et discussions .....	64
IV.2.2. Effet de site .....	67
IV.2.2.1. Géométrie de l'exemple étudié.....	68
IV.2.2.2. Caractéristiques des matériaux .....	69
IV.2.2.3. Résultats et discussions.....	70
IV.3. Partie II : Interaction structure-sol-structure .....	73
IV.3.1. Géométrie de l'exemple étudié .....	74

IV.3.2. Caractéristiques des matériaux .....	74
IV.3.3. Valeurs numériques des caractéristiques du système semi-discret .....	75
IV.3.4. Caractéristiques des charges .....	76
IV.3.5. Résultats et discussions .....	77
IV.3.5.1. Analyse statique .....	77
IV.3.5.2. Analyse dynamique .....	78
IV.3.5.2.1. Charge appliquée au niveau de la fondation (point A) .....	78
IV.3.5.2.2. Charge appliquée au niveau du sommet (point C) .....	81
IV.3.5.2.3. Charge appliquée au niveau du substratum.....	82
IV.3.5.2.3.1. Charge harmonique.....	82
IV.3.5.2.3.2. Charge sismique .....	85
<b>CONCLUSION GENERALE</b> .....	<b>88</b>
<b>REFERENCES</b> .....	<b>89</b>
<b>ANNEXE</b> .....	<b>93</b>

## LISTE DES FIGURES

### CHAPITRE I : ÉTUDE BIBLIOGRAPHIQUE

<b>Figure I.1</b> : Exemple des situations d'interface .....	5
<b>Figure I.2</b> : Modélisation du contact .....	6
<b>Figure I.3</b> : Modes de déformation de l'interface .....	7
<b>Figure I.4</b> : Élément joint de type Goodman.....	8
<b>Figure I.5</b> : Élément joint de type ressorts.....	9
<b>Figure I.6</b> : Modèle de Mohr-Coulomb.....	10
<b>Figure I.7</b> : Analyse du comportement d'un ouvrage simple: de la structure et du sol.....	12
<b>Figure I.8</b> : Ensemble nombreux des gratte-ciel dans un espace minuscule.....	15
<b>Figure I.9</b> : Modèle d'expérience .....	24

### CHAPITRE II : DYNAMIQUE DE L'INTERACTION INERTIELLE SOL-STRUCTURE

<b>Figure II.1</b> : Géométrie et décomposition du problème d'interaction sol-structure: (a) système d'interaction sol-structure, (b) interaction cinématique, (c) interaction inertielle .....	29
<b>Figure II.2</b> : Système à un seul degré de liberté (semi-discret) .....	30
<b>Figure II.3</b> : Modèle simplifié d'un oscillateur simple à 1 degré de liberté .....	32
<b>Figure II.4</b> : Influence des paramètres adimensionnels du système à un 1SDDL ( $\bar{m} = 3$ , $\nu = 0.33, \xi = 0.025, \xi_g = 0,05$ ): (a)Fréquence naturelle, (b)Amortissement .....	33
<b>Figure II.5</b> : Influence des paramètres adimensionnels du système à un 1SDDL ( $\bar{h} = 1$ , $\nu = 0.33, \xi = 0.025, \xi_g = 0,05$ ): (a)Fréquence naturelle, (b)Amortissement .....	33
<b>Figure II.6</b> : Influence des paramètres adimensionnels du système à un 1SDDL ( $\bar{h} = 1$ , $\nu = 0.33, \xi = 0.025, \xi_g = 0,05$ ) .....	34
<b>Figure II.7</b> : Fondation cylindrique enterrée dans une couche de sol surmontant une assise rigide.....	36

### CHAPITRE III : PRATIQUE DES ÉLÉMENTS FINIS EN GÉOTECHNIQUE

<b>Figure III.1</b> : Système de deux corps en contact .....	41
<b>Figure III.2</b> : Discrétisation du domaine $\Omega$ et de l'interface $\Gamma_i^e$ .....	42
<b>Figure III.3</b> : Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique .....	48
<b>Figure III.4</b> : Représentation du comportement élastique parfaitement plastique .....	48
<b>Figure III.5</b> : Représentation du comportement élastoplastique avec écrouissage .....	49
<b>Figure III.6</b> : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.....	50
<b>Figure III.7</b> : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique linéaire .....	50
<b>Figure III.8</b> : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb.....	51
<b>Figure III.9</b> : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour $e=0$ .....	51
<b>Figure III.10</b> : Fenêtre des paramètres de Mohr- Coulomb .....	52
<b>Figure III.11</b> : Définition du modèle à 50% de la rupture.....	52

## CHAPITRE IV: MODELISATION DE L'INTERACTION STRUCTURALE

<b>Figure IV.1</b> : Méthodologie de l'étude de la partie 1 .....	<b>61</b>
<b>Figure IV.2</b> : Coupe longitudinale du cas étudié .....	<b>62</b>
<b>Figure IV.3</b> : Mécanisme de maillage du cas étudié .....	<b>62</b>
<b>Figure IV.4</b> : Caractéristique du séisme (Parkfield-Californie) .....	<b>64</b>
<b>Figure IV.5</b> : Effet de l'interface sur le tassement statique (cas de sable) .....	<b>65</b>
<b>Figure IV.6</b> : Effet de l'interface sur le tassement statique (cas d'argile) .....	<b>65</b>
<b>Figure IV.7</b> : Effet de l'interface sur la réponse sismique (cas d'argile) .....	<b>66</b>
<b>Figure IV.8</b> : Effet de l'interface sur l'effort de cisaillement (V) (cas d'argile) .....	<b>66</b>
<b>Figure IV.9</b> : Effet de l'interface sur la réponse dynamique (cas de sable) .....	<b>67</b>
<b>Figure IV.10</b> : Effet de l'interface sur l'effort de cisaillement (V) (cas de sable) .....	<b>67</b>
<b>Figure IV.11</b> : Coupe longitudinale du cas étudié .....	<b>68</b>
<b>Figure IV.12</b> : Système à un seul degré de liberté (semi-discret) .....	<b>68</b>
<b>Figure IV.13</b> : Réponse de massif du sol monocouche .....	<b>70</b>
<b>Figure IV.14</b> : Effet de la flexibilité de sol sur la période .....	<b>71</b>
<b>Figure IV.15</b> : Effet de la flexibilité du sol sur l'effort de cisaillement .....	<b>71</b>
<b>Figure IV.16</b> : Réponse de massif du sol bicouche .....	<b>72</b>
<b>Figure IV.17</b> : Effet de flexibilité de la deuxième couche sur l'effort de cisaillement .....	<b>72</b>
<b>Figure IV.18</b> : Méthodologie de l'étude de la partie 2 .....	<b>73</b>
<b>Figure IV.19</b> : Coupe longitudinale et vue en plan du cas étudié .....	<b>74</b>
<b>Figure IV.20</b> : Influence de la distance sur le tassement statique entre deux structures voisines (distance nulle, la structure est isolée) .....	<b>77</b>
<b>Figure IV.21</b> : Influence de la densité sur le tassement statique (densité=1, la structure est isolée) .....	<b>77</b>
<b>Figure IV.22</b> : Réponse d'une structure isolée (Point A) .....	<b>78</b>
<b>Figure IV.23</b> : Réponse horizontale et verticale de deux structures voisines (d=6m) .....	<b>79</b>
<b>Figure IV.24</b> : Effet de la distance entre deux structures voisines .....	<b>80</b>
<b>Figure IV.25</b> : Réponse d'une structure isolée (Point A) .....	<b>81</b>
<b>Figure IV.26</b> : Réponse horizontale et verticale de deux structures voisines (d=6m) .....	<b>81</b>
<b>Figure IV.27</b> : Réponse d'une structure isolée au sommet de la structure .....	<b>82</b>
<b>Figure IV.28</b> : Effet de la distance entre deux structures voisines sous charge harmonique .....	<b>82</b>
<b>Figure IV.29</b> : Effet de la distance sur l'effort de cisaillement sous chargement harmonique .....	<b>83</b>
<b>Figure IV.30</b> : Effet de la densité sur la réponse au sommet de la structure .....	<b>83</b>
<b>Figure IV.31</b> : Effet de la densité sur l'effort de cisaillement sous chargement harmonique .....	<b>84</b>
<b>Figure IV.32</b> : Réponse d'une structure isolée sous chargement sismique .....	<b>85</b>
<b>Figure IV.33</b> : Effet de la distance sur la réponse au sommet de la structure .....	<b>85</b>
<b>Figure IV.34</b> : Effet de la distance sur l'effort de cisaillement .....	<b>86</b>
<b>Figure IV.35</b> : Effet de la densité sur la réponse au sommet de la structure .....	<b>86</b>
<b>Figure IV.36</b> : Effet de la densité sur l'effort de cisaillement .....	<b>87</b>

## LISTE DES TABLEAUX

### **CHAPITRE II : DYNAMIQUE DE L'INTERACTION INERTIELLE SOL-STRUCTURE**

<b>TAB. II.1</b> : Coefficient de rigidité statique d'une fondation circulaire superficielle reposant sur un demi-espace homogène.....	<b>34</b>
<b>TAB. II.2</b> : Coefficient d'amortissement (coefficients des pistons) d'une fondation circulaire superficielle reposant sur un demi-espace homogène.....	<b>35</b>
<b>TAB. II.3</b> : Calcul du rayon de la fondation circulaire équivalent.....	<b>35</b>
<b>TAB. II.4</b> : Raideur statique d'une fondation cylindrique enterrée dans une couche de sol surmontant une assise rigide.....	<b>36</b>
<b>TAB. II.5</b> : Coefficient d'amortissement (coefficients des pistons) d'une fondation cylindrique enterrée dans une couche de sol surmontant une assise rigide...	<b>36</b>

### **CHAPITRE IV: MODELISATION DE L'INTERACTION STRUCTURALE**

<b>TAB.IV.1</b> : Propriétés des éléments structuraux .....	<b>63</b>
<b>TAB.IV.2</b> : Propriétés du sol.....	<b>63</b>
<b>TAB.IV.3</b> : Propriétés du sol monocouche .....	<b>69</b>
<b>TAB.IV.4</b> : Propriétés du sol bicouche .....	<b>69</b>
<b>TAB.IV.5</b> : Classification des massifs du sol .....	<b>69</b>
<b>TAB.IV.6</b> : Propriétés de structure à base fixée .....	<b>70</b>
<b>TAB.IV.7</b> : Raideurs des sols du modèle semi-discret .....	<b>70</b>
<b>TAB.IV.8</b> : Propriétés de la structure.....	<b>74</b>
<b>TAB.IV.9</b> : Propriétés du sol.....	<b>75</b>
<b>TAB.IV.10</b> : Valeurs des paramètres du système à 1DDL (Semi- discret) .....	<b>75</b>
<b>TAB.IV.11</b> : Période fondamentale du système semi-discret.....	<b>76</b>

## NOTATIONS ET ABRÉVIATIONS

### LETTRES GRECQUES

$\gamma_{\text{dry}}$	[KN/m <sup>3</sup> ]	: Poids volumique Humide unitaire.
$\gamma_w$	[KN/m <sup>3</sup> ]	: Poids volumique saturé.
$\Gamma_i$		: Surface de contact entre deux corps.
$\Delta$	[m]	: Déplacement unitaire.
$\epsilon_v$	[m <sup>3</sup> ]	: Déformation volumique.
$\nu$		: Coefficient de Poisson.
$\nu_u$		: Coefficient de Poisson ultime.
$\nu_{ur}$		: Coefficient de Poisson en charge décharge.
$\sigma_n$	[KN/m <sup>2</sup> ]	: Contraintes normales.
$\sigma_{\text{tension}}$	[KN/m <sup>2</sup> ]	: Résistance à la traction.
$\tau$	[KN/m <sup>2</sup> ]	: Contraintes de cisaillement (tangentielle).
$\bar{\tau}$	[KN/m <sup>2</sup> ]	: Seuil de la contrainte tangentielle.
$\phi$	[°]	: Angle de frottement interne du sol.
$\phi_{cv}$	[°]	: Angle de frottement à volume constant, au pali.
$\phi_u$	[°]	: Angle de frottement ultime.
$\psi$	[°]	: Angle de dilatance du sol.
$\alpha, \beta$		: Coefficients d'amortissement de Rayleigh.

### LETTRES LATINES

$c$	[KN/m <sup>2</sup> ]	: Cohésion du sol.
$d_{eq}$	[m]	: Épaisseur équivalente.
$D$	[m]	: Profondeur.
$e$	[m]	: Épaisseur.
$E$	[KN/m <sup>2</sup> ]	: Module d'Young.
$E_{\text{increment}}$	[KN/m <sup>2</sup> /m]	: Augmentation de la rigidité.
$E_{\text{ref50}}$	[KN/m <sup>2</sup> ]	: Module sécant dans un essai triaxial.
$E_{\text{refoed}}$	[KN/m <sup>2</sup> ]	: Module tangent dans un essai oedométrique.
$E_{\text{refur}}$	[KN/m <sup>2</sup> ]	: Module en décharge.
$EA$	[KN]	: Rigidité axiale.
$EI$	[KNm <sup>2</sup> ]	: Rigidité de flexion.
$F_i$	[KN]	: Force de volume.
$\{F\}$	[KN]	: Vecteur de force de liaison.
$G$	[KN/m <sup>2</sup> ]	: Module de cisaillement.
$G_u$	[KN/m <sup>2</sup> ]	: Module de cisaillement ultime.
$G'$	[KN/m <sup>2</sup> ]	: Module de cisaillement effectif.

$K$	$[\text{KN}/\text{m}^3]$	: Coefficient de réaction.
$[K]$		: Matrice de rigidité.
$[M]$		: Matrice de masse.
$[C]$		: Matrice d'amortissement.
$K_0$		: Coefficient des terres au repos.
$K_{0NC}$		: $K_0$ -consolidation.
$K_x$	$[\text{m}/\text{jour}]$	: Perméabilité horizontale.
$K_y$	$[\text{m}/\text{jour}]$	: Perméabilité verticale.
$L$	$[\text{m}]$	: Longueur.
$L_s$	$[\text{m}]$	: Espacement.
$M$		: Paramètre en fonction de $K_{0NC}$ .
$n$		: Porosité du sol.
$m$		: Puissance.
OCR		: Over-Consolidation Ratio (degré de sur consolidation).
$P$	$[\text{KN}/\text{m}^2]$	: Pression.
$p_{ref}$	$[\text{KN}/\text{m}^2]$	: Contraintes de référence.
$R_f$		: Coefficient à la rupture $q_f/q_a$ .
$R_{inte}$		: Facteur de Rigidité de l'interface.
$S$	$[\text{m}^2]$	: Surface.
$T_i$	$[\text{KN}]$	: Force de surface.
$U$	$[\text{m}]$	: Déplacement.
$\Delta_U$	$[\text{m}]$	: Déplacement relatif.
$\Delta_{Un}$	$[\text{m}]$	: Déplacements relatifs normal.
$\Delta_{Ut}$	$[\text{m}]$	: Déplacements relatifs tangentiel.
$\Delta_{uw}$	$[\text{KN}/\text{m}^2]$	: Surpression interstitielle.
$V_t$		: Champ des déplacements cinématiquement admissibles.
$w$	$[\text{KN}]$	: Poids.
$y_{ref}$	$[\text{m}]$	: Profondeur.
$V_s$	$[\text{m}/\text{s}]$	: Vitesse d'onde.
SH		: Ondes de cisaillement.
$\Delta \vec{u}_t$	$[\text{m}/\text{s}]$	: Propagation des ondes.
$u_t$	$[\text{m}]$	: Déplacement horizontal.
$u_y, u_z$	$[\text{m}]$	: Les composantes de déplacement.
$\varepsilon_x, \varepsilon_y, \varepsilon_z$	$[\text{m}]$	: Les déformations.
$\omega$	$[\text{rad}/\text{s}]$	: Pulsation propre.
$\varpi$	$[\text{rad}/\text{s}]$	: Pulsation d'excitation.
$\tilde{\omega}$	$[\text{rad}/\text{s}]$	: Pulsation propre de la structure de base flexible.
$\xi_g$ et $\xi$	$[\%]$	: Amortissement hystérétique du sol et de structure.
$C_h$	$[\text{KG}/\text{S}]$	: Amortissement horizontal (coefficient de piston).
$C_r$	$[\text{KG}/\text{S}/\text{rad}]$	: Amortissement de balancement (coefficient de piston).
$K_h$	$[\text{KN}/\text{m}]$	: Raideur du sol (tamis).
$K_r$	$[\text{KN}*\text{m}/\text{rad}]$	: Raideur du sol (roulis).
$\tilde{T}$	$[\text{s}]$	: Période fondamentale de la structure flexible à la base.
$T_{BF}$	$[\text{s}]$	: Période fondamentale de la structure encastrée à la base.

## ABRÉVIATIONS

<b>ISS</b>	: Interaction Sol-Structure.
<b>ISSS</b>	: Interaction Structure-Sol-Structure.
<b>MEF</b>	: Méthode des Éléments Finis.
<b>BEM</b>	: Boundary Element Method.
<b>MSD</b>	: Méthode Semi-Discrète.
<b>SGBEM</b>	: Symmetric Galerkin Boundary Element Method.
<b>FSFI</b>	: Fondation-Soil-Fondation Interaction.
<b>NPP</b>	: Nuclear Power Plant.
<b>NUPEC</b>	: Nuclear Power Engieneering Corportion.
<b>MITI</b>	: Model Test on Dynamic Cross Interaction.
<b>BNL</b>	: Brookhaven National Laboratory.
<b>DCI</b>	: Dynamic Cross Interaction.
<b>FFT</b>	: Fast Fourier Transform.

## **INTRODUCTION GENERALE**

L'interaction sol-structure (ISS) est une discipline de la mécanique appliquée s'intéressant au développement et à l'investigation des méthodes théoriques et pratiques pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en tenant compte du comportement du sol de fondation. Les effets de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse sismique n'ont été sérieusement pris en considération qu'après le tremblement de terre de 1971 à San Fernando et au début de la construction nucléaire en Californie. Les conséquences catastrophiques de plusieurs récents tremblements de terre dans différentes régions du monde ont posé un problème sérieux aux ingénieurs pour mieux comprendre le comportement sismique des structures en tenant compte de l'effet de l'interaction sol-structure (ISS). L'analyse sismique d'une structure tenant compte des propriétés locales du site, diffère de celle considérée encastree à sa base. De ce fait, il est particulièrement important de considérer l'ISS dans les zones sismiques où la réponse dynamique des sols peut influencer la réponse des structures soumises à l'excitation sismique. De plus, les sites meubles (sol mou) recevant des structures rigides et massives peuvent changer les caractéristiques dynamiques de ces dernières de manière significative [1]-[15]. L'interface sol-fondation influence clairement la réponse dynamique, l'effet du glissement à l'interface ressemble à celui de la plasticité dans le sol en termes de réduction des fréquences dominantes, La plasticité dans le sol et/ou l'interface conduit à une réduction de l'énergie transmise à la superstructure [16]-[24].

L'interaction structure-sol-structure (ISSS) est un champ interdisciplinaire, qui se trouve à l'intersection du comportement dynamique du sol, de la dynamique structurale, de la technologie de tremblement de terre, de la géophysique, de la géomécanique, de la science des matériaux, du calcul numériques et d'autres disciplines et techniques. Le succès de diverses méthodes de la modélisation de l'interaction sol-structure, des théories spécifiques et des installations expérimentales ont favorisé l'étude de l'ISSS. La méthode des éléments finis (MEF) est bien adaptée aux problèmes de génie civil et principalement pour simuler des cas complexes en charge et en géométrie. Jusqu'ici, il y a beaucoup de programmes d'usage universel développés par des sociétés commerciales pour la recherche dans le domaine de technologie; FLAC, PLAXIS, spécifiquement employés fréquemment dans les études de l'ISS et dans le domaine de l'ISSS [25]-[42].

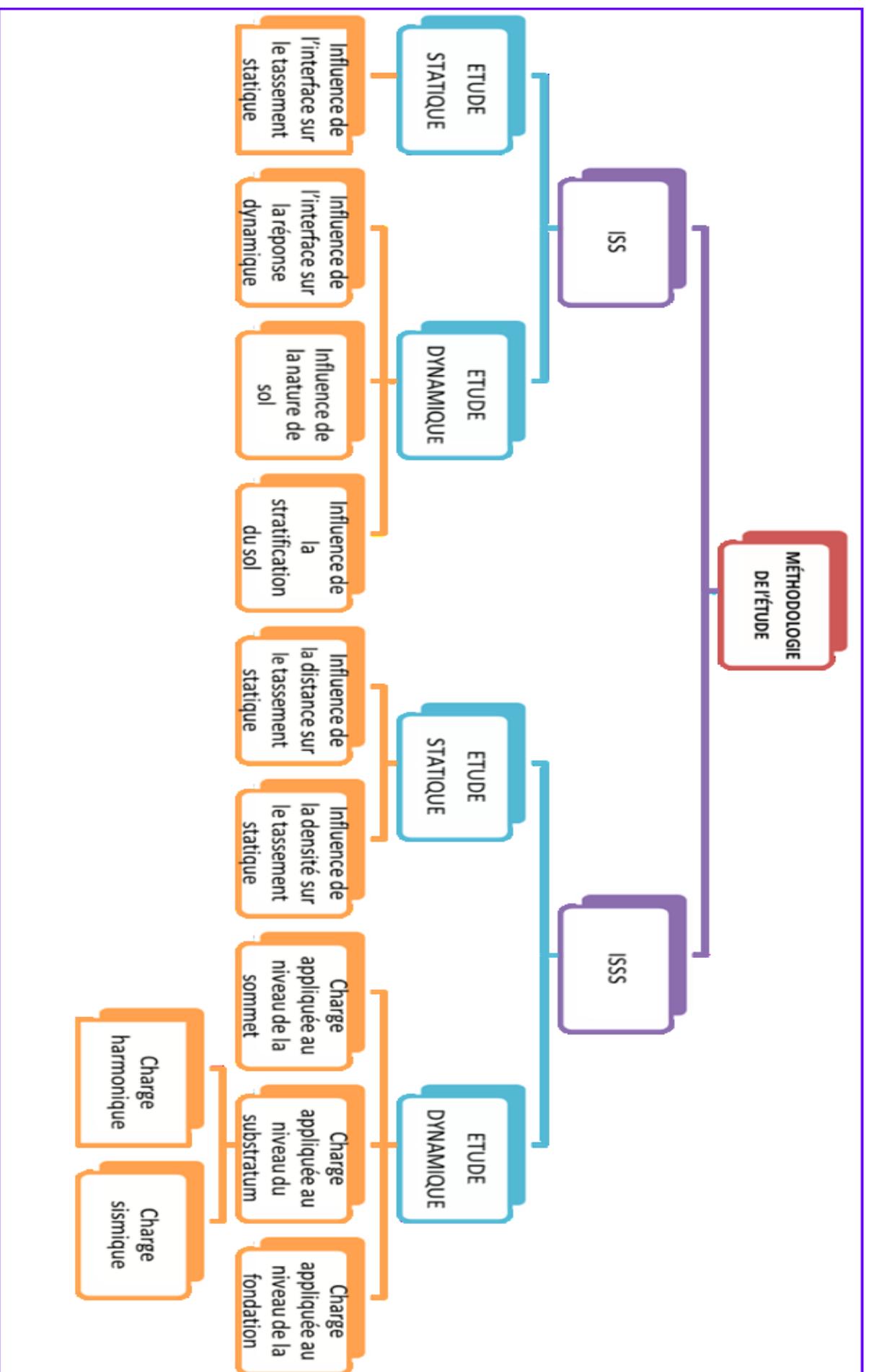
## **Objectif du mémoire**

Le but de ce travail est l'étude de l'influence de l'interaction sol-structure et structure-sol-structure sur le comportement de la réponse dynamique et le tassement statique des structures en interaction. On limite cette étude au niveau de l'influence de l'interface sol-fondation, l'effet de la nature et la stratification du massif du sol, l'effet de la distance entre deux structures voisines et l'effet de la densité des structures voisines.

Pour ce faire le mémoire comporte:

- **Une introduction générale**
- **Le premier chapitre** : Étude bibliographique sur l'interaction sol-structure et structure-sol-structure.
- **Le deuxième chapitre** : Dynamique de l'interaction inertielle sol-structure.
- **Le troisième chapitre** : Pratique des éléments finis en géotechnique.
- **Le quatrième chapitre** : Modélisation de l'interaction structurale.
- **Une conclusion générale**

La méthodologie de ce travail est représentée dans le schéma synoptique suivant :



**Schéma synoptique de la méthodologie du travail**

# **CHAPITRE I**

**ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE**

# CHAPITRE I

## ETUDE BIBLIOGRAPHIQUE

### I.1. INTERACTION SOL-STRUCTURES

#### I.1.1. INTRODUCTION

Tous les ouvrages du génie civil sont en contact avec des sols ou des roches, cette interaction peut être localisée dans les fondations de bâtiment et d'ouvrage d'art, plus complexe dans les soutènements, ou totale dans le cas des tunnels. Les calculs de mécanique des sols ou des roches, qui utilisent la mécanique des milieux continus et la mécanique des solides, n'ont à priori que peu de ressemblances avec ceux de la résistance des matériaux, qui sert au calcul des structures et utilise une représentation des efforts internes par des torseurs (effort normal  $N$ , effort tranchant  $T$  et moment fléchissant  $M$ ). S'il est possible de combiner ces deux approches dans un même calcul, les calculs se font habituellement de façon séparée dans chaque milieu (terrain/structure), avec une représentation simplifiée des conditions d'interface.

#### I.1.2. MODÉLISATION DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURES

##### I.1.2.1. Comportement du matériau de la structure

En général, la structure est constituée de matériaux (béton, acier, bois, ... etc.) dont la rigidité est beaucoup plus importante que celle du sol environnant. Le comportement de ces matériaux peut être décrit par des modèles simples, élastiques ou élasto-plastiques.

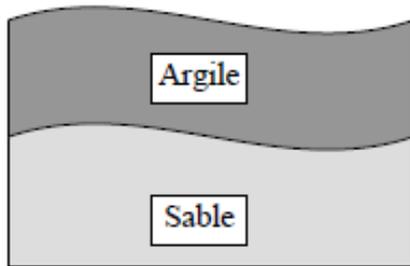
##### I.1.2.2. Comportement des sols

Le comportement des sols est très complexe. En effet, il est essentiellement irréversible, non linéaire, dilatant et dépendant de l'histoire et de la direction des sollicitations. Pour de faibles sollicitations, il peut être décrit par l'élasticité linéaire. Pour des sollicitations moyennes ou fortes, des modèles plus élaborés ont été proposés: des modèles élasto-plastiques avec ou sans écrouissage (Mohr-Coulomb, Lade, Cam-Clay, Nova, ... etc.), ou, des modèles incrémentaux (Duncan, Darve, Mroz, ... etc.).

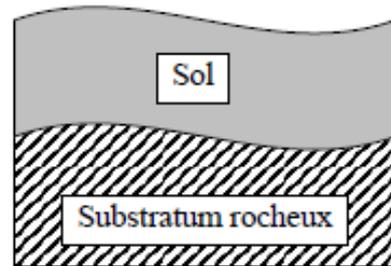
##### I.1.2.3. Comportement de l'interface

Les interfaces sont généralement soumises à de fortes sollicitations de cisaillement, leur comportement est essentiellement non linéaire. Les études proposées par différents auteurs appartiennent à l'une des deux approches principales suivantes :

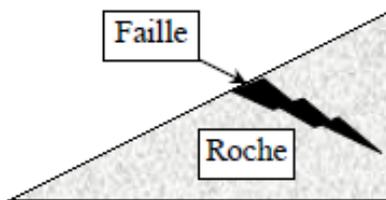
1. Approche de type contact: dans ce cas, l'interface n'a pas d'épaisseur, elle est alors assimilée à un matériau fictif auquel on associe une loi de comportement reliant, en général les contraintes et les déplacements relatifs à l'interaction.
2. Approche de type couche mince : dans cette approche, l'interface est constituée d'une zone de faible épaisseur. Ainsi, on adopte des lois de comportement rhéologique propres à ces zones.



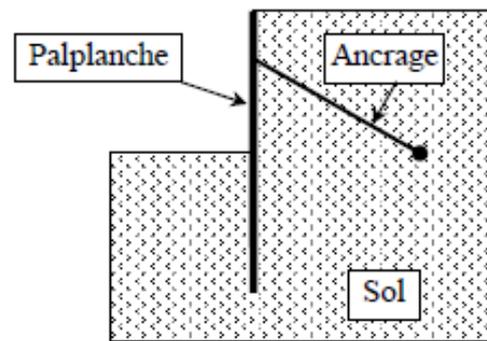
a – Deux types de sols différents.



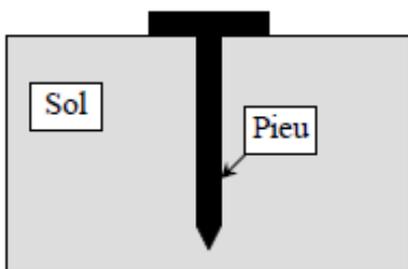
b – Sol-substratum rocheux.



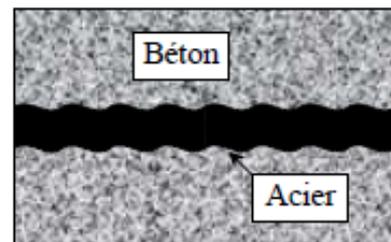
c – Faille entre deux blocs rocheux.



d – Palplanche, ancrage.



e – Pieu.



f – Interaction béton-acier.

Figure I.1 : Exemple des situations d'interface [43].

#### I.1.2.4. Contact sol-structures

Le contact sol-structures peut être modélisé à l'aide du modèle de contact entre deux corps. Afin de proposer une modélisation du contact, nous allons effectuer une discrétisation de la surface de contact. En M, on considère les deux points 1 et 2 appartenant respectivement

à A et B. Dans le repère local  $(\vec{t}, \vec{n})$  :

$$\vec{U}_1 = \begin{Bmatrix} U_t^1 \\ U_n^1 \end{Bmatrix}, \quad \vec{U}_2 = \begin{Bmatrix} U_t^2 \\ U_n^2 \end{Bmatrix}, \quad \vec{\sigma} = \begin{Bmatrix} \tau \\ \sigma_n \end{Bmatrix} \quad (\text{I.1})$$

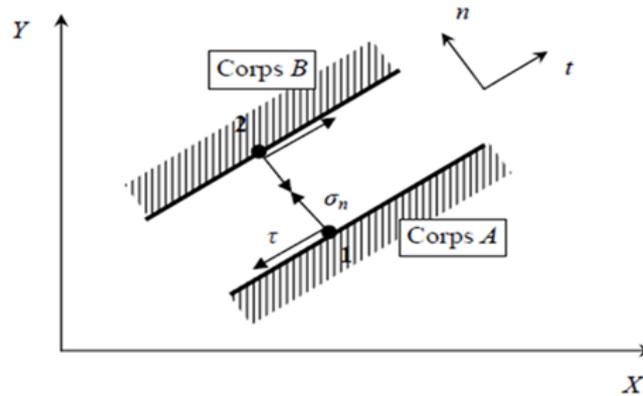


Figure I.2 : Modélisation du contact [25].

La modélisation du contact se caractérise par la vérification de certaines conditions sur la contrainte normale  $\sigma_n$  et la contrainte tangentielle  $\tau$  s'exerçant sur l'élément de contact. De cet état de contrainte  $(\sigma_n, \tau)$  résulte un état de déplacements relatifs tangentiels et normaux  $(\Delta U_t, \Delta U_n)$  caractérisant la cinématique de l'élément d'interface.

$$\Delta U = \begin{cases} U_t = U_t^2 - U_t^1 \\ U_n = U_n^2 - U_n^1 \end{cases} \quad (\text{I.2})$$

Au cours du chargement, le contact entre les corps A et B peut évoluer. Il suit l'un des trois modes suivants :

#### a) Mode adhésion

Dans ce mode (figure I. 3.a), il n'y a pas de déplacement relatif entre les nœuds 1 et 2, on a alors les équations de compatibilité suivantes :

$$\begin{cases} \Delta U_n = 0 \\ \Delta U_t = 0 \end{cases} \quad (\text{I.3})$$

Les contraintes de contact sont alors régies par les conditions :

$$\begin{cases} \sigma_n > 0 \\ \tau < \bar{\tau} \end{cases} \quad (\text{I.4})$$

$\sigma_n$  : La contrainte normale est de compression.

$\tau$  : La contrainte de cisaillement est inférieure au seuil de cisaillement  $\bar{\tau}$ .

### b) Mode glissement

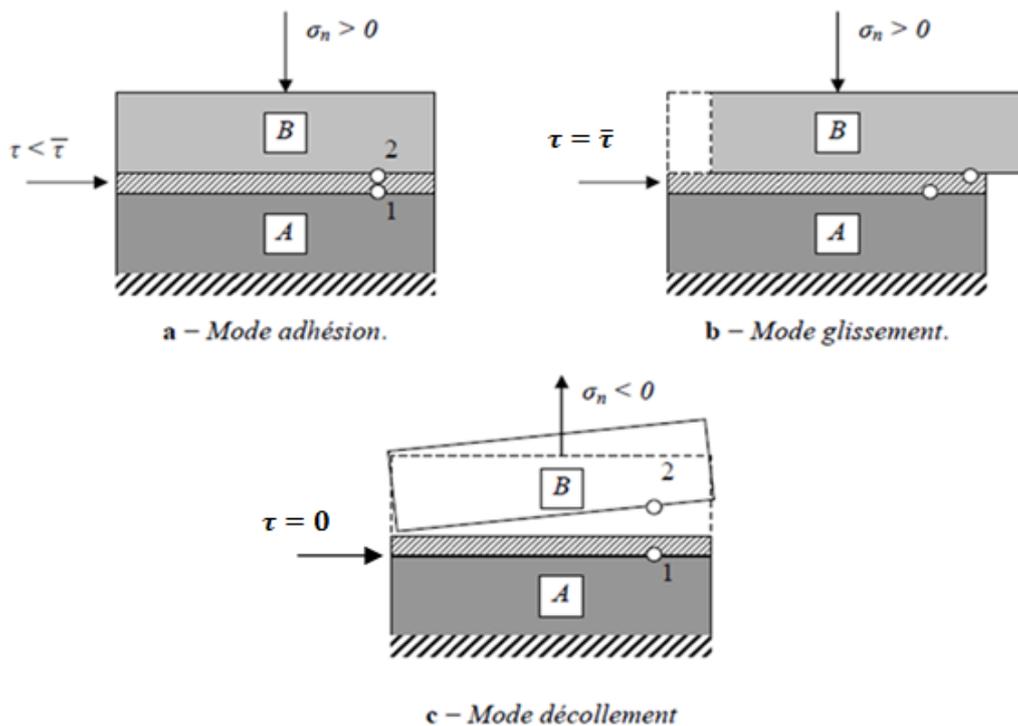
Quand la contrainte normale est de compression et la contrainte tangentielle atteint le seuil  $\bar{\tau}$ , il y a un glissement relatif entre les nœuds 1 et 2 (figure 3.b) ; dans ce cas, on a les conditions :

$$\begin{cases} \Delta U_n = 0 \\ \Delta U_t \neq 0 \end{cases} \quad \text{et} \quad \begin{cases} \sigma_n > 0 \\ \tau = \bar{\tau} \end{cases} \quad (I.5)$$

### c) Mode décollement

Dans le cas où la composante selon n devient négative, il y a un décollement (séparation des corps A et B) (figure 3.c) ; on a alors les conditions suivantes :

$$\Delta U_n > 0; \quad \sigma_n < 0 \quad \text{et} \quad \tau = 0. \quad (I.6)$$



**Figure I.3 :** Modes de déformation de l'interface [43].

Notons qu'en présence de sollicitations cycliques, après séparation, il peut y avoir à nouveau un recollement entre les deux corps. On retrouve alors l'un des deux modes: adhésion ou glissement.

### I.1.3. MODÉLISATION DES INTERFACES

Le traitement analytique des problèmes comportant des interfaces (interaction sol-structures) pose beaucoup de difficultés théoriques et mathématiques. Ce traitement est envisageable pour quelques configurations idéales, les solutions correspondent rarement aux exigences pratiques.

Des méthodes numériques ont été développées pour apporter des solutions approchées à ce type de problèmes. La méthode des éléments finis est l'outil le plus utilisé dans ce domaine.

Dans le cadre de cette méthode, des éléments spéciaux dits éléments d'interface ou éléments joints ont été développés pour le traitement des problèmes de contact entre des milieux de même nature ou de nature différente.

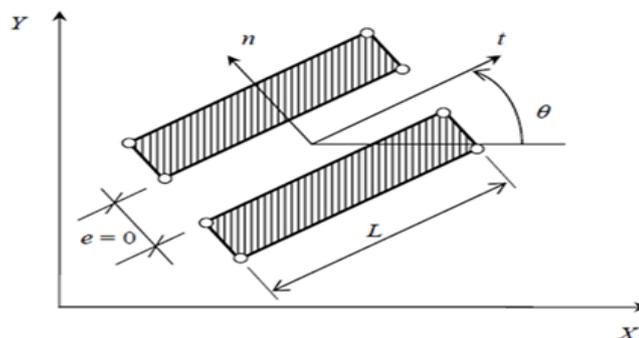
#### I.1.3.1. Approche de type contact

Cette approche a fait l'objet de nombreux travaux qui sont essentiellement basés sur l'élément joint proposé par Goodman et al. en 1968. Selon le type de loi de comportement et le type d'approche numérique utilisée, les études proposées dans ce cadre appartiennent à l'une des catégories suivantes.

##### a) Adaptation de la rigidité

- ✓ Élément joint de type Goodman

Goodman et al. ont proposé pour la simulation des fissures dans les roches un élément spécial de longueur  $L$  et d'épaisseur  $e$  nulle (figure I.4).



*Figure I.4 : Élément joint de type Goodman [25].*

Dans ce cas, l'élément joint est constitué de deux doublets de nœuds. Sa matrice de rigidité est formulée à partir de la minimisation de l'énergie potentielle en substituant les déformations à l'intérieur de l'élément par les déplacements relatifs à l'interface. Le vecteur

de force de liaison  $\{F\}$  par unité de longueur de l'élément est donné par une loi du type :

$$\{F\} = [K]\{\Delta U\} \quad (I.7)$$

Avec :

$$\{F\} = \begin{Bmatrix} V_t \\ V_n \end{Bmatrix} \quad \text{et} \quad \{\Delta U\} = \begin{Bmatrix} \Delta U_t \\ \Delta U_n \end{Bmatrix}$$

$[K]$  : est la matrice de comportement de l'élément joint, donnée par :

$$[K] = \begin{bmatrix} K_t & 0 \\ 0 & K_n \end{bmatrix} \quad (I.8)$$

La matrice de rigidité globale du système est obtenue par l'assemblage des termes correspondant aux éléments rocheux et d'interface. Après la résolution du système d'équations régissant le problème, les contraintes de liaison sont calculées et la méthode d'adaptation de la rigidité est appliquée.

#### ✓ Élément joint de type ressort

Herrmann a proposé des éléments de type ressort pour la modélisation du comportement de l'interface acier-béton. Il a dédoublé les points de contact entre les deux milieux, et a muni chaque doublet de nœuds de deux ressorts fictifs, un tangentiel et un normal à la surface de contact (figure I.5). Ces ressorts de rigidités appropriées contrôlent le glissement et le décollement entre les corps en contact. Le glissement est défini à l'aide du critère de rupture de Mohr-Coulomb, la méthode d'adaptation de la rigidité est employée pour décrire le comportement de cet élément.

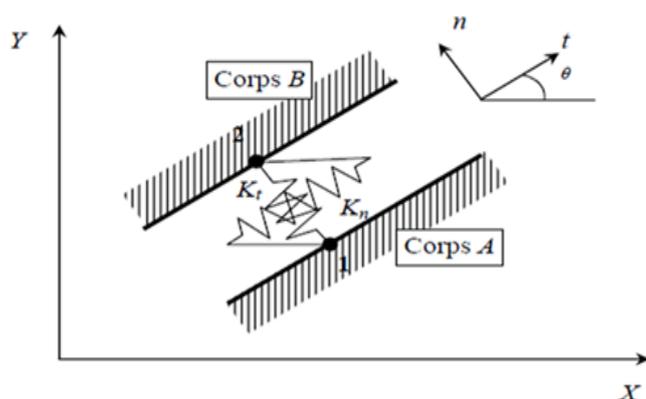


Figure I.5 : Élément joint de type ressorts [25].

Les forces de liaison  $F_n$  et  $F_t$  s'expriment par :

$$F_n = K_n \Delta U_n \quad \text{et} \quad F_t = K_t \Delta U_t \quad (I.9)$$

## b) Lois élasto-plastiques

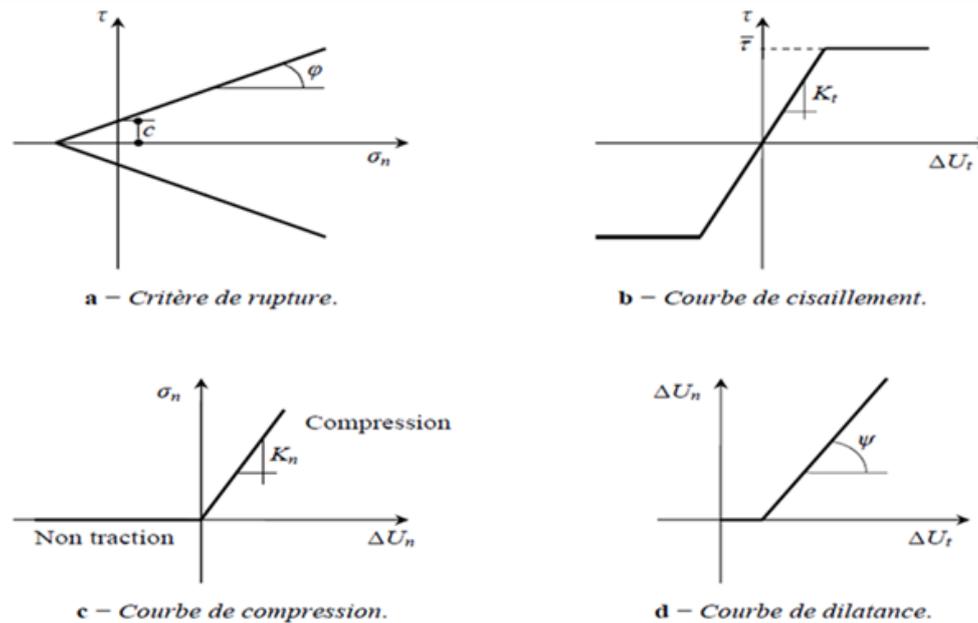
Meimon et al. ont utilisé pour le calcul des fondations des plates-formes pétrolières, des éléments joints à 6 nœuds. Le comportement à l'interface, dans le sens tangentiel, est décrit par une loi élastoplastique non associée du type Mohr-Coulomb. Le glissement ou la plastification dans l'élément joint est donc gouverné par une fonction de charge  $f$  et un potentiel plastique  $g$  :

$$f(\sigma_n, \tau) = |\tau| - \sigma_n \tan \varphi - c \quad (\text{I.10})$$

$$g(\sigma_n, \tau) = |\tau| - \sigma_n \tan \psi \quad (\text{I.11})$$

Où  $\varphi$ ,  $c$  et  $\psi$  sont respectivement l'angle de frottement, la cohésion et l'angle de dilataance.

Ce modèle peut être représenté par une courbe de rupture, une courbe de cisaillement élastique-parfaitement plastique, une courbe de compression-non traction et une courbe de dilataance comme la montre les figures (I.6.a) à (I.6.d).



**Figure I.6 :** Modèle de Mohr-Coulomb [43].

## c) Lois incrémentales

Les principaux travaux développés dans le cadre de cette approche sont ceux de l'équipe MASTEC de l'Institut de Mécanique de Grenoble. Les auteurs ont développé une loi vectorielle bidimensionnelle à dépendance directionnelle pour le comportement de l'interface. Leur modèle a été identifié sur des essais de cisaillement direct sol-structures, selon trois chemins de sollicitations : à contrainte normale constante, à déformation normale constante et à rigidité normale imposée.

#### d) Contact avec des conditions supplémentaires

Ce type d'approche est fondé sur l'introduction des différentes conditions de contact dans la formulation des éléments joints.

- ✓ Approche par la méthode de sous-structures

J.M. Reynouard a mis au point un modèle de calcul pour les structures composées d'un ensemble de solides et dont les surfaces de contact sont évolutives. Le modèle proposé consiste à utiliser d'une part, une technique de sous structuration en chaîne traduisant les conditions cinématiques et d'autre part, un processus itératif qui traduit les conditions statiques aux interfaces.

- ✓ Approche à l'aide du multiplicateur de Lagrange

Katona a suivi la même démarche que Herrmann et Frank en dédoublant les nœuds sur la surface de contact. Mais dans son modèle, des conditions supplémentaires sont introduites dans la formulation du système régissant le problème. Ces conditions sont intégrées dans l'énergie potentielle à minimiser, à l'aide de la technique du multiplicateur de Lagrange.

#### I.1.3.2. Approche de type couche mince

Certains auteurs (Ghaboussi, Pandé, Desai) ont proposé l'introduction de la notion de déformations aux éléments joints ; ceci en assignant une certaine épaisseur à l'interface. L'utilisation de ce type d'éléments est justifié par le fait que la zone d'interface représente un domaine de faible épaisseur (cas des joints ou défauts remplis dans les masses rocheuses et des zones d'interface sol-structures) qui est généralement soumis à de fortes sollicitations de cisaillement. Ils ont alors adapté des lois de comportement rhéologiques propres à ces zones.

Ghaboussi et al. ont développé un élément joint avec une faible épaisseur (comparée aux dimensions des éléments massifs adjacents) et ont présenté la construction explicite de la matrice de rigidité de l'élément d'interface pour les problèmes plans et axisymétriques.

Pande et Sharma, en s'inspirant des travaux de Zienkiewicz et de Ghaboussi, ont proposé un élément joint mince. Ils ont alors développé une formulation d'un élément iso-paramétrique, parabolique à huit nœuds, en utilisant les déplacements relatifs à l'interface comme degrés de libertés indépendants. Pour le comportement de l'interface, ils ont utilisé le modèle élasto-plastique non associé de Mohr-Coulomb.

Desai a développé, pour l'élément couche mince, une loi de comportement dans laquelle l'écroutissage et le pic de contrainte ont été introduits. Les paramètres de ce modèle sont déterminés à partir de l'essai de cisaillement direct entre un sol et une plaque rugueuse

en béton. Le modèle a été appliqué à la prédiction du comportement d'un pieu dans une argile, soumis à une charge de compression. Les résultats obtenus sont en bon accord avec ceux de l'expérience [25].

#### I.1.4. ÉTUDE EN LABORATOIRE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURES

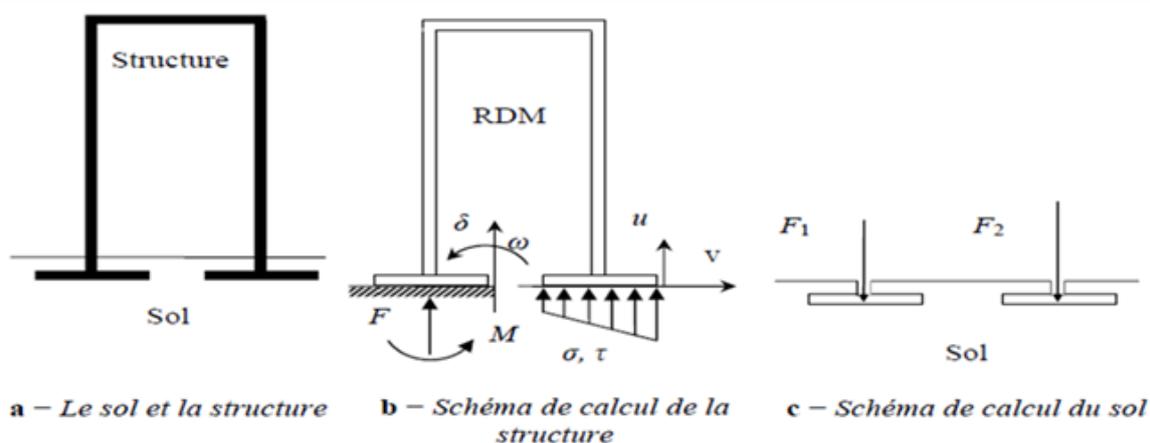
L'approche de l'interface par un milieu fictif ou réel auquel on associe une loi de comportement nécessite des études expérimentales de caractérisation mécanique selon les types de matériaux en contact. Depuis le début de l'utilisation des éléments joints dans le calcul des structures, des appareils plus ou moins sophistiqués ont été conçus pour mieux décrire le comportement des interfaces.

D'après [25]; La plupart des travaux expérimentaux développés dans ce cadre portent sur le cisaillement entre un sol et une structure (béton, acier, bois ... etc.). Ainsi, la boîte de cisaillement direct de Casagrande, modifiée [Potyondy, Wernick, Plytas, Desai, ... etc.], fut le premier outil utilisé dans ce domaine. Or, ce type d'appareils présente en effet plusieurs inconvénients. Citons par exemple les conditions aux limites imposées par les parois de la boîte ; elles n'imposent pas au sol une déformation uniforme. Pour éviter ces défauts, de nombreux chercheurs ont conçu de nouveaux appareils. Ils appartiennent à l'une des catégories suivantes:

1. Appareil de cisaillement simple : type NGI, ou type Uesughi et Kishida.
2. Appareil de cisaillement par torsion : type Hunger, type Yoshimi et Kishida ; ou type Lade, Karchaffi, Chehade.
3. Appareil de cisaillement axisymétrique (arrachement) : Brumund et Leonards.

#### I.1.5. MODÉLISATION D'UN BÂTIMENT SUR FONDATIONS SUPERFICIELLES

La démarche de modélisation des interfaces peut être illustrée par l'exemple simple d'un portique reposant par des fondations superficielles sur un massif de sol à surface horizontale (figure. I.7).



**Figure I.7 :** Analyse du comportement d'un ouvrage simple: de la structure et du sol [25].

### a) Calcul de la structure (Théorème de Winkler et Zimmermann)

L'étude structurale de l'ouvrage utilise les outils de la résistance des matériaux, celle-ci nécessite les conditions aux limites au contact avec le sol (figure .I.7.b). Les conditions les plus simples consistent en des conditions d'appui (appui simple, rotule, encastrement) sur la surface du sol, supposée fixe. Ce type d'appui est suffisant pour l'étude des structures isostatiques, où les déformations (limitées) d'un appui ne perturbent pas la répartition des efforts dans la structure. Pour les structures dont les efforts internes dépendent des déformations (structures hyperstatique), il est indispensable d'évaluer la réponse du sol sous les charges appliquées, en tenant compte du déplacement (et déformation) de l'interface.

Cette nécessité de faire varier l'effort de contact en fonction du déplacement a d'abord été traité dans un cadre linéaire, en utilisant la théorie de Winkler et Zimmermann, parfois appelée théorie de déformations locales, dans laquelle la force de contact  $F$  par unité de surface  $S$  est proportionnelle au déplacement par un facteur  $k$  appelé coefficient de réaction et de dimension :

$$F/S = k \delta \quad (I.10)$$

Une variation de cette approche consiste à écrire localement la proportionnalité de la pression de contact  $p$  et du déplacement  $\delta$ , ce qui permet de calculer les efforts dans la fondation superficielle en tenant compte de la déformation de l'interface :

$$p = k \delta \quad (I.11)$$

Ultérieurement, pour améliorer la qualité de ce modèle de calcul en tenant compte de la limitation des pressions que peut supporter le sol, le modèle de Winkler a été remplacé par un modèle élasto-plastique de la forme :

$$\delta = \frac{p}{k} \quad \text{pour } p < p_{max}$$

$$\delta = \text{quelconque} \quad \text{pour } p = p_{max}$$

Dans laquelle la pression  $p_{max}$  est le seuil de plasticité parfaite du sol.

Différents travaux ont été effectués pour intégrer des efforts de temps (consolidation, fluage) dans ce modèle de calcul.

## **b) Calcul du sol**

Pour le mécanicien des sols, le calcul de l'interaction sol-structure prend une allure toute différente: l'ouvrage ayant une condition à la limite appliquée au massif de sol (figure. I.7.c), peut prendre deux formes principales :

- pression uniforme sur une surface (fondation souple).
- force appliquée sur une surface à déformation uniforme (translation ou rotation) pour une fondation rigide.

Compte tenu de cette condition d'interaction, qui tient compte du mode de déformation de la structure (rigidités relatives du sol et de l'ouvrage), et des autres conditions initiales et aux limites, on exécute alors les calculs classiques de stabilité et de déformation du massif de sol.

## **I.1.6. CONCLUSION**

Le calcul de la structure et du massif de sol tiennent donc compte de façon détaillée de leur objet propre et, de façon plus approximative, des propriétés de l'autre milieu. Les progrès récents de la modélisation numérique des sols et des structures permettent en théorie de décrire simultanément de façon également détaillée le sol et la structure et de déterminer globalement les efforts et les déformations de chaque matériau. Néanmoins, de tels calculs sont encore très rares et que les calculs courants comportent une description simplifiée de l'interaction.

## I.2. INTERACTION STRUCTURE -SOL -STRUCTURE: REVUE DE LITTÉRATURE

### I.2.1. INTRODUCTION

Avec le développement rapide de la société, de l'économie et l'explosion globale de la population, la construction de l'ensemble de hauts bâtiments et l'élévation graduelle sont dus au manque de l'espace dans les villes. Ainsi, de nombreux grattes-ciel émergent dans les villes, comme montré dans la figure (I.8).



*Figure I.8 : Ensemble des grattes-ciel dans un espace minuscule [26].*

Comme dans les métropoles, tels que Kobe au Japon, les structures sont établies étroitement entre eux sur un sol mou. Dans de telles circonstances, l'interaction dynamique des fondations doit se produire par l'énergie de rayonnement émis par une structure vibrante à d'autres structures. Par conséquent, les caractéristiques dynamiques aussi bien que les caractéristiques de réponse aux séismes d'une structure ne peuvent pas être indépendantes de ceux des structures adjacentes. Selon [26]; Jiang et Yan en 1998 ont considéré deux bâtiments voisins en séparant par une distance inférieure à 2.5 fois la largeur de leurs fondations.

Quand la distance est inférieure à une fois la largeur de la fondation, la réponse des structures peut augmenter ou diminuer de 20 pour cent. Ainsi, les interactions entre les bâtiments voisins doivent être l'objet d'une étude.

Les investigations sur l'interaction sol-structure ont prouvé que la réponse dynamique d'une structure située sur le sol flexible peut différer de manière significative de la réponse de la même structure sur une base rigide. Un des motifs importants de cette différence est qu'une partie de l'énergie vibratoire de la structure avec souplesse est absorbée par rayonnement des ondes dans le milieu de support et par l'action d'hystérésis dans le milieu lui-même. Pour calculer les effets dynamiques de l'interaction sol-structure des méthodes analytiques sont bien établies. Lorsqu'il y a plus d'une structure dans le milieu, en raison de l'interférence des réponses structurelles à travers le sol, le problème de sol-structure évolue à un problème d'interaction en croisement entre plusieurs structures.

L'étude de l'interaction structure-sol-structure (ISSS), a été proposée dans les décennies récentes. Lou, M. et al. [26] ont illustré que; Luco et Contesse en 1973 sont les premiers qui ont proposé la désignation de l'interaction structure-sol-structure pour ce cadre d'étude. Son nom additionnel est 'l'interaction dynamique en croisement (Dynamic Cross Interaction (DCI))', dérivée de plusieurs publications au sujet de la centrale nucléaire (Nuclear Power Plant (NPP)). Et dû à ces études précédentes considérée des fondations placées sur le sol sans superstructures, l'ISSS était également 'l'interaction fondation-sol-fondation (IFSF)'. L'ISSS étudie l'influence de la présence des structures adjacentes aux autres plus loin par l'effet d'interaction du sous-sol sous des perturbations dynamiques. Les perturbations dynamiques peuvent être des charges appliquées extérieurement ou des ondes sismiques. Dans le cas de charges externes, on évalue la réponse de la fondation par la première détermination de la rigidité dynamique (impédance) du système sol-fondations, et dans le cas des ondes sismiques par la première détermination de la matrice d'entrée (input) du mouvement. Dans une telle situation, chaque fondation qui diffracte le champ des ondes incidentes peut être considérée comme une perturbation produisant un champ d'onde secondaire affectant ainsi les fondations adjacentes.

L'ISSS est un domaine d'activité interdisciplinaire, qui se trouve à l'intersection de la mécanique des sols et des structures, de la dynamique des sols et des structures, du génie parasismique et des technologies de tremblement de terre, de la géophysique et de la géomécanique, de la science des matériaux, de l'informatiques et des méthodes numériques, et de diverses disciplines techniques. Avec l'aboutissement de l'ISS, divers méthodes théoriques et des installations expérimentales sont utilisés pour promouvoir l'étude de l'ISSS.

## 1.2.2. HISTORIQUE

Selon le développement technique, les méthodes pour l'étude de l'ISSS s'apparentent à la méthode analytique, la méthode numérique-analytique, la méthode numérique et les observations des expériences et du prototypage. Plusieurs publications ont comporté le statut des recherches de l'ISS, et il n'y a ainsi aucun besoin de le discuter ici en détail. Puisque les méthodes employées pour l'étude de l'ISSS sont presque identiques pour l'ISS, les théories appropriées ne seront pas discutées ici. Ce qui suit est juste une vue d'ensemble de l'ISSS selon les méthodes mentionnées ci-dessus.

## 1.2.3. MÉTHODE NUMÉRIQUE-ANALYTIQUE

D'après le travail de Lou, M. et al. [26]; en 1969, Whitman a présenté la première fois l'accouplement de sol-fondations comme problème important qui exige davantage d'étude. Les années 1970 étaient la phase initiale de l'étude de l'ISSS. Ce modèle du système sol-structure peut être un multi-masse ou un multi-ressort-masse, ou plusieurs géométries sur une couche élastique ou viscoélastique reposant sur une roche rigide. Les caractéristiques dynamiques sont habituellement discutées sous la forme des fonctions de transfert.

Le travail [26] montre que; la théorie proposée par Reissner en 1936 au sujet de la vibration de la fondation a marqué le commencement de l'étude de l'ISS, tandis que l'étude de Warburton et al. entre 1969 et 1972 a marqué le début de l'ISSS. Lou et al. ont profité du modèle sol-structure qui est proposé par Parmelee pour dériver quelques équations et déterminer la réponse de deux corps cylindriques géométriquement identiques et attachée à la surface d'un demi-espace élastique. Le résultat prouve que lorsque : un des corps est excité par une force harmonique externe, la présence de la deuxième masse modifie la composante verticale du déplacement de la masse considérée par des perturbations relativement petites. Les perturbations apparaissent aux fréquences de résonances de la deuxième masse, et créent un basculement relativement petit et des déplacements des translations horizontales de la première masse. C'est la première publication qui a exposé la signification d'ISSS. Peu ensuite, MacCalden et Matthiesen en 1973 ont sorti le travail de Bycroft en 1956, qui a déterminé un modèle analytique pour le mouvement d'une fondation simple, circulaire, rigide et située sur un demi-espace élastique, et a développé une formulation matricielle pour calculer le déplacement dynamique qui est créée par la juxtaposition d'une fondation excitée par chargement harmonique, l'autre étant passive.

Le progrès rapide des études de l'ISSS dans des décennies récentes a été stimulé par les nécessités de l'énergie nucléaire, qui est composée toujours d'un bâtiment de réacteur à côté d'un bâtiment de turbine et du bâtiment de commande. Si l'effet de l'ISSS est trop grand pour l'ignorer, il devrait être considéré dans la caractérisation dynamique des bâtiments du réacteur nucléaire [26]. La différence dans les caractéristiques dynamiques des bâtiments du réacteur affecte non seulement la performance sismique du bâtiment du réacteur elle-même mais également l'équipement lié à la sûreté de la centrale nucléaire. En 1973, Lie et Wesley [29], ont étudié principalement l'influence de l'effet de l'ISSS sur la réponse sismique de

plusieurs réacteurs nucléaires adjacents en utilisant un arrangement en 3D. On a proposé une approche numérique-analytique approximative pour résoudre le problème d'interaction qui a impliqué trois fondations circulaires, rigides et situées sur la surface du demi-espace et excitées verticalement par la propagation d'onde-S.

Un tremblement de terre est un processus stochastique largement connu. En général, deux tremblements de terre complètement identiques n'existent pas. De plus en plus, les scientifiques recourent à la méthode aléatoire pour étudier le mouvement séismique. En 1973 et 1974, Kobori et al. ont étudié deux systèmes identiques à deux et sept masses et d'autre système à deux-ressort-masse identiques et différents, les systèmes sont situés en même ligne sur une couche viscoélastique de type Voigt, cette couche est surmontée sur un substratum. Il y a deux types d'excitation: l'une est appliquée à la base des systèmes et l'autre sur la surface de la couche rocheuse. Le processus non stationnaire stochastique de ces systèmes a été théoriquement développé en discutant la formulation et le flux de puissance exprimés sous les formes matricielles de tels systèmes de configuration d'interaction. En générale, c'est la première étude qui a utilisé le processus stochastique sur l'ISSS [26].

D'après Lou et al. [26]; Luco et Contesse en 1973, suivi de Wong et de Trifunac en 1975, et Murakami et Luco en 1977, ont adressé le problème (2D) bidimensionnel d'anti-plan de l'interaction entre deux ou plus des murs infinis, placés sur des bases circulaires, rigides et soumises aux ondes-SH incidentes, harmoniques, et inclinées ou verticales. Ils ont résolu un problème en 2D de diffraction d'ondes et par des études paramétriques, ils ont prouvé réellement que ; l'interaction entre les groupes de bâtiments étroitement espacés peut affecter à près aux fréquences fondamentales des bâtiments et aux fréquences très basses. Supposer que, chaque structure consiste une masse concentrée et une base ancrée, l'espace du sol est modélisé en 3D et subdivisé en plusieurs plans horizontaux, en 1978 à 1980, Kobori et Kusakabe a étudié un système d'interaction entre deux structures en croisement.

Entre 1986 et 1989 Triantafyllidis et son collègue ont présenté des solutions mathématiquement rigoureuses et inévitablement limitées aux géométries spécifiques. Lou et al. ont étudié un nombre fini des fondations rectangulaires, circulaires, rigides et situées sur la surface d'un demi-espace linéaire-élastique, isotrope, homogène et soumis à l'excitation harmonique. En outre, en utilisant une approche numérique-analytique, Triantafyllidis et Neidhart en 1989, ont analysé l'interaction dynamique de deux fondations en croisement, circulaires, superficielles, rigides et situées sur une surface de demi-espace linéaire-élastique, isotrope, homogène et soumis aux ondes de Rayleigh empilant à un angle arbitraire, ils ont remarqué que ; en plus des charges sur la longueur de la direction de l'incidence de l'onde entrante, plus des charges perpendiculaires à la direction de l'acte de propagation sur les bases dues aux ondes dispersées [26].

Le sol est un milieu poreux multi phase avec la variabilité élevée et l'aspect fort aléatoire des propriétés et des distributions matérielles dans l'espace. Les hétérogénéités aléatoires dans le milieu du sol semblent avoir un effet énorme sur l'interaction dynamique de sol-structure, qui explique pourquoi l'utilisation des paramètres déterministes pour les propriétés du sol n'est pas raisonnable. Dans ce domaine, Hryniewicz en 1993 a considéré l'aspect aléatoire dans le milieu du sol pour la première fois. Lou a étudié en 2D deux fondations basées sur un milieu semi-infini avec couche aléatoire, de profondeur, de module de cisaillement, et de densité, reposant sur un demi-espace homogène et excitée par ondes-séismique-SH dentelée [26].

La méthode des paramètres concentrés est une méthode courante employée pour l'analyse de l'ISS et de l'ISSS, où le sol est simulé par ressort, masse, et amortisseur, ou d'une fonction d'impédance équivalente.

Le travail de Lou et al. (2011) illustre que; entre 1994 et 1998, Mulliken et Karabalis ont présenté les modèles discrets efficaces, où les masses, les ressorts, les amortisseurs et la fréquence sont indépendants. Chaque modèle a des modes des vibrations indépendantes du degré de liberté (DOF) pour prévoir l'interaction dynamique entre les fondations superficielles, rigides et adjacentes, qui sont situées sur un demi-espace élastique, homogène, isotrope et linéaire. Pour cela, ils ont utilisé la modification proposée de la méthode de Wilson- $\theta$ ; ainsi, les effets de ralentissement du temps dus à la propagation d'onde sont également considérés. Le modèle de base d'interaction de fondation est également prolongé à l'évaluation des systèmes couplés de construction-fondation.

La variabilité spatiale du mouvement au sol introduit des composants déterministes et stochastiques. Connu par l'effet de passage d'onde, la composante déterministe est réellement la solution de l'équation d'ondés dans un milieu composé de couches homogènes. Dans ce cas, le front de l'onde est une surface. Les conséquences de la variabilité spatiale a été le sujet de beaucoup d'études précédentes. L'étude de la composante aléatoire, qui résulte de l'incohérence spatiale du mouvement séismique au sol, a commencé relativement récemment. Le terme de l'incohérence spatiale se rapporte à un phénomène où les mouvements à deux points différents à la surface du sol ne changent pas ensemble, c.-à-d., si l'un est grand l'autre est petit.

Plusieurs facteurs contribuent à l'incohérence spatiale du mouvement au sol de champ-libre. En particulier, les différents trains d'onde, peuvent empiéter la base à différents instants et avec angles d'incidence différents ou peuvent propager par des chemins de différentes propriétés physiques; ils peuvent se affecter différemment l'amplitude et la phase. L'incohérence spatiale s'appelle description stochastique, tandis que l'effet de passage d'onde peut être indiqué de manière déterministe.

En 1999, c'est la première considération de la variabilité spatiale du mouvement au sol, Behnamfar et Sugimura [28] ont étudié en 2D deux systèmes structuraux, chacun composé d'un toit rigide tenu par des colonnes sans masse et colonnes élastiques. Les colonnes sont reliées aux fondations rigides collées sur la surface d'un milieu composé d'une couche homogène et viscoélastique, reposant au-dessus sur un demi-espace, et soumis aux ondes P-, SV- et de Rayleigh qui ont des approches déterministes et aléatoires.

Toutes ces discussions ont créé une base théorique et pratique solide pour la recherche sur l'ISSS. Cependant, la plupart de ces études sont basées sur la théorie élastique du demi-espace, qui rend l'analyse de la structure avec une base peu profonde, attachée à une couche homogène et épaisse du sol, simple et pratique pour les ingénieurs. En 1975 Seed et d'après Lou et al. [26], a considéré cette théorie n'était pas appropriée à l'analyse de l'interaction dynamique de la structure avec une fondation profonde pour l'exclusion de l'amortissement du matériau et celui des radiations. En raison de la difficulté de la solution pour la méthode de l'analyse et la simplification excessive du modèle pour le sol et les structures, elle est loin de la solution réelle pour les problèmes de l'ISSS. Quand les superstructures, les fondations et les conditions topographiques et géologiques deviennent compliqués, La solution mathématique peut être difficile.

#### **1.2.4. MÉTHODE NUMÉRIQUE**

La méthode numérique s'est considérablement développée en raison du progrès rapide des ordinateurs. Cette méthode de calcul est considérée comme des outils efficaces pour l'étude de l'ISSS. Ainsi, quelques sismologistes l'ont utilisée, et beaucoup de publications basées sur celle-ci depuis 1980 jusqu'à présent.

##### **1.2.4.1. Méthode des éléments finis**

La méthode des éléments finis (MEF) est une méthode de calcul réputée efficace largement répandue dans le génie civil, discrétise un milieu continu en série d'éléments avec des tailles limitées pour calculer les mécanismes du milieu continu. La MEF peut mieux simuler les mécanismes du sol et de la structure que d'autres méthodes, avec une géométrie complexe et un chargement appliqué, et détermine les phénomènes non linéaires. Jusqu'ici, il y a beaucoup de programmes d'usage universel développés par des sociétés commerciales pour la recherche dans le domaine de la technologie. Spécifiquement, la MEF est employée fréquemment dans l'étude de l'ISSS, et a produit quelques accomplissements notables dans le domaine de l'ISSS.

En considérant l'amortissement radiatif de l'espace semi-infini, l'échelle du sol doit être assez grande. Cette condition exige une consommation sérieuse de temps et de la mémoire interne de l'ordinateur pour le calcul par la MEF. Beaucoup d'études ont proposé diverses frontières pour réduire le coût [26].

Suivant [26]; Laing en 1974, Lysmer et al. en 1975, Aydinoglu et Cakiroglu en 1977 ont utilisé la MEF sous conditions des contraintes plates pour étudier l'interaction entre deux fondations ou plus, ou des structures en croisement et ont excitées verticalement par propagation harmonique de l'onde-SV. Pour modéliser correctement le demi-espace, Laing a utilisé des frontières uniformes, Lysmer et al. ont utilisé des frontières visqueuses, Aydinoglu et Cakiroglu ont compté sur le procédé discret de la matrice de rigidité du sol.

Un certain nombre des travaux antérieurs ont été basés sur l'utilisation de fondations circulaire ou semi-cylindriques et les superstructures simulées par masse concentrée à un seul degré de liberté ou par blocs cylindriques. Ainsi, et d'après [26]; Roesset et Gonzalez en 1977 et 1978, Solari et al. en 1980 ont utilisé le MEF avec frontières solides, pour étudier le problème en 3D de deux fondations carrées, rigides, et reposant sur une couche linéaire-élastique sous propagation verticale d'onde-S. En plus, Roesset et Gonzalez ont considéré des fondations enfoncées, Solari et al. se sont concentrés sur les fondations superficielles.

La plupart des tremblements de terre sont dévastateurs, dans le sol et les structures apparaissent les grandes déformations, ceux entrent dans la phase non linéaire. Par l'observation sismologique d'une structure en béton, renforcée et fondée sur des piles à Los-Angeles, Sivanovic a considéré la propriété non linéaire du sol pour connaître les facteurs les plus significatifs influençant sur la réponse sismique d'une structure, Et aussi en 1980, et d'après [26], Roesset a indiqué que le deuxième élément qui commande la véracité et la rationalité de l'analyse de l'ISS est la non-linéarité du sol, malgré la complexité et la longue durée du calcul des phénomènes non linéaires. En 1982, Matthees et Magiera [34], ont étudié la sensibilité sur les effets de l'interaction des structures adjacentes des centrales nucléaires provoquées par l'excitation sismique horizontale. Ils ont principalement considéré le comportement non-linéaire du sol et de la structure dans ce sujet.

D'après [26]; et en 1987, Lin et al. ont entrepris une étude paramétrique sur la signification relative de divers facteurs affectant l'interaction dynamique entre les fondations incluses et adjacentes en se servant d'un modèle en 3D avec frontières compatibles.

Dans la plupart des applications pratiques de technologie dépendant des conditions de sol et le type structural, les fondations sont partiellement ou totalement incorporées dans la terre et les effets environnant du sol changent considérablement leur réponse statique et dynamique [26]. Comme pour une seule fondation, quand l'effet de l'ancrage est inclus dans le cas de multiples fondations, les difficultés analytiques et les énormes des calculs numériques limitent l'analyse des fondations de la géométrie relativement simple. En 2008, Yahyai et al. [33] ont utilisé le programme ANSYS5.4 pour simuler deux portiques d'acier avec des murs en béton placés sur trois types de sol, l'argile molle, gravier arénacé et gravier arénacé et compacté.

La MEF exige l'utilisation des frontières de transmission spéciales ou des éléments infinis, qui peuvent mener à l'inexactitude. Aussi, la MEF nécessite substratum rigide à une profondeur relativement faible. Le modèle du sol et des structures par l'intermédiaire de la

MEF est toujours très grand, et bien qu'il présente des frontières de transmission, il a nécessité toujours de mémoire interne de l'ordinateur et un temps de calcul relativement grand. Le niveau de développement du matériel et du logiciel a limité l'application de MEF dans l'étude de l'ISSS [26].

#### **I.2.4.2. Méthode des éléments frontières**

La méthode d'élément de frontière (BEM), est une nouvelle méthode numérique développée après la FEM, elle discrétise seulement la frontière du domaine défini. Elle est différente de la discrétisation totale du milieu continue et utilise des fonctions satisfaisantes l'équation du mouvement pour rapprocher les conditions de frontières. La BEM (Boundary Element Method) est plus avantageuse que la MEF parce qu'elle exige seulement une discrétisation extérieure. Ceci explique pourquoi la BEM est fréquemment utilisée par les ingénieurs pour analyser l'ISS et pourquoi les quelques publications sur l'ISSS emploient la BEM.

Entre 1977 et 1986, Wong et Luco [51] ont étendu l'approche intégrale des frontières, qu'ils avaient présentée précédemment pour les fondations isolées au cas de fondations rigides, multiples et de forme différente, reposant sur un demi-espace élastique ou viscoélastique et soumises aux forces externes et aux ondes sismiques. Ils ont constaté que le choix de la discrétisation des fondations a un effet significatif sur les fonctions des impédances calculées pour des séparations extrêmement petites. En plus, et d'après [26]; Huang en 1993, Karabalis et Huang en 1994 ont présenté une solution dans le domaine temporel d'un système en 3D, composé de fondations rigides, carrées, et reposant sur un demi-espace élastique, linéaire, homogène, isotrope, et ils ont utilisé le domaine temporel conjointement avec la BEM.

Selon le travail [26]; l'interaction entre les fondations rigides, adjacentes et reposantes sur un milieu de sol multicouches et viscoélastique a été étudiée par Karabalis et Mohammadi entre 1991 et 1998. Une formulation en 3D par la BEM du domaine fréquentiel et conjointement avec les solutions fondamentales de l'espace infini est appelée ' ' méthode de rigidité successive ' ' a été utilisée pour la simulation d'un milieu de sol multicouches. Dans ce même période, Qian et Beskos en 1995 et 1996 [40] ont utilisé directement la BEM dans le domaine fréquentiel conjointement avec les éléments quadratiques et la fonction de Green de la surface de demi-espace pour étudier en détail la DCI (Dynamic Cross Interaction) entre deux fondations massives sans masses, rigides, carrées et ont soumises aux ondes incidentes, harmoniques et obliques (P-, SV-, SH-, et de Rayleigh). L'inconvénient de la BEM est sa difficulté d'application dans le cas d'un milieu hétérogène.

### I.2.4.3. Méthode des éléments finis et des éléments frontières

En raison des inconvénients respectifs de la MEF et de la BEM, la méthode d'accouplement (MEF-BEM) a été développée dans le domaine de l'ISSS dans les années 90. Cette méthode recouvre les avantages de la MEF et de la BEM. En générale, la FEM est utilisé pour la simulation des superstructures, des fondations et du champ-proche (near-field) du sol, tandis que, la BEM est appliqué pour le champ-loin (far-field) du sol.

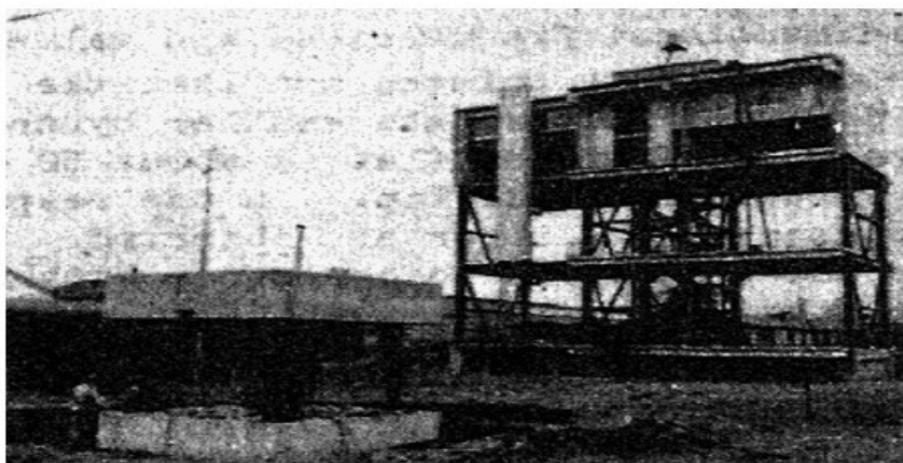
Par application de la BEM en 3D et la MEF en 2D, et d'après [26], Imamura et al. en 1992 a étudié les caractéristiques séismiques de la réponse d'un système nucléaire à base enfoncée, composé d'un bâtiment de réacteur, un bâtiment de turbine et un bâtiment de commande, excité par un mouvement artificiel. Malgré la réalisation n'a pas été réellement MEF-BEM, il a indiqué l'avantage de cette méthode. En même année, Wang et Schmid [27] ont utilisé la méthode MEF-BEM pour étudier en 3D l'interaction dynamique entre les structures fondées sur des fondations incluses, et excitée par une force harmonique appliquée sur les deux structures étudiées.

Suivant [26]; dans la plupart des études précédentes mentionnées ci-dessus, les fondations sont considérées comme des corps rigides. Cette prétention est basée sur le fait que les fondations réelles ont habituellement des modules des matériaux beaucoup plus haut que le sol fondamental. Cependant, dans les essais dynamiques des bâtiments réels, on a également observé des déformations significatives hors-plan des fondations. D'ailleurs, avec l'augmentation de la fréquence, même d'une fondation raide, on remarque une réponse de flexion. Bien que l'acceptation de la prétention que la fondation rigide n'est pas toujours valide, seulement quelques études ont adressé le problème des effets de la flexibilité de fondation sur le comportement dynamique. Vu le manque d'étude dans le domaine, en 1996 et 1998, Qian et al, Tham et al. ont étendu le domaine fréquentiel de la BEM en association avec la fonction de Green du demi-espace. Ils ont utilisé également les éléments finis de huit-nœuds pour étudier les effets de l'interaction entre les systèmes de deux fondations flexibles ou plus, de formes arbitraires et reposantes sur un demi-espace élastique.

Plus tard, en 2001, un modèle hybride numérique a été développé par Lehmann et Antes [42] pour étudier les systèmes de l'interaction dynamiques soumis à des charges harmoniques. Le sol a été rapproché en utilisant la méthode d'élément de frontière symétrique de Galerkin en 3D (SGBEM) pour les domaines viscoélastiques. Les bâtiments de plusieurs étages ont été représentés par un modèle d'élément fini. Les travaux récents les plus notables sont essais réalisée par Padron et al. [41] en 2009. D'après [26], Lou Menglin a utilisé la MEF-BEM dans le domaine fréquentiel pour analyser l'influence de l'ISSS sur la réponse latérale, verticale et rotationnel, et sur les forces de cisaillement aux têtes de pieux pour plusieurs configurations des bâtiments d'un seul étage et sous l'onde incidente de Rayleigh.

### I.2.5. EXPÉRIENCE

Suivant le travail de Lou et al. en 2011[26]; l'expérience est un moyen important pour les scientifiques et les ingénieurs pour améliorer la connaissance des humains sur les lois de la nature. Des essais de vibrations forcées, de deux fondations ont été effectués par Maccalden en 1969, ce sont les premiers essais sur l'ISSS, ont été suivis de Kobori et al. en 1977. Après, une série d'expériences au sujet de l'ISSS, ceux ci produites dans la zone de Fuchinobe, préfecture à Kanagawa à l'ouest à Tokyo, au Japon. En 1980, Mizuno a premièrement clarifié des phénomènes réels de l'ISSS par une série d'expériences telles que les essais de vibration forcés, les mesures et les observations obligatoire de tremblement de terre pour un bâtiment complet est une structure modèle comme montré dans la figure (I.9).



*Figure I.9 : Modèle d'expérience [26].*

Afin d'évaluer cet effet, la corporation de l'engineering et de l'énergie nucléaire (NUPEC) a dressé une mise en œuvre des tests sur le terrain et dans le laboratoire, sous le nom : " l'essai de modèle sur l'effet de l'interaction dynamique des structures adjacentes en croisement ". Entre 1994 à 2002 la commission du ministère du commerce international et de l'industrie au Japan (MITI), a profité de l'avantage du modèle du bâtiment du réacteur et des structures adjacentes. Le programme a fourni un champ des données sur le terrain pour les méthodologies de l'étude conjointement avec les analyses sismiques au sujet de l'effet de l'ISSS. Dans les essais sur le terrain, trois types de modèles sont étudiés, un modèle simple de bâtiment de réacteur, deux modèles identiques de réacteur, et deux bâtiments de types différents (un réacteur et une turbine). Les tests des vibrations forcées et les observations du tremblement de terre sont exécutés dans l'essai sur le terrain. Le test de laboratoire est planifié pour évaluer les caractéristiques de base de l'effet de l'ISSS, où en utilisant un modèle de sol simple, constitué par un caoutchouc de silicone et les modèles des structures en aluminium. Dans cet essai, les tests de vibration forcée et les essais de la table vibrante sont élaborés. Dans le cadre de la collaboration entre les États-Unis et le Japon sur les problèmes sismiques concernant les applications au niveau des centrales nucléaires, la Commission de normalisation nucléaire des États-Unis a commandité un programme au laboratoire national de Brookhaven (BNL) pour effectuer un analyse sismique indépendante qui applique des

procédures d'analyse communs pour prévoir la réponse de bâtiment sous des effets enregistrés de tremblement de terre pour le modèle d'essai avec l'effet de l'ISSS. Pour considérer les données de l'ISSS dans l'industrie nucléaire, il faut comparer les résultats de l'analyse numérique calculés par le programme SASSI et la méthode de la MEF-BEM [26].

### **I.2.6. OBSERVATION DE PROTOTYPE**

Les études des réponses enregistrées des structures équipées d'instruments constituent une partie intégrale du programmes de réduction élu risque de tremblement de terre, menant à amélioré les conceptions ou des analyses les procédures. Les programmes d'instrumentation de fort-mouvement sont effectués dans un bon nombre des régions séismiques actives telles que Los Angeles, où, en plus de petit Failles actives, les deux Failles principales, San Andreas et San Jacinto, produisent des séismes de magnitude 7,0-8,0 avec des intervalles de récurrence d'environ 150 ans. Par conséquent, les études sur les réponses des structures instrumentées faciliteront une meilleure prédiction de la performance des structures pour les tremblements de terre futurs [26]. Les données au sujet de l'ISS sont abondantes. Cependant, selon Lou [26], il n'existe pas d'enregistrements des mouvements forts de deux bâtiments adjacents et instrumentés, autre que ceux rapportés par Celebi en 1993. Il a étudié en 1987 la réponse de tremblement de terre (Whittier-Narrows ( $M_s=5.6$ )) d'un faisceau d'instrumentation de mouvement fort (accélérographe à trois axes), déployé sur trois sites en champ libre, et ci pour deux bâtiments adjacents à sept étages, avec un fond au-dessous de la fondation de ces bâtiments.

### **I.2.7. PROGRAMMES**

Le développement de l'informatique a fourni l'appui puissant pour l'analyse de l'ISS, ainsi, le calcul est devenu un outil indispensable. Les programmes communs de l'analyse : PLAXIS, CLASSI, FLUSH, ALUSH, SASSI, et HASSI et etc... D'ailleurs, des programmes généraux d'éléments finis sont également souvent employés pour analyser l'ISS.

### 1.2.8. CONCLUSION

Le développement de l'ISSS est basé sur les résultats de la recherche de l'ISS et du progrès de l'analyse dynamique du sol et de la structure. Environ quatre décennies d'étude, quelques théories appropriées ont accompli un progrès extraordinaire. Cependant, il reste un travail considérable à faire dans les prochaines années. Dans ce domaine, on considère quelques remarques importantes comme suit :

1. Fondations profondes (y compris fondations sur pieux). Pour la simplification et le calcul, la plupart de ces travaux jusqu'ici sont limités aux bases peu profondes et superficielles. Avec augmentation continue de la taille de superstructure, des fondations profondes sont largement répandues et la profondeur augmente. L'étude de l'interaction dynamique des bases profondes est d'une grande importance.
2. Analyse non linéaire. Comme mentionné ci-dessus, l'effet du sol et les structures excède habituellement la phase élastique linéaire et exige l'analyse élasto-plastique. Et pour résoudre le problème de l'ISSS avec succès, l'analyse non-linéaire du sol et de la structure doit être considérée.
3. Analyse spatiale du modèle complètement en 3D. Pour réduire le coût du calcul, beaucoup de publications existantes simplifient extrêmement la superstructure au modèle de ressort-masse-amortisseur ou des géométries et quelques études dans le passé ont été limitées à l'interaction entre deux fondations ou plus.
4. Expérience. Il y a peu d'expériences sur l'ISSS. Comme la technique de la table vibrante et la centrifugeuse qui prend de plus de la place. Les essais sur le terrain et des essais en laboratoire doivent être développés et mis en œuvre.
5. Recherche concernant le dommage séismique et les observations des dommages sismologiques. Le dommage séismique fournit une grande quantité de données réalistes, efficaces, et riches. Actuellement il y a des données abondantes au sujet de l'ISS, mais La recherche sur les dommages séismiques reste timide. En lançant la recherche de dommages séismique, des données peuvent être acquises pour valider le travail existant et pour favoriser l'étude de l'ISSS.
6. Interaction de bâtiments résidentiels. Beaucoup des travaux sont réalisés sur le NPP à cause de son importance. Cependant, la différence des types de structure du bâtiment résidentiel et de NPP limite l'application de l'accomplissement de recherches. Plus de travail doit être effectué sur les bâtiments résidentiels complexes et ce pour application des résultats de la recherche sur le NPP.
7. Méthode simplifiée de calcul pratique. Le but de l'étude est de fournir des conseils pour des projets réels, ainsi la simplification et application pratique sont les critères principaux.

Les modèles existants basé sur MEF-BEM sont compliqués et consomme beaucoup de temps d'ingénieur concepteur. Une méthode plus simple et plus pratique est impérative.

8. existence des bâtiments importants. C'est le où réside l'importance et l'urgence de l'étude du phénomène de l'ISSS et de son influence sur le risque séismique structural. Selon des études existantes, les bâtiments voisins peuvent de manière significative augmenter la réponse séismique d'une structure. Par conséquent, les études de l'importance de phénomènes de cet accouplement sur le comportement dynamique des bâtiments importants en présence d'autres structures, ou en présence de groupes de bâtiments spéciaux, doivent être menées [26].

# **CHAPITRE II**

**DYNAMIQUE DE L'INTERACTION  
INERTIELLE  
SOL-STRUCTURE**

## CHAPITRE II

### DYNAMIQUE DE L'INTERACTION INERTIELLE SOL-STRUCTURE

#### II.1. INTRODUCTION

Lorsqu' une structure est soumise à un mouvement de son support, les efforts provenant des forces d'inertie développées dans la structure, sont exercés sur sa fondation.

En outre, il faut étudier les mouvements du sol support lorsque les ondes sismiques se propagent dans celui-ci avant d'atteindre l'ouvrage dont on cherche à étudier la réponse.

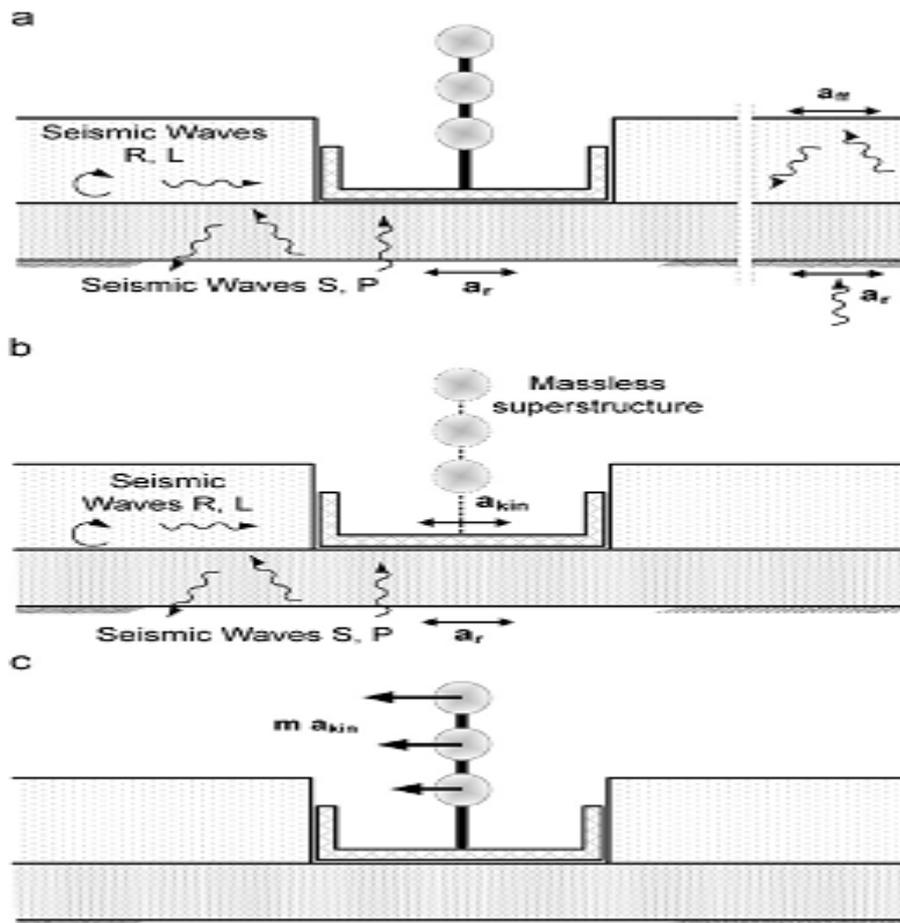
La question qui se pose de savoir comment ces deux phénomènes interagissent et dans quelle mesure le mouvement du support est affecté par la réponse de la structure, dont la réponse sera elle-même modifiée par le mouvement du support. Le terme générique regroupant l'étude de ces phénomènes est désigné dans la littérature sous le nom d'interaction sol-structure.

La figure (II.1) illustre l'aspect fondamental de l'interaction ; cet aspect enterrée dans le sol, mais les conclusions restent applicables à tout type de fondation.

Loin de la fondation, dans une région dénommée le champ libre, les couches de sol sont traversées par des ondes sismique dont la nature peut être complexe. On y rencontre des ondes de volume, compression (P) et cisaillement (S), des ondes de surface (Reyleigh, Love, Stoneley).

La nature des ondes est dictée par les caractéristiques de la source sismique mais également par la géométrie et les caractéristiques mécaniques des terrains traversés. Si l'on s'intéresse au mouvement de la fondation, les déformations du sol sont transmises à celle-ci et engendrent un mouvement de la superstructure ; même en l'absence de superstructure le mouvement de la fondation est différent du mouvement du champ libre du fait des différences de rigidité entre la fondation et le sol encaissant : le champ d'ondes incident est réfléchi et diffracté par la fondation et donc modifié le mouvement total du sol au voisinage de celle-ci. Ce phénomène est connu sous le nom *d'interaction cinématique*. Par ailleurs, le mouvement induit sur la fondation développe des oscillations de la superstructure et donc donne naissance à des forces d'inertie qui sont retransmises à la fondation sous forme de forces et de moments. Ce phénomène est connu sous le nom *d'interaction inertielle*. De toute évidence, le dimensionnement de la fondation doit tenir compte de ces deux composantes de l'interaction [44].

Généralement, à tort, le terme interaction sol-structure ne désigne dans l'esprit des ingénieurs que la part inertielle ; il convient de grader à l'esprit que l'interaction cinématique peut dans certaines configurations être significative, même si parfois elle peut être négligée [44].



**Figure II.1:** Géométrie et décomposition du problème d'interaction sol-structure : (a) système d'interaction sol-structure, (b) interaction cinématique, (c) interaction inertielle [8].

## II.2. FORMULATION DE LA METHODE DES ELEMENTS DISCRETS

L'influence de l'interaction sol-structure sur la réponse d'un ouvrage peut être illustrée à l'aide de la méthode des éléments discrets (modèle analogique simplifié) de la figure (II.2). La structure est assimilée à une masse et un ressort, placés à une hauteur  $h$  au-dessus de la fondation. La liaison entre la structure et la fondation est réalisée par une barre rigide. La fondation repose sur le sol et son interaction avec celle-ci est modélisée par le biais des fonctions d'impédance qui seront définies au-dessous. On admettra pour l'instant que les fonctions d'impédance, c'est-à-dire les réactions exercées par le sol sur la fondation, peuvent être représentées par un ensemble de ressorts et d'amortisseurs indépendants de la fréquence ; l'amortisseur rend théoriquement compte à la fois de l'amortissement radiatif, c'est-à-dire de la dissipation d'énergie par les ondes s'éloignant de la fondation, et de l'amortissement propre du matériau "sol", appelé amortissement matériel.

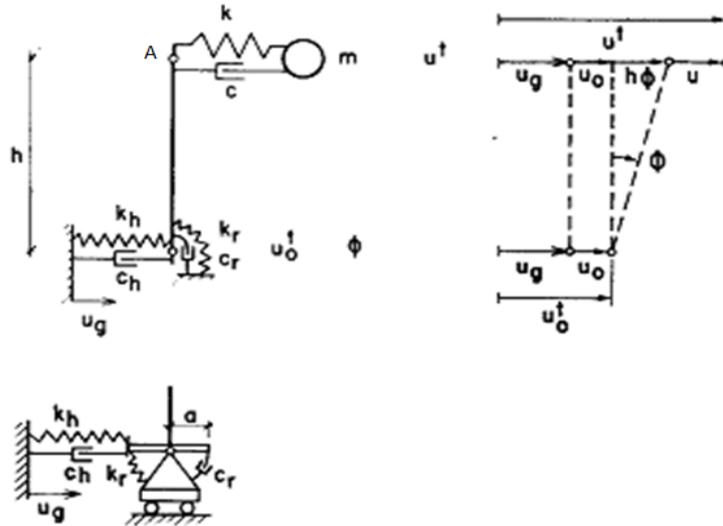


Figure II.2: Système à un seul degré de liberté (semi-discret) [45].

Le système de la figure (II.2) possède 3 degrés de liberté :

- Le déplacement horizontal  $u$  de la masse  $m$ .
- Le déplacement horizontal  $u_0$  de la fondation.
- La rotation  $\Phi$  de la fondation autour d'un axe horizontal.

Il est soumis à un déplacement horizontal du sol support, harmonique de pulsation  $\omega$  et d'amplitude  $u_g$ .

Les équations d'équilibre dynamique du système s'obtiennent aisément à partir des équations de Lagrange en prenant comme variables généralisées  $q$  :

$q_1 = u$ , le déplacement relatif de la masse  $m$  par rapport à  $A$ .

$q_2 = u_0$ , le déplacement de la fondation.

$q_3 = \Phi$ , la rotation de la fondation.

On a la relation évidente entre le déplacement absolu  $u^t$  de la masse  $m$  et les variables précédentes:

$$u^t = u_g + u_0 + u + h\Phi \quad \text{et} \quad u_0^t = u_g + u_0 \quad (\text{II.1})$$

Désignant par  $T$  l'énergie cinétique totale:

$$T = \frac{1}{2} m (\dot{u}_g + \dot{u}_0 + \dot{u} + h\dot{\Phi})^2 \quad (\text{II.2})$$

Par  $V$  l'énergie potentielle:

$$V = \frac{1}{2} (ku^2 + k_h u_0^2 + k_r \Phi^2) \quad (\text{II.3})$$

Et par  $\delta W$  le travail des forces non conservatives (forces d'amortissement), soit:

$$\delta W = -(C\dot{u}\delta u + C_x\dot{u}_0\delta u_0 + C_\phi\dot{\Phi}\delta\Phi) \quad (\text{II.4})$$

Les équations de Lagrange s'écrivent:

$$\frac{d}{dt} \left( \frac{\partial T}{\partial \dot{q}_i} \right) - \left( \frac{\partial T}{\partial q_i} \right) + \left( \frac{\partial V}{\partial q_i} \right) = \frac{\delta W}{\delta q_i} \quad (\text{II.5})$$

Soit avec les notations précédentes, en tenant compte des relations entre accélération, vitesse et déplacement:

$$\dot{u} = i\omega u \quad , \quad \ddot{u} = -\omega^2 u \quad (\text{II.6})$$

Et en introduisons les pourcentages d'amortissement critique:

Cas d'absence de l'amortissement matériel du sol:

$$\xi = i \frac{\omega C}{2k} \quad , \quad \xi_x = i \frac{\omega C_x}{2k_h} \quad , \quad \xi_\phi = i \frac{\omega C_\phi}{2k_r} \quad (\text{II.7})$$

Cas de présence de l'amortissement matériel du sol [6]:

$$C_h = C_x + \frac{2}{\omega} \xi_g k_h \quad , \quad C_r = C_\phi + \frac{2}{\omega} \xi_g k_r \quad (\text{II.8})$$

$$\begin{cases} -m\omega^2(u_0 + u + h\Phi) + k(1 + 2i\xi)u = m\omega^2 u_g \\ -m\omega^2(u_0 + u + h\Phi) + k_h(1 + 2i\xi_x + 2i\xi_g)u_0 = m\omega^2 u_g \\ -mh\omega^2(u_0 + u + h\Phi) + k_r(1 + 2i\xi_\phi + 2i\xi_g)\Phi = mh\omega^2 u_g \end{cases} \quad (\text{II.9})$$

En introduisant les notations suivantes:

$$m\omega_s^2 = k_s \quad , \quad m\omega_h^2 = k_h \quad , \quad mh^2\omega_r^2 = k_r \quad (\text{II.10})$$

Et en éliminant  $u_0$  et  $\Phi$  entre les trois équations précédentes, il vient:

$$\left[ 1 + 2i\xi - \frac{\omega^2}{\omega_s^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} \frac{1+2i\xi}{1+2i\xi_x+2i\xi_g} - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} \frac{1+2i\xi}{1+2i\xi_\phi+2i\xi_g} \right] u = \frac{\omega^2}{\omega_s^2} u_g \quad (\text{II.11})$$

Tenant compte du fait que  $\xi$ ,  $\xi_h$ ,  $\xi_\phi$ ,  $\xi_g$  sont négligeables devant 1, l'équation précédente devient:

$$\left[ 1 + 2i\xi - \frac{\omega^2}{\omega_s^2} - \frac{\omega^2}{\omega_h^2} (1 + 2i\xi - 2i\xi_x - 2i\xi_g) - \frac{\omega^2}{\omega_r^2} (1 + 2i\xi - 2i\xi_\phi - 2i\xi_g) \right] u = \frac{\omega^2}{\omega_s^2} u_g \quad (\text{II.12})$$

Considérons maintenant un oscillateur simple à 1 degré de liberté de même masse  $m$ , de pulsation propre  $\tilde{\omega}$ , d'amortissement  $\tilde{\xi}$ , soumis à un déplacement harmonique  $\tilde{u}_g$  de pulsation  $\omega$  à sa base (cas de la structure encastree à sa base) comme la figure (II. 3).

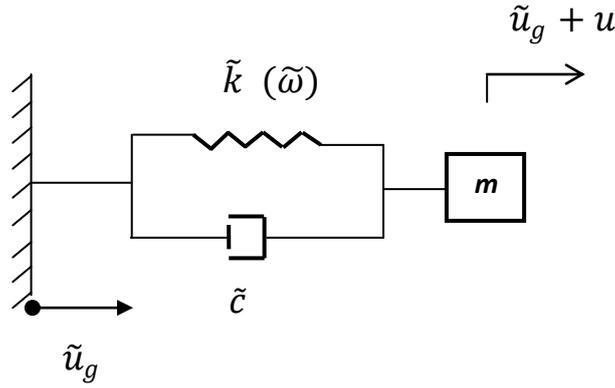


Figure II. 3: Modèle simplifié d'un oscillateur simple à 1 degré de liberté.

La réponse de cet oscillateur est:

$$\left(1 + 2i\tilde{\xi} - \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}^2}\right)u = \frac{\omega^2}{\tilde{\omega}^2}\tilde{u}_g \quad (\text{II.13})$$

L'oscillateur équivalent aura la même réponse que la structure de la figure (II.2) si les équations suivantes sont vérifiées:

$$\frac{1}{\tilde{\omega}^2} = \frac{1}{\omega_s^2} + \frac{1}{\omega_h^2} + \frac{1}{\omega_r^2} \quad \text{Alors } \tilde{\omega} = \omega_s \sqrt{\frac{1}{1+k/k_h+kh/k_r}} \quad (\text{II.14})$$

$$\tilde{\xi} = \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega_s^2}\xi_s + \left(1 - \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega_s^2}\right)\xi_g + \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega_h^2}\xi_x + \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega_r^2}\xi_\phi \quad (\text{II.15})$$

$$\text{Et: } \tilde{u}_g = \frac{\tilde{\omega}^2}{\omega_s^2}u_g \quad (\text{II.16})$$

Les équations précédentes sont obtenues en égalant partie réelle et partie imaginaire des équations (II.12) et (II.13) et pour (II.16) en se plaçant à résonance ( $\omega = \tilde{\omega}$ ).

Il résulte des équations (II.14), (II.15) et (II.16) que l'interaction sol-structure a pour effet de :

- Diminuer la pulsation propre  $\omega_s$  de la structure base encastrée ( $\tilde{\omega} \leq \omega_s$ ).
- D'augmenter l'amortissement du système ( $\tilde{\xi} \geq \xi$ ) par rapport à la structure base encastrée.
- De diminuer la sollicitation incidente effective à la base de la structure ( $\tilde{u}_g \leq u_g$ )

Les conclusions précédentes sont visualisées sur les figures (II.4), (II.5) et (II.6) qui présente pour une fondation circulaire reposant sur un semi espace élastique homogène, les variations relatives  $\tilde{\omega}/\omega_s$ ,  $\tilde{\xi}$ ,  $\tilde{u}_g/u_g$  en fonction des paramètres adimensionnelles:

$$\bar{h} = \frac{h}{a} \quad , \quad \bar{s} = \frac{\omega_s h}{V_s} \quad , \quad \bar{m} = \frac{m}{\rho a^3} \quad (\text{II.17})$$

Où  $a$  est le rayon de la fondation et  $\rho, V_s$  sont respectivement la masse volumique et la célérité des ondes  $S$  dans le sol.

Les figures (II.4), (II.5) et (II.6) mettent clairement en évidence que l'influence de l'interaction sol-structure est d'autant plus prononcée que le sol de fondation est mou ( $\bar{s}$  croissant) ou que la structure est massive ( $m$  croissant).

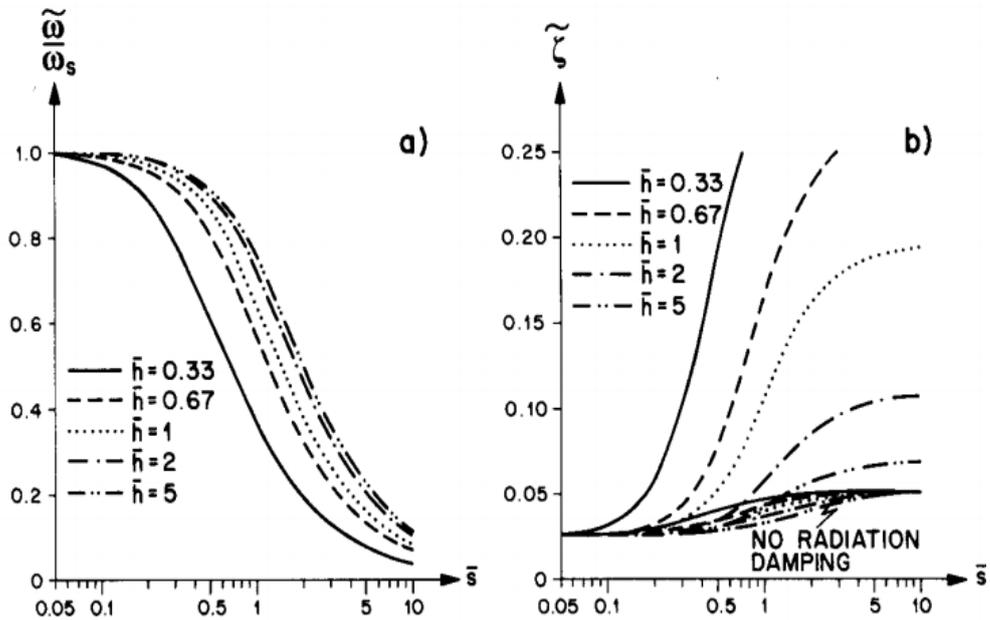


Figure II.4: Influence des paramètres adimensionnels du système un ISDDL ( $\bar{m} = 3, \nu = 0.33, \xi = 0.025, \xi_g = 0.05$ ): (a) Fréquence naturelle, (b) Amortissement [45].

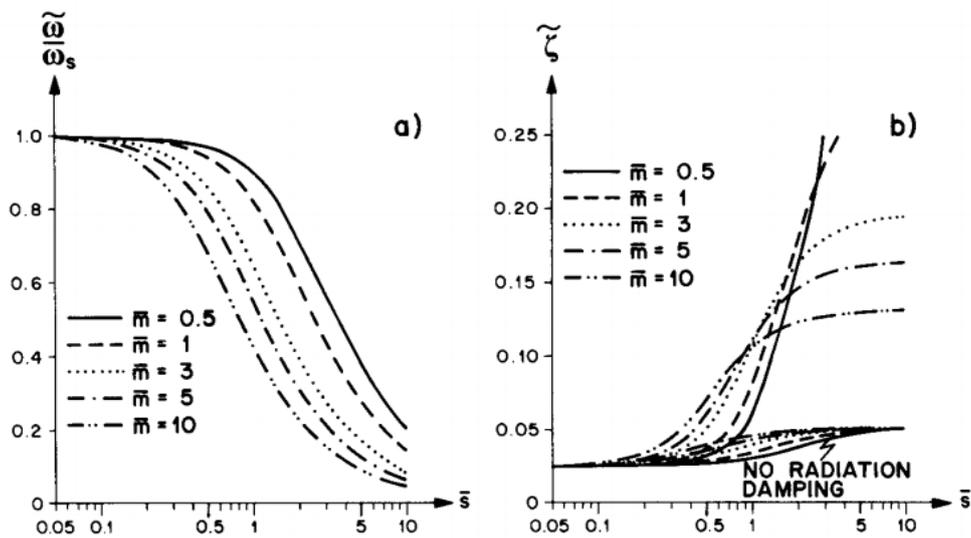
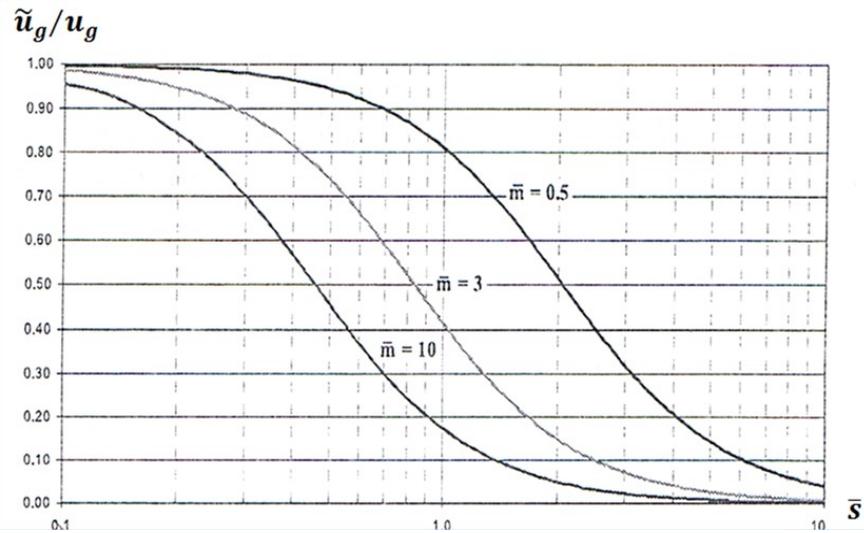


Figure II.5: Influence des paramètres adimensionnels du système un ISDDL ( $\bar{h} = 1, \nu = 0.33, \xi = 0.025, \xi_g = 0.05$ ): (a) Fréquence naturelle, (b) Amortissement [45].



**Figure II.6:** Influence des paramètres adimensionnels du système un ISDDL  
 $(\bar{h} = 1, \nu = 0.33, \xi = 0.025, \xi_g = 0,05)$ [44].

### II.3. CALCUL DES IMPÉDANCES DE FONDATION

Le calcul de l'impédance de fondation est un problème complexe, y compris pour des caractéristiques de sol et de fondation fortement idéalisées. Le cas le plus simple correspond à une fondation superficielle circulaire reposant sur un demi-espace homogène. L'examen de ce problème élémentaire montre à l'évidence que la solution ne dépend que du rapport de la longueur d'onde sur la taille caractéristique (le rayon) de la fondation et des caractéristiques mécaniques du sol supposé élastique, hystérétique ou encore visco-élastique (par exemple  $V_s, G, \zeta_s$ ). L'usage convient d'introduire le coefficient de rigidité statique de la fondation et le paramètre  $\alpha_0 = \omega\alpha/V_s$  ( $\alpha$  rayon de la fondation,  $V_s$  vitesse d'onde(S),  $\omega$  pulsation d'excitation) appelé fréquence adimensionnelle, de sorte que pour un degré de liberté  $\alpha$  donné:

$$k_\alpha = k_{stat} (k_\alpha(\omega) + i\alpha_0 c_\alpha(\omega)) \quad (\text{II.18})$$

$k_\alpha$  et  $c_\alpha$ , qui ne dépendent que de  $\omega$ , sont les coefficients respectivement de rigidité et d'amortissement dynamique. On trouvera les expressions "intéressantes dans notre étude" analytiques des 2 coefficients de rigidité statique indépendants dans le tableau (II.1).

degré de liberté	$k_h$ (tamis)	$k_r$ (roulis)
Rigidité statique	$\frac{8G\alpha}{2-\nu}$	$\frac{8G\alpha^3}{3(1-\nu)}$

**Tab. II.1:** Coefficient de rigidité statique d'une fondation circulaire superficielle reposant sur un demi-espace homogène [45].

degré de liberté	$c_x$ (tamis)	$c_\phi$ (roulis)
Amortissement (coefficient de piston)	$\frac{4.6}{2-v} \rho V_s a^2$	$\frac{0.4}{1-v} \rho V_s a^4$

**Tab. II.2:** Coefficient d'amortissement (coefficients des pistons) d'une fondation circulaire superficielle reposant sur un demi-espace homogène [25].

### II.3.1. Impédance d'une fondation de forme rectangulaire

L'analyse de la réponse dynamique d'une fondation rectangulaire rigide en surface d'un massif élastique semi-infini se fait en général à la base d'une fondation circulaire, ce qui permet d'exploiter toutes les solutions relatives à cette dernière, à condition que le rapport de la longueur sur la largeur ne doive pas dépasser 4, et que la fréquence adimensionnelle est inférieur à 1.5 [44].

L'équivalence consiste à déterminer le rayon équivalent  $a^e$  de la fondation circulaire ayant la même surface de contact sol /fondation que la fondation rectangulaire étudiée, en cas d'un mode de déplacement horizontal et /ou rotation.

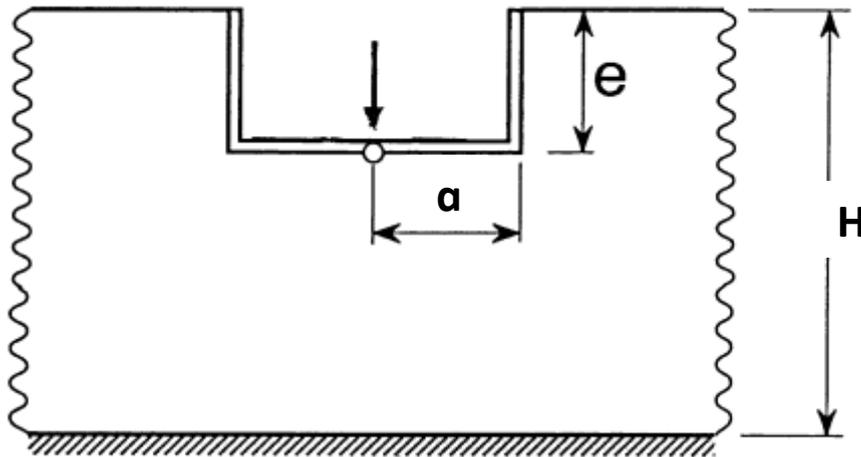
En considérant une fondation longue de  $L$  et large de  $B$ , on peut utiliser le tableau (II.2) qui regroupe les expressions de calcul du rayon équivalent pour les différents modes de vibration.

Mode	Rayon équivalent
Tamis	$a^e = \sqrt{\frac{LB}{\pi}}$
Roulis	$a^e = \sqrt[4]{\frac{L^3 B}{3\pi}}$

**Tab. II.3:** Calcul du rayon de la fondation circulaire équivalent [44].

### II.3.2. Impédance d'une fondation enterrée

Peu de massifs de fondation, et encore moins d'ouvrages importants, sont directement fondés à la surface du sol. La plupart sont plus ou moins partiellement enfoncés dans le sol de fondation. Le développement des méthodes numériques par éléments finis a permis d'obtenir l'impédance dynamique de telles fondations, circulaires ou filantes. Des méthodes analytiques approchées ont été appliquées au cas des fondations enfoncées. Le cas d'une fondation circulaire fichée dans un massif élastique surmontant un substratum a été étudié par Gazetas (1983) qui a proposé de tenir compte des effets de l'encastrement de la fondation et de la proximité du substratum sur la raideur statique, comme le montre la figure (II.6).



**Figure II.7:** Fondation cylindrique enterrée dans une couche de sol surmontant une assise rigide (modifié de réf. [46]).

La plupart de ces solutions supposent que la fondation et le sol au contact restent parfaitement liés pendant la vibration. En pratique, il peut y avoir glissement si les contraintes de cisaillement sur les faces latérales sont trop élevées, ou décollement si des contraintes de traction se développent à l'interface. De tels phénomènes sont plus ou moins prépondérants suivant le mode de vibration ou la nature du sol de fondation.

Par rapport à la fondation superficielle, l'enfoncement se traduit par une augmentation de la raideur statique, en particulier pour les modes de rotation, par un accroissement de l'amortissement radiatif et par une augmentation sensible du couplage balancement-translation horizontale. La variation avec la fréquence de l'impédance dynamique est en générale différente de celle de la fondation superficielle. Cependant, en première approximation, Elsabee-Morray (1977) ont proposé de retenir la même variation, que la fondation soit enterrée ou non, ont suggéré les valeurs de raideur statique données dans le tableau (II.3) [47].

degré de liberté	rigidité statique
$k_h$ (tamis)	$\frac{8Ga}{2-\nu} \left[ 1 + 0.5 \frac{a}{H} \right] \left[ 1 + 0.67 \frac{e}{a} \right] \left[ 1 + 1.25 \frac{e}{H} \right]$
$k_r$ (roulis)	$\frac{8Ga^3}{3(1-\nu)} \left[ 1 + 0.17 \frac{a}{H} \right] \left[ 1 + 0.5 \frac{e}{a} \right] \left[ 1 + 0.7 \frac{e}{H} \right]$

**Tab. II.4:** Raideur statique d'une fondation cylindrique enterrée dans une couche de sol surmontant une assise rigide [46].

degré de liberté	$c_x$ (tamis)	$c_r$ (roulis)
Amortissement (coefficient de piston)	$0.576 \frac{K_v a^e}{V_s}$	$0.3 \frac{K_r a^e}{V_s(1 + B_r)}$

*Tab. II.5: Coefficient d'amortissement (coefficients des pistons) cylindrique enterrée dans une couche de sol surmontant une assise rigide [46].*

#### II.4. CONCLUSION

Le point clé de l'analyse de l'interaction inertielle sol-structure est le calcul préalable de la relation de couplage effort/déplacement à l'interface sol-fondation, c'est à dire la construction de la matrice d'impédance de la fondation [1]. L'état actuel des connaissances en matière de vibration de massifs de fondation est suffisamment développé pour permettre d'évaluer de façon rigoureuse leurs mouvements vibratoires. De nombreux résultats concernant les impédances dynamiques de fondations superficielles, ou enterrées, de formes diverses, ont été publiés et peuvent être utilisés pour la plupart des applications pratique, pour les applications plus complexes des méthodes numériques ou analytiques ont été développées [47].

L'analyse de la réponse dynamique dans le cadre de la méthode semi-discrète offre l'avantage de la simplicité de modélisation du problème par un oscillateur simple dont les caractéristiques mécaniques ne dépendent pas de la fréquence d'excitation. Ainsi, la matrice [K] de rigidité dynamique est composée des raideurs statiques et sans couplage entre les modes des vibrations comme dans notre étude.

# **CHAPITRE III**

**PRATIQUE DES ELEMENTS FINIS EN  
GEOTECHNIQUE**

## **CHAPITRE III**

### **PRATIQUE DES ELEMENTS FINIS EN GEOTECHNIQUE**

#### **III .1. INTRODUCTION**

L'évolution de la technologie amène l'ingénieur à réaliser des projets de plus en plus complexes, coûteux et soumis à des contraintes de sécurité de plus en plus sévères. Pour réaliser ces projets et vu la complexité des méthodes analytiques de la résistance des matériaux, l'ingénieur a recours aux méthodes qui lui permettent de simuler le comportement des systèmes physiques complexes. Conditionnée par les progrès effectués dans le domaine informatique et les acquis des mathématiques dans la théorie de l'énergie, des méthodes de projection et des méthodes d'approximation, la méthode des éléments finis est devenue éventuellement la plus performante des méthodes numériques vu son grand champ d'application où elle est utilisée dans de nombreux secteurs de l'industrie : aérospatiale, nucléaire, génie civile, construction navale, mécanique, technique off-shore, ... etc.

La méthode des éléments finis est donc une technique récente à caractère pluridisciplinaire car elle met en œuvre les connaissances de trois disciplines de base :

- ✓ La mécanique des structures : élasticité, résistance des matériaux dynamique, plasticité, ... etc.
- ✓ L'analyse numérique : méthodes d'approximations, résolution des systèmes linéaires, des problèmes aux valeurs propres, ... etc.
- ✓ L'informatique appliquée: techniques de développement et de maintenance de grands logiciels.

#### **III .2. MÉTHODE DES ÉLÉMENTS FINIS**

##### **III .2.1. Historique**

L'histoire de la MEF a commencé en 1819, quand Navier définit une méthode d'étude des systèmes hyperstatiques basés sur l'application des conditions d'équilibre et de compatibilité, puis Maxwell en 1864 et Castigliano en 1878 établissent d'une façon complète les théorèmes de l'énergie. Au début du 20<sup>ème</sup> siècle, des résultats fondamentaux dans le domaine des méthodes d'approximation ont été établis les bases en effectuant une discrétisation spatiale du domaine tout en utilisant les méthodes d'approximation variationnelles. En 1955, Argyris présente une approche unifiée des méthodes des déplacements et des forces, l'année suivante Turner et Clough publient une présentation

systématique de la méthode des déplacements. Ces deux publications sont particulièrement importantes et représentent véritablement le début de la MEF comme technique de calcul des structures complexes.

### III .2.2. Concepts de base

La MEF consiste à remplacer la structure physique à étudier par un nombre finis d'éléments ou de composants discrets qui représentent un maillage. Ces éléments sont liés entre eux par un nombre de points appelés nœuds. On considère d'abord le comportement de chaque partie indépendante, puis on assemble ces parties de telle sorte qu'on assure l'équilibre des forces et la compatibilité des déplacements réels de la structure en tant qu'objet continu.

La MEF est extrêmement puissante puisqu'elle permet d'étudier correctement des structures continues ayant des propriétés géométriques et des conditions de charges compliquées.

Elle nécessite un grand nombre de calculs qui, cause de leur nature répétitive, s'adaptent parfaitement à la programmation numérique.

### III .2.3. Calculs par la MEF

La méthode aux éléments finis est théoriquement, la plus satisfaisante puisqu'elle permet la modélisation des problèmes géotechniques complexes.

#### ➤ Elle nécessite :

- La définition de la géométrie du problème, pour que les frontières du calcul n'influence pas sur les résultats.
- Le choix d'une loi de comportement du sol, de type Mohr-Coulomb, Duncan, CamClay, ... etc .
- Les caractéristiques des ouvrages et des éléments d'interface pour introduire l'interaction sol-structures et les conditions hydrauliques.
- Les caractéristiques des éléments structuraux.
- L'état initial des contraintes et des pressions interstitielles.

#### ➤ Elle permet :

- d'effectuer les calculs d'écoulement.
- de simuler toutes les phases de travaux.
- de prendre en compte les variations des caractéristiques : des ouvrages, des couches.
- de calculer un coefficient de sécurité.

➤ **Les sorties fournissent pour les ouvrages sont :**

- les déplacements des ouvrages.
- les sollicitations internes des ouvrages.

Et pour le sol :

- les déplacements du sol.
- les déformations du sol.
- les contraintes totales et effectives dans le sol.
- les pressions interstitielles.
- de calculer un coefficient de sécurité.

Et donc la possibilité d'étudier l'interaction entre les ouvrages est très forte.

➤ **Les principaux logiciels utilisés en géotechnique sont :**

1. CESAR (LCPC) : Logiciel 2D ou 3D, spécialement utilisé pour les tunnels.
2. PLAXIS 2D & 3D (logiciel hollandais développé par l'équipe du Pr. Vermeer) : Logiciel dédié à la géotechnique et est basé sur la méthode des éléments finis.
3. FLAC : Logiciel très efficace pour le domaine du géotechnique et est basé sur la méthode des différences finis.

*Pour notre étude, on utilise PLAXIS<sup>2D</sup>.*

### **III .2.4. Formulation d'interaction par la MEF**

Nous présentons ci-dessous un bref rappel de l'écriture de la MEF, sous sa forme la plus simple, lors d'une étape de chargement statique non linéaire ; au demeurant, cette présentation est extrêmement classique.

#### **III .2.4.1. Position et formulation locale**

On considère deux corps en contact, un corps  $A$  occupant un domaine  $\Omega_A$  et de frontière  $\Gamma_A$  et un corps  $B$  occupant un domaine  $\Omega_B$  et de frontière  $\Gamma_B$ . La surface de contact entre les deux corps est  $\Gamma_i$  (figure. III .1).

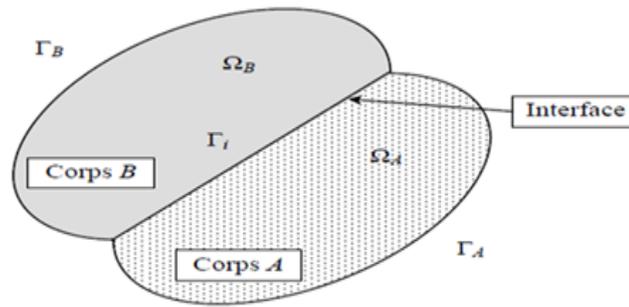


Figure III.1 : Système de deux corps en contact [25].

En général, le système des deux corps peut être soumis aux sollicitations et aux conditions suivantes :

- force de volume  $f_i$  dans  $\Omega = \Omega_A \cup \Omega_B$
- force de surface  $T_i$  le long de :  $\Gamma_T = \Gamma_T^A \cup \Gamma_T^B$
- déplacement imposé  $U_i = \bar{U}_i$  sur :  $\Gamma_U = \Gamma_U^A \cup \Gamma_U^B$
- conditions de contact sur  $\Gamma_i$

$$\text{Avec : } \Gamma_U \cup \Gamma_T = \Gamma \quad \text{et} \quad \Gamma_U \cap \Gamma_T = \Phi$$

La formulation du problème par la méthode des éléments finis type déplacement consiste à former les équations régissant ce problème, à partir des équations locales. Celles-ci sont données par : les équations d'équilibre, les équations des cinématiques, les conditions aux limites et les conditions sur l'interface.

### III .2.4.2. Formulation variationnelle

L'application du théorème des travaux virtuels implique que pour tout champ de déplacements virtuel, la somme des travaux des forces internes, des forces extérieures et des forces de liaison est égale à zéro.

On considère l'espace  $V_t$  des champs de déplacements cinématiquement admissibles.

L'application du principe des travaux virtuels donne :

$$\forall V \in V_t : W_e(V) + W_i(V) + W_l(V) = 0 \quad (\text{III. 1})$$

Avec :

$W_e$  : travail des forces extérieures.

$W_i$  : travail des forces intérieures.

$W_l$  : travail des forces de liaison.

En remplaçant  $W_e$ ,  $W_i$  et  $W_1$  par leurs expressions, nous obtenons l'équation suivante :

$$\int_{\Omega} \varepsilon_{ij} (V) \sigma_{ij} d\Omega - \int_{\Omega} f_i V_i d\Omega - \int_{\Omega} T_i V_i d\Gamma + \int_{\Omega} \varepsilon^i (V) \sigma^i d\Gamma_i = 0 \quad (\text{III. 2})$$

Où :

$\varepsilon^i$  : désigne les déformations ou déplacements relatifs.

$\sigma^i$  : étant les contraintes ou forces de liaison à l'interface.

### III.2.4.3. Discrétisation du domaine $\Omega$

On effectue une division du domaine  $\Omega$  en petits éléments  $\Omega^e$ , appelés éléments de base, et par conséquent l'interface est divisée en éléments  $\Gamma_i^e$  appelée élément d'interface (Figure III. 2).

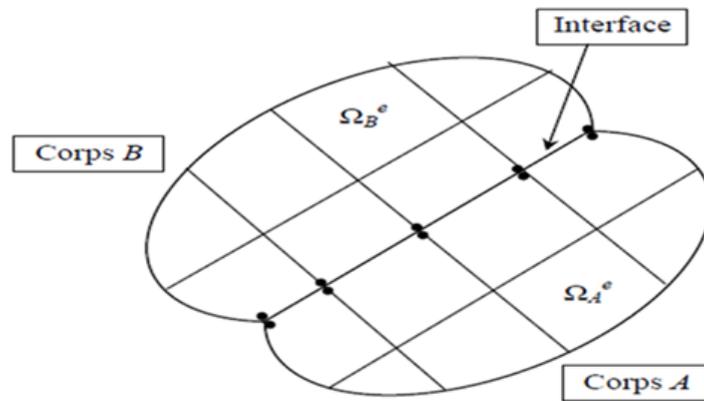


Figure III.2 : Discrétisation du domaine  $\Omega$  et de l'interface  $\Gamma_i^e$  [25].

Après la discrétisation du domaine  $\Omega$  et l'approximation du déplacement en un point de  $\Omega^e$  à l'aide des déplacements des points nodaux du même élément, on aboutit à l'équation suivante :

$$\int_{\Omega} B^T \sigma d\Omega - \int_{\Omega} N^T f d\Omega - \int_{\Omega} N^T T d\Gamma + \int_{\Omega} D^T \sigma^i d\Gamma_i = 0 \quad (\text{III.3})$$

Où :

$B$  : est la matrice de déformation pour les éléments massifs.

$D$  : est la matrice de déformation des éléments d'interface.

$N$  : désigne la matrice des forces d'interpolation.

Après cette discrétisation géométrique, nous proposons de faire intervenir les comportements des corps solides et de l'interface dans la formulation.

En générale, les lois de comportement des matériaux constituant les corps et de l'interface s'écrivent sous forme incrémentale de la manière suivante :

$$\begin{aligned}\sigma &= C\varepsilon && \text{Pour les corps.} \\ \sigma^i &= C^i\varepsilon^i && \text{Pour l'interface.}\end{aligned}$$

Où :  $C$  et  $C^i$  représentent respectivement les matrices de comportement des éléments volumiques et des éléments d'interface.

Étant donné la forme incrémentale des lois de comportement de l'interface et des corps solides (cas d'un sol élasto-plastique, par exemple), le système d'équations (III. 3) et (III. 4) régissant l'interaction entre matériaux solides est non linéaire. La matrice incrémentale de résolution des systèmes non linéaires est la plus appropriée à ce type de problèmes.

La matrice incrémentale consiste à discrétiser les sollicitations en petits incréments. Ainsi, à l'incrément  $k$ , les sollicitations s'écrivent :

$$\begin{cases} f^k = f^{k-1} + \Delta f^k & \text{Dans } \Omega \\ T^k = T^{k-1} + \Delta T^k & \text{sur } \Gamma_T \\ \bar{U}^k = \bar{U}^{k-1} + \Delta \bar{U}^k & \text{sur } \Gamma_U \end{cases} \quad \text{(III. 4)}$$

Dans ce cas, les déplacements, les contraintes et les déformations à la fin du  $k^{\text{ième}}$  incrément d'expriment par :

$$\begin{cases} U^k = U^{k-1} + \Delta U^k \\ \sigma^k = \sigma^{k-1} + \Delta \sigma^k \\ \varepsilon^k = \varepsilon^{k-1} + \Delta \varepsilon^k \end{cases} \quad \text{Pour les massifs} \quad \text{(III. 5)}$$

$$\begin{cases} \sigma^{ik} = \sigma^{ik-1} + \Delta \sigma^{ik} \\ \varepsilon^{ik} = \varepsilon^{ik-1} + \Delta \varepsilon^{ik} \end{cases} \quad \text{Pour l'interface} \quad \text{(III. 6)}$$

En reportant les expressions (III. 4), (III. 5) et (III. 6) dans l'équation (III. 3), on obtient :

$$\int_{\Omega} B^T \Delta \sigma^k d\Omega - \int_{\Omega} N^T \Delta f^k d\Omega - \int_{\Gamma_T} N^T \Delta T^k d\Gamma + \int_{\Gamma_i} D^T \sigma^{ik} d\Gamma_i + FR = 0 \quad \text{(III. 7)}$$

Avec:

$$FR = \int_{\Omega} B^T \Delta \sigma^{k-1} d\Omega - \int_{\Omega} N^T \Delta f^{k-1} d\Omega - \int_{\Gamma_T} N^T \Delta T^{k-1} d\Gamma + \int_{\Gamma_i} D^T \sigma^{ik-1} d\Gamma_i \quad \text{(III. 8)}$$

$FR$  : représente les forces non équilibrées des incréments précédents.

Les lois de comportement des matériaux constituant les corps et de l'interface à

l'incrément  $k$ , s'expriment par :

$$\begin{cases} \Delta\sigma^k = CB\Delta U^k \\ \Delta\sigma^{ik} = C_i B\Delta U^k \end{cases} \quad (\text{III. 9})$$

En remplaçant  $\Delta\sigma^k$  et par leur expression dans la relation (III. 6), on aboutit à l'équation suivante :

$$R\Delta U^k = \Delta F^k \quad (\text{III. 10})$$

Avec :

$$R = \int_{\Omega} B^T C B d\Omega + \int_{\Gamma_i} D^T C_i d\Gamma_i$$

$$\Delta F^k = \int_{\Omega} N^T \Delta f^k d\Omega - \int_{\Gamma_T} N^T \Delta T^k d\Gamma + FR$$

$R$  : étant la matrice de rigidité globale du système y compris l'interface.

A l'incrément de charge  $k$ , le problème est régi donc par le système (III. 10) et par le comportement des milieux continus et de l'interface.

### III .3. PRÉSENTATION DE PLAXIS

L'analyse de projets géotechniques est possible grâce à de nombreux codes éléments finis. L'ingénieur ayant de l'expérience en ce domaine sait que le poids des hypothèses permettent le passage de la réalité au modèle est difficile à évaluer. Il sait que le jargon éléments finis est parfois rebutant-il souhaiterait ne pas avoir à intervenir sur la numérotation des nœuds, des éléments, sur certains choix réservés au numéricien. Il voudrait disposer du code sur le PC gérant sa bureautique et sa technique quotidiennes, afin de faire une étude paramétrique des problèmes délicats. Il exige avant tout que ses journées ne soient pas encombrées par de laborieuses entrées de données et interprétations de fichiers.

#### III .3.1. Le code éléments finis PLAXIS

Conçu par des géotechniciens numériciens, le code éléments finis PLAXIS représente certainement un optimum actuel sur les plans scientifique et pratique en l'analyse pseudo-statique 2D. Scientifiquement, c'est un outil d'analyse non linéaire en élasto-plasticité non standard (5 paramètres), avec prise en compte des pressions interstitielles (et même consolidation linéaire), doté de méthodes de résolution et d'algorithmes robustes, éprouvés, ainsi que de procédures de choix automatique évitant des choix délicats à l'opérateur peu averti. Bien que très fiable sur le plan numérique, le code fait appel à des éléments de haute précision (triangles à 15 nœuds), ainsi qu'à des processus de pilotage de résolution récents

(méthode de longueur d'arc). Du point de vue pratique, le système de menus arborescents à l'écran rend l'utilisation souple et agréable, car l'opérateur ne s'encombre pas l'esprit outre mesure. Le recours aux manuels devenant rare, ceux-ci sont de volumes réduits, faciles à consulter. L'ensemble des options par défaut (condition aux limites) rend la mise en données aisée et rapide. Enfin, les options simplifiées (initiation des contraintes, pressions interstitielles) permettent d'aller droit au but (prévoir le comportement d'un ouvrage), quitte à réaliser ultérieurement, avec le même code et les mêmes données, un calcul affiné.

### III .3.2. Options par défaut et solutions approchées [Annexe]

Le système d'options par défaut et de solutions approchées spécifiques, qui sont des fers de lance de l'outil de projet pour la géotechnique, est destiné à faire gagner du temps à l'opérateur, à lui éviter de devoir faire des choix tracassant, et enfin à améliorer la convivialité du logiciel. Ce système est inséparable du traitement à partir d'un menu arborescent. Chaque branche du menu est évidemment figée, car elle réalise une tâche précise, bien définie, mais la diversité des branches en fait globalement un outil extrêmement souple.

*Les options par défaut commencent dès le maillage* : L'opérateur peut bien entendu spécifier un maillage très détaillé, mais si seules les grandes lignes de celui-ci importe, le détail des éléments, agencé de manière optimale du point de vue numérique, sera entièrement généré par le logiciel à partir d'un petit nombre de nœuds-clé, avec contrôle permanent à l'écran. Le meilleur est d'ailleurs en cours de refonte en vue d'accroître son efficacité.

*De même en ce qui concerne les conditions aux limites en déplacements* : Si celles-ci sont complexes, l'ingénieur devra en spécifier les subtilités d'une manière précise, face de bloc par face de bloc. Par contre, si elles ont un caractère standard (vecteur déplacement nul à la base du domaine étudié et vecteur déplacement horizontal nul sur ses faces latérales), l'application peut être réalisée automatiquement (par défaut) à partir du menu avec contrôle immédiat du résultat à l'écran.

L'application des contraintes initiales dues au poids des terres peut être réalisée de manière exacte par activation du multiplicateur de chargement relatif au poids propre. Par contre, si comme bien souvent en géotechnique on connaît ou on sait estimer un état  $K_0$  donné, celui-ci peut être spécifié directement. Dans ce cas, le massif est souvent en léger déséquilibre (incompatibilité entre  $K_0$  et les autres caractéristiques mécaniques). Le menu permet alors, par un changement fictif nul, de rééquilibrer le massif, puis de réinitialiser à zéro le champ de déplacement de manière à prendre comme nouvelle origine l'état du matériau après application de la gravité. L'option  $K_0$  est particulièrement intéressante (et réaliste) dans le cas d'un modèle hétérogène de surface libre presque horizontale (paroi moulée dans un sol mou par exemple).

*Les pressions interstitielles ont été l'objet d'un soin particulier dans PLAXIS :* Pour qui souhaite faire un calcul précis du champ de pressions interstitielles en régimes permanent ou transitoire, c'est possible grâce au module d'écoulements en milieu poreux. Mais bien sûr, cette opération demande du temps (d'opérateur et de machine). Si la nappe phréatique n'est pas trop éloignée de l'horizontale, dans ses états initial et final, on sait que la pression diffère peu de la pression hydrostatique ; si l'on adopte ce champ de pression approchée, les calculs deviennent très simples puisqu'il s'agit seulement de manier les variations de la poussée d'Archimède ;

*PLAXIS offre cette possibilité qui est souvent très appréciable.*

*La conduite des calculs non linéaires constitue un autre exemple de la souplesse d'utilisation que procure ce logiciel :* L'opérateur peut évidemment faire lui-même ses choix de taille d'étape de chargement, de nombre d'étapes, de rigidité d'interface, de méthode de résolution, ... etc. ; s'il ne désire pas assumer ces choix, le logiciel peut les décider à sa place, compte tenu de l'expérience des numériciens en la matière. Pour les calculs de consolidation, réalisés en différences finies explicites sur le temps, le choix du pas de temps peut également être décidé par l'utilisateur, ou bien calculé dans l'option par défaut, selon les critères numériques connus.

Le coefficient de sécurité est une notation un peu magique en géotechnique, puisqu'il résume en une seule information une quantité considérable de données. L'approche classique évalue généralement ce nombre selon la théorie de l'équilibre limite, supposant une réduction proportionnelle généralisée de la résistance mécanique des matériaux impliqués, ce qui ne constitue manifestement pas un scénario réel de rupture. C'est la même approche, adaptée aux éléments finis élasto-plastiques, qui préside à l'évaluation du coefficient de sécurité dans

*PLAXIS. Le critère de rupture est ici qualitatif, et laissé à l'appréciation de l'observateur ; en tout état de cause, il est fondé sur le niveau de déplacement d'un point de contrôle lié à l'ouvrage étudié. Le champ de déplacement obtenu est évidemment tout à fait fictif.*

*Un calcul par élément finis fournit une masse imposante de résultats :* Des résultats directement utiles au projeteur : déplacements, contraintes, pressions interstitielles à un stade donné du chargement, et des résultats plus mathématiques concernant le déroulement du processus de calcul proprement dit. L'ensemble de ces résultats est accessible, selon que l'on est intéressé par l'un ou l'autre aspect ; c'est également un système de menu arborescent qui permet de sélectionner les informations souhaitées.

### III .3.3. Les modèles de comportement utilisés dans PLAXIS

#### III .3.3.1. Introduction

Les modèles de comportement de sols sont très nombreux : depuis le modèle élasto-plastique de Mohr-Coulomb jusqu'aux lois de comportement les plus sophistiquées permettant de décrire presque tous les aspects du comportement élasto-visco-plastique des sols, aussi bien sous sollicitation monotone que cyclique. Ces modèles ont été développés dans le but d'être intégrés dans des calculs par éléments finis. Dans ce schéma, la modélisation par éléments finis permet de résoudre le problème aux limites en tenant compte, par une loi de comportement réaliste, du comportement réel du sol. Deux difficultés majeures ont empêché la réalisation complète de ce schéma : d'une part les lois de comportement qui décrivent bien le comportement des sols sont complexes et demande, pour la détermination des paramètres qu'elles contiennent, des études spécifiques lourdes sortant du cadre des projets d'ingénierie même complexe. La validation des lois de comportement a fait l'objet, dans les années 80 de plusieurs ateliers pour comparer les réponses des différents modèles sur différents chemins de sollicitation. La seconde difficulté a été l'intégration de ces lois de comportement dans des codes par éléments finis, bi ou tridimensionnels. Peu de codes sont opérationnels actuellement, avec des lois sophistiquées. Le coût de ces calculs est généralement important.

La démarche suivie dans le développement du code PLAXIS est différente. Un des objectifs de PLAXIS est de fournir à l'utilisateur un code d'éléments finis qui soit à la fois robuste et convivial, permettant de traiter des problèmes géotechniques réels, dans un délais raisonnable en utilisant des modèles de comportement de sols dont les paramètres puissent être déterminés à partir d'une étude géotechnique normale. En ce sens, PLAXIS peut apparaître comme une règle à calcul de l'ingénieur géotechnicien, ou le micro-ordinateur a remplacé la règle. C'est pourquoi les différents modèles de comportement utilisés dans PLAXIS sont des modèles qui peuvent apparaître simple, voire simplistes, mais qui sont efficaces quand ils sont utilisés dans des cas adaptés.

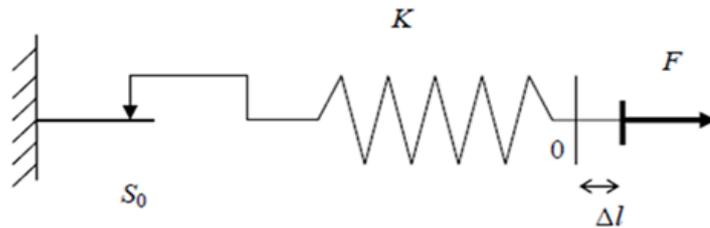
Pour traiter un problème de soutènement (paroi moulée, palplanche, ... etc.), il est tout à fait adapté de considérer le sol comme élasto-plastique et le modèle de Mohr-Coulomb sera bien adapté dans ce cas ; on rejoint ici le calcul des soutènements par les méthodes élasto-plastiques de coefficient de raideur. Mais pour traiter d'une construction de remblai sur sols mous, avec chargement par étapes et consolidation, il faut tenir compte de l'érouissage. Le matériau se consolide et il est plus adapté d'utiliser le 'Soft Soil Model' qui prend en compte cette évolution du matériau. Pour un calcul d'écoulement, il suffit de prendre un matériau élastique, mais on peut avoir à coupler écoulement et déformation ; dans ce cas un modèle élasto-plastique peut être justifié.

Les règles d'or dans le domaine de la simulation du comportement d'un ouvrage sont :

- quel est le comportement principal à modéliser ?
- utiliser un modèle qui décrit ce comportement.
- interpréter les résultats, notamment en fonction des paramètres de la modélisation.

En ce sens, la modélisation numérique ne fournit sous une autre forme que les données du problème posé.

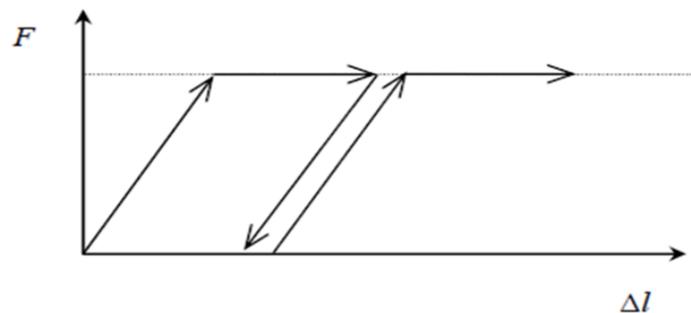
### III .3.3.2. Comportement élasto-plastique



**Figure III.3 :** Modèle monodimensionnel du comportement élasto-plastique [43].

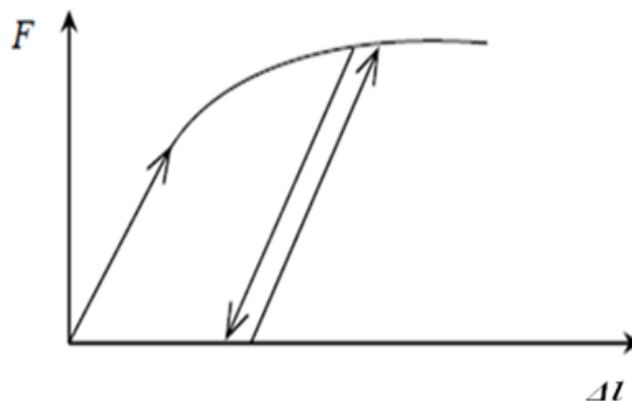
Le comportement élasto-plastique peut être représenté par un modèle monodimensionnel, en série un ressort de raideur  $K$ , pour symboliser l'élasticité du matériau, à un patin de seuil  $S_0$  (figure .III. 11).

La courbe effort-déplacement ou contrainte-déformation que l'on trouve est présentée sur la figure. (III. 4)



**Figure III.4 :** Représentation du comportement élastique parfaitement plastique [43].

Lors d'une décharge, le comportement est élastique et réversible. La longueur de la déformation plastique est a priori indéterminée.



**Figure III.5 :** Représentation du comportement élasto-plastique avec écrouissage [43].

Le type de comportement représenté par les figures (III. 4) et (III. 5) est un comportement élastique-plastique sans écrouissage. La figure (III. 4) représente un comportement élastique- plastique avec écrouissage.

### III .3.3.3. Modèle élastique linéaire

Le modèle élastique linéaire utilisé dans PLAXIS est classique. Les tableaux de rentrée des données demandent le module de cisaillement  $G$  et le coefficient de Poisson  $\nu$ . L'avantage de  $G$  est d'être indépendant des conditions de drainage du matériau ( $G_u = G'$ ), ce qui n'est pas le cas des modules d'Young : le module d'Young non drainé est supérieur au module d'Young drainé.

Il aurait pu sembler logique, si  $G$  est utilisé comme paramètre élastique, d'utiliser  $K$  comme second paramètre. D'une part  $K_u$  est infini (correspondant à  $\nu_u = 0.5$ ) et il est moins courant d'emploi.  $G$  est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques.

La relation entre le module d'Young  $E$  et les autres modules sont données par les équations :

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{III.12})$$

$$K = \frac{E}{3(1+\nu)} \quad (\text{III.13})$$

$$E_{\text{oed}} = \frac{(1-\nu)E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (\text{III.14})$$

Le modèle élastique linéaire de PLAXIS peut être employé surtout pour modéliser les éléments de structures béton ou métal en interaction avec le sol. Il peut aussi être intéressant pour certains problèmes de mécanique des roches.

Les paramètres de ce modèle sont représentés sur la figure (III. 6) :

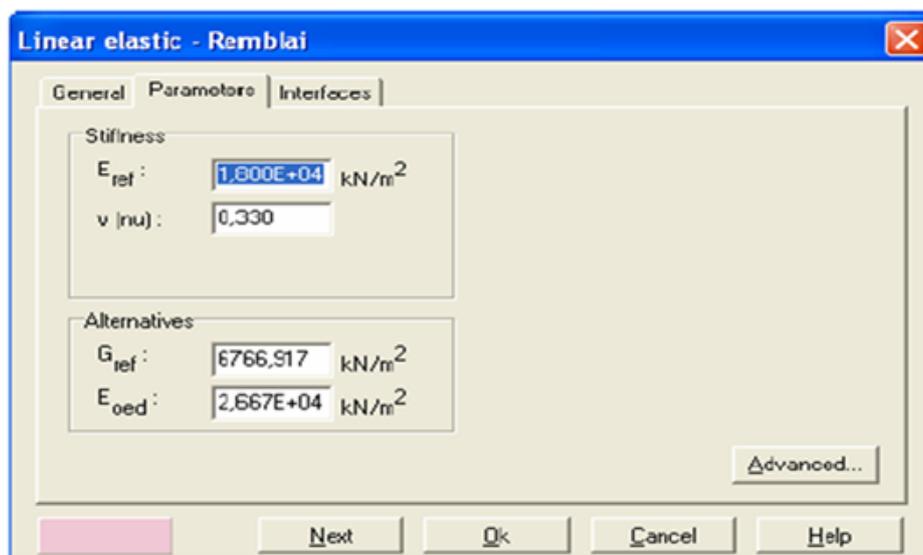


Figure III.6 : Fenêtre des paramètres du modèle élastique linéaire.

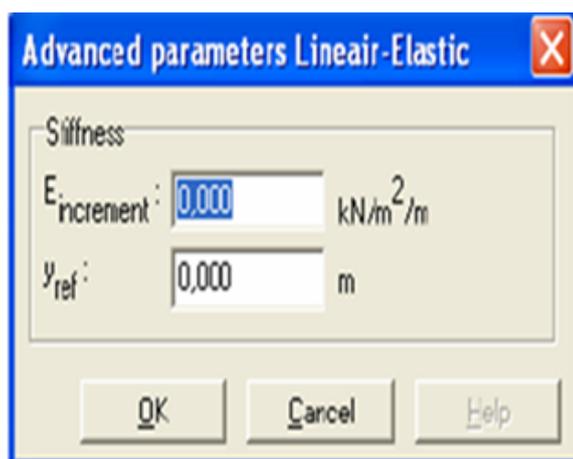


Figure III.7 : Fenêtre des paramètres avancés du modèle élastique.

Et les paramètres avancés sur la figure (III. 7) :

Les paramètres avancés sont reliés par l'équation :

$$K_{actual} = K_{ref} + (y_{ref} - y)K_{increment} \quad \text{avec } y < y_{ref} \quad (III.15)$$

$K_{increment}$  : Augmentation de la rigidité [kN/m<sup>2</sup>/m].

$y_{ref}$  : Profondeur [m].

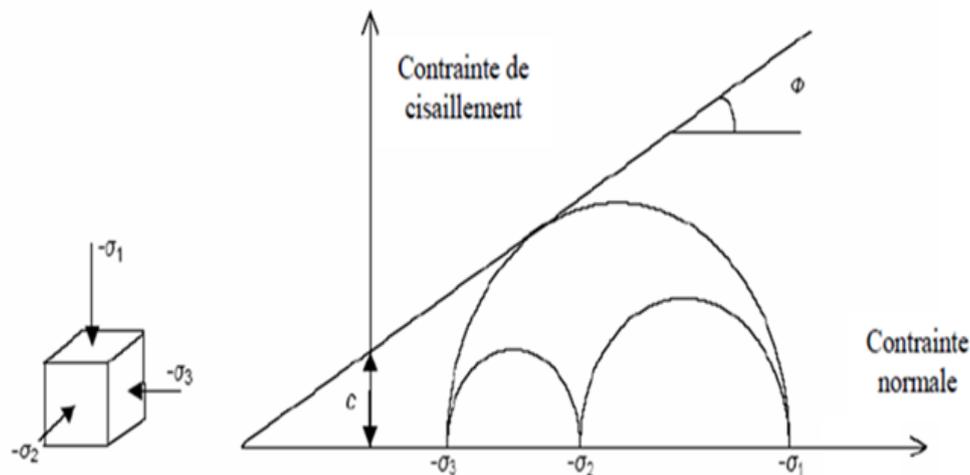
### III .3.3.4. Modèle de Mohr-Coulomb

Le comportement de Mohr-Coulomb présente un comportement élastique parfaitement plastique sans écoulement. Il a une grande utilisation dans la géotechnique vu les résultats obtenus dans les calculs.

Dans le plan de Mohr, la droite intrinsèque est représentée par :

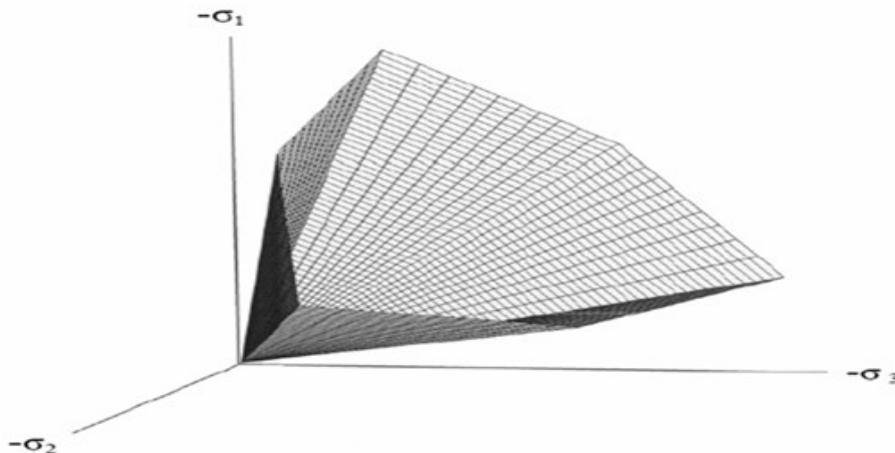
$$\tau = \sigma_n \tan \varphi + c \quad (\text{III.16})$$

Où  $\sigma_n$  et  $\tau$  sont respectivement les contraintes normales et de cisaillement, et  $c$  et  $\varphi$  respectivement la cohésion et l'angle de frottement du matériau (figure.III. 8).



*Figure III.8 : Courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb [43].*

Le critère de Coulomb à trois dimensions suppose que la contrainte intermédiaire n'intervient pas. La forme du critère est celle d'une pyramide irrégulière construite autour de la trisectrice (figure. III. 9) sur l'hexagone irrégulier de Mohr-Coulomb.



*Figure III.9 : Pyramide de Mohr-Coulomb tracée pour  $e=0$  [43].*

Le modèle demande la détermination de cinq paramètres (figure. III. 10). Les deux premiers sont  $E$  et  $\nu$  (paramètres d'élasticité). Les deux autres sont  $c$  et  $\phi$ , respectivement. Ce sont des paramètres classiques de la géotechnique, certes souvent fournis par des essais de laboratoires, mais nécessaires à des calculs de déformation ou de stabilité

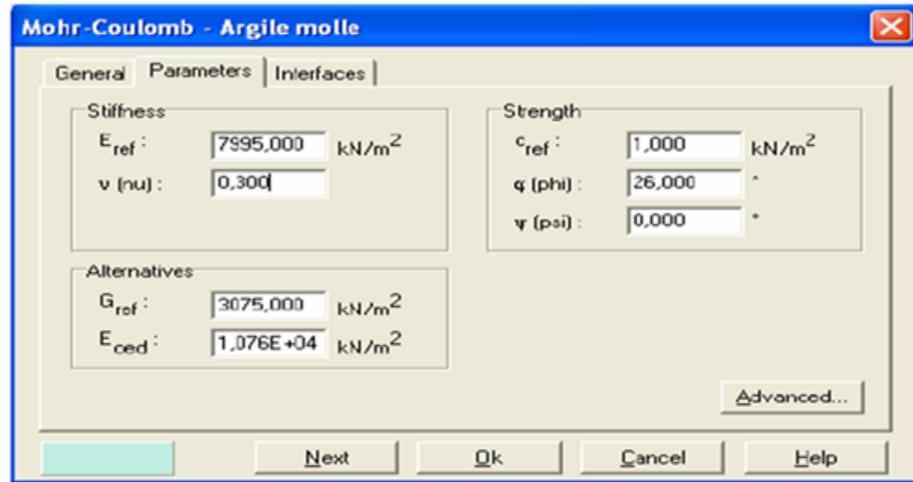


Figure III.10 : Fenêtre des paramètres de Mohr- Coulomb.

### a) Module d'Young

Le choix d'un module de déformation est un des problèmes les plus difficiles en géotechnique. Le module de déformation varie en fonction de la déformation et en fonction de la contrainte moyenne. Dans le modèle de Mohr-Coulomb, le module est constant. Il paraît peu réaliste de considérer un module tangent à l'origine (ce qui correspondait au  $G_{\max}$  mesuré dans des essais dynamiques ou en très faibles déformations). Ce module nécessite des essais spéciaux.

Il est conseillé de prendre un module moyen, par exemple celui correspondant à un niveau de 50 % du déviateur de rupture (figure III. 11).

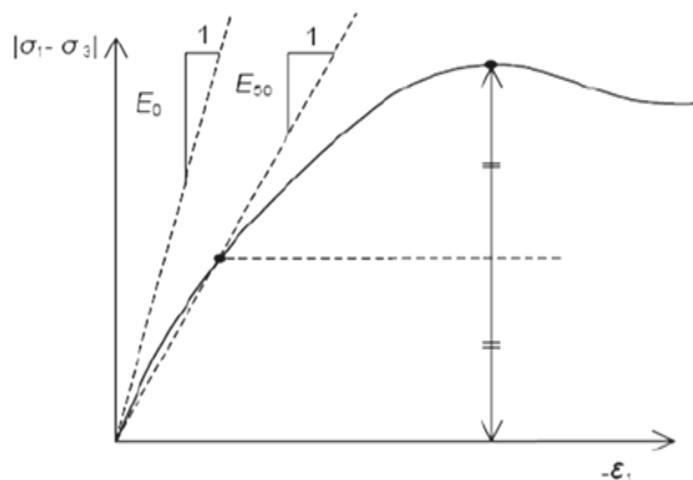


Figure III.11 : Définition du module à 50 % de la rupture [43].

L'utilisateur doit rester conscient de l'importance du choix du module qu'il prendra en compte. Il n'y a là rien d'étonnant et la même question se retrouve par exemple dans tout calcul classique de fondation, par exemple.

Dans la boîte de dialogue des paramètres avancés, on peut aussi rentrer un gradient donnant la variation du module avec la profondeur.

### **b) Coefficient de Poisson**

On conseille une valeur de 0,2 à 0,4 pour le coefficient de Poisson. Celle-ci est réaliste pour l'application du poids propre (procédure  $K_0$  ou chargement gravitaires). Pour certains problèmes, notamment en décharge, on peut utiliser des valeurs plus faibles. Pour des sols incompressibles, le coefficient de Poisson s'approche de 0,5 sans que cette valeur soit utilisable.

### **c) Angle de frottement**

*PLAXIS ne prend pas en compte une variation d'angle de frottement avec la contrainte moyenne.* L'angle de frottement à introduire est soit l'angle de frottement de pic soit l'angle de frottement de palier. On attire l'attention sur le fait que des angles de frottement supérieurs à  $35^\circ$  peuvent considérablement allonger les temps de calcul. Il peut être avisé de commencer des calculs avec des valeurs raisonnables d'angle de frottement, quitte à les augmenter dans la suite. Cette valeur de  $35^\circ$  est compatible avec les angles de frottement  $\varphi_{cv}$  (à volume constant, au palier).

En peut déterminer l'angle de frottement à partir de la courbe intrinsèque du modèle de Mohr-Coulomb (figure. III.8).

### **d) Cohésion**

Il peut être utile d'attribuer, même à des matériaux purement frottant, une très faible cohésion (0,2 à 1 kPa) pour des questions numériques. Pour les analyses en non drainé avec  $\varphi_v = 0$ , PLAXIS offre l'option de faire varier la cohésion non drainée avec la profondeur : ceci correspond à la croissance linéaire de la cohésion en fonction de la profondeur observée dans des profils au scissomètre ou en résistance de pointe de pénétromètre. Cette option est réalisée avec le paramètre c-depth. Une valeur nulle donne une cohésion constante. Les unités doivent être homogènes avec ce qui a été choisi dans les problèmes (typiquement en kPa/m).

### III .4. LA THÉORIE DE LA DYNAMIQUE DANS LE CODE PLAXIS

L'étude dynamique dans le code Plaxis<sup>2D</sup> est basée sur les étapes suivantes :

- ✓ Équations de base pour le comportement dynamique.
- ✓ Intégration de temps.
- ✓ Vitesses d'onde.
- ✓ Pas de temps critique.
- ✓ Modèles des frontières.
- ✓ Frontières absorbantes.
- ✓ Contraintes d'initiales et incréments de contrainte aux modèles des frontières.

#### III .4.1. Équations de base pour le comportement dynamique

L'équation de base pour le mouvement dépendant du temps d'un volume sous l'influence de la charge dynamique est:

$$[M]\{\ddot{U}\} + [C]\{\dot{U}\} + [K]\{U\} = \{F\} \quad (\text{III.17})$$

$[M]$  ,  $[K]$  et  $[C]$  sont les matrices de masse, de rigidité et d'amortissement, successivement.  $\{U\}$  ,  $\{F\}$  sont les vecteur de déplacement et de charge. Le déplacement,  $U$ , la vitesse,  $\dot{U}$  et l'accélération,  $\ddot{U}$ , peut changer avec du temps. L'équation ( $K u = F$ ) correspond à la déformation statique.

En principe, tous les modèles de comportement dans PLAXIS peuvent être employés pour l'analyse dynamique. Le comportement de sol peut être drainé et no drainé. Dans le dernier cas, la rigidité en bloc des eaux souterraines est ajoutée à la matrice de rigidité  $[K]$  , de même que le point de droit pour le calcul statique.

Dans la matrice  $[M]$ , la masse des matériaux (sol + eau + toutes constructions) est prise en considération. Dans PLAXIS la matrice de masse est mise en application comme a matrice massif.

La matrice  $[C]$  représente d'amortissement matériel des matériaux. En réalité, l'amortissement de matériel est provoqué par frottement ou par des déformations irréversibles (plasticité ou viscosité). Avec plus de viscosité ou plus de plasticité, plus d'énergie de vibration peut être absorbée. Dans les formulations des éléments finies,  $[C]$  est souvent formulé en fonction des matrices de la masse et de rigidité (amortissement de Rayleigh) comme:

$$[C] = \alpha[M] + \beta[k] \quad (\text{III.18})$$

Quand la contribution de  $[M]$  est dominante (par exemple,  $\alpha = 10^{-2}$  et  $\beta = 10^{-3}$ ) davantage des vibrations de basse fréquence sont amortissement, et quand la contribution de  $[K]$  est dominante (par exemple,  $\alpha = 10^{-3}$  et  $\beta = 10^{-2}$ ) davantage des vibrations à haute fréquence sont amortissement. Dans l'arrangement standard de PLAXIS,  $\alpha = \beta = 0$ .

Les coefficients d'amortissement de Rayleigh  $\alpha$  et  $\beta$  peut être déterminé à partir au moins de deux constantes d'amortissement données  $\xi_i$  cela correspondent à deux fréquences de la vibration  $\omega_i$ . Le rapport entre,  $\beta$ ,  $\xi_i$  et  $\omega_i$  peut être présenté comme :

$$\alpha + \beta \omega_i^2 = 2\omega_i \xi_i \quad (\text{III.19})$$

Dans l'exécution numérique de la dynamique, la formulation de l'intégration de temps constitue un facteur important pour la stabilité et l'exactitude du processus de calcul. L'intégration explicite et implicite est les deux arrangements généralement utilisés d'intégration de temps. L'avantage de l'intégration explicite est qu'il est relativement simple de formuler. Cependant, l'inconvénient est que le processus de calcul n'est pas pendant que robuste et lui impose des limitations sérieuses à l'étape de temps. La méthode implicite est plus compliquée, mais elle produit un processus plus fiable de calcul (plus stable) et habituellement une solution plus précise.

L'arrangement implicite d'intégration de temps de Newmark est une méthode fréquemment utilisée. Avec cette méthode, le déplacement et la vitesse au point à temps  $t+\Delta t$  sont exprimés respectivement comme:

$$\begin{cases} u^{t+\Delta t} = u^t + \dot{u}^t \Delta t + \left(\frac{1}{2} - \alpha\right) \ddot{u}^t + \alpha \ddot{u}^{t+\Delta t} \Delta t^2 \\ \dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + ((1 - \beta)\ddot{u}^t + \beta \ddot{u}^{t+\Delta t}) \Delta t \end{cases} \quad (\text{III.20})$$

Dans les équations ci-dessus, le  $\Delta t$  est le pas de temps. Les coefficients  $\alpha$  et  $\beta$  et les termes solides déterminent l'exactitude de l'intégration numérique de temps. Ils ne sont pas égaux au  $\alpha$  et aux termes solides pour l'amortissement de Rayleigh. Afin d'obtenir une solution stable, la condition suivante doit s'appliquer:

$$\beta \geq 0.5 \quad \alpha \geq \frac{1}{4} \left(\frac{1}{2} + \beta\right)^2$$

L'utilisateur est conseillé d'employer l'arrangement standard de PLAXIS, avec l'arrangement de l'amortissement de Newmark  $\alpha = 0,3025$  et  $\beta = 0,60$ . Comme alternative,  $\alpha = 0,25$  et  $\beta = 0,50$  peut être employé. D'autres combinaisons sont également possibles [43].

✓ *Exécution de l'arrangement d'intégration dans PLAXIS*

L'équation (III.20) peut également être écrite comme:

$$\begin{cases} \ddot{u}^{t+\Delta t} = c_0 \Delta u - c_2 \dot{u}^t - c_3 \ddot{u}^t \\ \dot{u}^{t+\Delta t} = \dot{u}^t + c_6 \ddot{u}^t + c_7 \dot{u}^{t+\Delta t} \\ u^{t+\Delta t} = u^t + \Delta u \end{cases} \quad (\text{III.21})$$

Ou comme:

$$\begin{cases} \ddot{u}^{t+\Delta t} = c_0 \Delta u - c_2 \dot{u}^t - c_3 \ddot{u}^t \\ \dot{u}^{t+\Delta t} = c_1 \Delta u - c_4 \dot{u}^t - c_5 \ddot{u}^t \\ u^{t+\Delta t} = u^t + \Delta u \end{cases} \quad (\text{III.22})$$

Où les coefficients  $c_0.. c_7$  peut être exprimé en pas de temps et en paramètres d'intégration  $\alpha$  et  $\beta$ . De cette façon, le déplacement, la vitesse et l'accélération à la fin de pas de temps sont exprimés par ceux au début de le pas de temps et de l'incrément de déplacement. Avec l'intégration implicite de temps, l'équation (III.23) doit être obtenue à la fin d'une pas de temps ( $t+\Delta t$ ):

$$[M]\ddot{u}^{t+\Delta t} + [C]\dot{u}^{t+\Delta t} + [K]u^{t+\Delta t} = F^{t+\Delta t} \quad (\text{III.23})$$

Cette équation, combinée avec les expressions (III.21) et (III.22) pour les déplacements, vitesses et accélérations à la fin du temps font un pas, produisent:

$$(c_0[M] + c_1[C] + [K])\Delta u = F_{ext}^{t+\Delta t} + [M](c_2\dot{u}^t + c_3\ddot{u}^t) + [C](c_4\dot{u}^t + c_5\ddot{u}^t) - F_{int}^t \quad (\text{III.24})$$

Sous cette forme, le système des équations pour une analyse dynamique assortit raisonnablement cela d'une analyse statique. La différence est que la 'matrice de rigidité' contient des limites supplémentaires pour la masse et atténuer et que la limite droite contient des limites supplémentaires indiquant la vitesse et l'accélération au début de le pas de temps ( $\Delta t$  de temps) [43].

### III .4.2. Vitesses d'onde

La vitesse d'onde de compression,  $V_p$ , dans un sol unidimensionnel confiné est une fonction de rigidité,  $E_{oed}$ , et de la masse  $\rho$ , comme:

$$V_p = \sqrt{\frac{E_{oed}}{\rho}} \quad \text{avec} \quad E_{oed} = \frac{(1-\nu)E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \quad \text{et} \quad \rho = \frac{\gamma}{g} \quad (\text{III.25})$$

Dans le quel  $E$  = module de Young,  $\vartheta$  = le rapport de Poisson,  $\rho$  = le poids spécifique et le  $g$  est la gravité (9,8 m/s<sup>2</sup>).

Une expression semblable peut être trouvée pour la vitesse d'onde de cisaillement,  $V_s$ :

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} \quad \text{avec} \quad G = \frac{E}{2(1+\vartheta)} \quad (\text{III.26})$$

### III .4.3. Pas de temps critique

Le pas de temps utilisée dans le calcul est sujette à des quelques limitations. Si l'étape de temps est trop grande, la solution montrera des déviations substantielles et la réponse calculée sera incertaine. Le pas de temps critique dépend de la fréquence maximum et de la grossièreté ( finesse) de la maille finie d'élément. En général, l'expression suivante peut être employée pour un élément simple :

$$\Delta t_{\text{critique}} = \frac{B}{\alpha \sqrt{\frac{E(1-\vartheta)}{\rho(1+\vartheta)(1-2\vartheta)} \sqrt{1 + \frac{B^4}{4S^2} - \frac{B^2}{2S} \left[ 1 + \frac{1-2\vartheta}{4} \frac{2S}{B^2} \right]}}} \quad (\text{III.27})$$

Le facteur  $\alpha$  dépend du type d'élément. Pour un élément 6 nœuds  $\alpha = 1/(6\sqrt{c_6})$ , avec  $c_6=5,1282$ , et pour un élément 15 nœuds  $\alpha = 1/(19\sqrt{c_{15}})$ , avec  $c_{15} = 4,9479$ . Les autres facteurs de détermination sont le rapport du Poisson  $\vartheta$ , la longueur moyenne d'un élément  $B$  [1], la surface de l'élément  $S$ . In un modèle d'élément fini, le pas de temps critique est égale à la valeur minimum du  $\Delta t$  selon l'équation (III. 27) pour tous les éléments. Ce pas de temps est choisi pour s'assurer qu'une vague pendant un pas à pas ne déplace pas une distance plus grande que la dimension minimum d'un élément [43].

### III .4.4. Modèles des Frontières

Dans le cas d'une analyse statique de déformation, des déplacements prescrits de frontière sont présentés aux frontières d'un modèle d'élément fini. Les frontières peuvent être complètement libres ou des fixités peuvent être appliquées dans un ou deux directions. En particulier les frontières verticales d'une maille sont souvent des frontières (synthétiques) non-physiques qui ont été choisies de sorte qu'elles n'influencent pas réellement le comportement de déformation de la construction à modeler. Pour des calculs dynamiques, les frontières devraient en principe être beaucoup plus complexes que ceux pour des calculs statiques, parce que, les ondes d'effort seront menées reflété aux déformations dans les résultats calculés. Cependant, localiser les frontières exige beaucoup loin d'éléments supplémentaires et donc beaucoup de mémoire supplémentaire et de temps calculé.

Pour contrecarrer des réflexions, les mesures spéciales sont nécessaires aux, nous parlons ' des frontières silencieuses ou absorbantes. Des diverses méthodes sont employées pour créer ces frontières, qui incluent:

- ✓ Utilisation des éléments moitié-infinis (éléments de frontière).
- ✓ Adaptation des propriétés matérielles des éléments à la frontière (basse rigidité viscosité élevée).
- ✓ Utilisation des frontières visqueuses (amortisseurs).

Toutes ces méthodes ont leurs avantages et inconvénients et sont personne à charge de problème. Pour l'exécution des effets dynamiques en PLAXIS les frontières absorbantes sont créées avec la dernière méthode (utilisation des frontières visqueuses). La manière que cette méthode fonctionne est décrite ci-dessous.

### III .4.5. Frontières absorbantes

L'utilisation des frontières absorbantes dans PLAXIS est basée sur la méthode des frontières visqueuses .Les composants d'effort normal et de cisaillement absorbés par un amortisseur dans la x-direction sont:

$$\sigma_n = -c_1 \rho V_p \dot{u}_x \quad (\text{III. 28}) \quad \text{et} \quad \tau = -c_2 \rho V_s \dot{u}_y \quad (\text{III.29})$$

$\rho$  est la densité des matériaux.  $V_p$  et  $V_s$  sont la vitesse d'onde de pression et la vitesse d'onde de cisaillement, respectivement.  $C_1$  et  $C_2$  sont des coefficients de relaxation qui ont été présentés afin d'améliorer l'effet de l'absorption. Quand les ondes de pression heurtent seulement la perpendiculaire de frontière, la relaxation est superflue ( $C_1 = C_2=1$ ) [1].

En présence des ondes de cisaillement, l'effet d'amortissement des frontières absorbantes n'est pas suffisant sans relaxation. L'effet eut être amélioré en adaptant le deuxième coefficient en particulier. L'expérience acquise jusqu'ici prouve que l'utilisation de  $C_1=1$  et de  $C_2=0.25$  a comme conséquence une absorption raisonnable des ondes à la frontière. Cependant, il n'est pas possible de déclarer que des ondes de cisaillement sont entièrement absorbées de sorte qu'en présence des ondes à de cisaillement, l'effet (limité) de frontière soit apparent. La recherche additionnelle est donc nécessaire sur ce point, mais la méthode décrite soyez suffisant pour des applications pratiques [43].

Pour une frontière inclinée, une formulation ajustée basée sur les équations (III. 28) et (III.29), sont employons cela tient compte de l'angle de la frontière.

### III .4.6. Contraintes initiales et incréments des contraintes

En enlevant les fixistes de frontière pendant la transition d'une analyse statique à une analyse dynamique, les efforts de frontière cessent également. Ceci signifie que la frontière commencera à se déplacer en raison des efforts initiaux. Pour empêcher ceci, l'effort original

de frontière sera converti en première vitesse (virtuelle) de frontière. En calculant l'effort, la vitesse initiale de frontière doit être soustraite de la vraie vitesse:

$$\sigma_n = -c_1 \rho V_p \dot{u}_n + \sigma_n^0 = -c_1 \rho V_p (\dot{u}_n - \dot{u}_n^0) \quad (\text{III.30})$$

Cette première vitesse est calculée au début de l'analyse dynamique et est donc basée purement sur l'effort original de frontière.

Actuellement, les situations peuvent surgir où une nouvelle charge est appliquée à un certain endroit sur le modèle et est sans interruption présente à partir de ce moment. Une telle charge devrait avoir comme conséquence une augmentation de l'effort moyen de frontière. Si elle implique une frontière absorbante, l'effort par accroissement moyen ne peut pas être absorbé. Au lieu de cela, la frontière commencera à se déplacer. Dans la plupart des situations, cependant, il y a des frontières (imperméables) également fixées ailleurs dans la maille – par exemple, sur le fond. Le fond de la maille, à l'endroit de la transition d'un souple à une couche (raide) dure de sol, est souvent choisi pour ceci. Ici, les réflexions se produisent également en réalité, de sorte qu'une frontière si inférieure dans une analyse dynamique puisse simplement être équipée dans des conditions périphériques (fixes) standard. Dans le cas mentionné ci-dessus d'une charge accrue sur le modèle, cette augmentation devra par la suite être absorbée par la frontière inférieure (fixe), après avoir redistribué les efforts.

### III .5. CONCLUSION

Les différents modèles utilisés dans PLAXIS montrent qu'il s'agit de modèles suffisamment simples pour qu'il soit possible d'en déterminer les paramètres avec une étude géotechnique classique ou avec des corrélations. Il n'y a dans ces modèles aucun paramètre de calage ou sans signification physique comme on en rencontre souvent dans des modèles sophistiqués. Souvent la détermination des paramètres nécessite des techniques d'optimisation. Ces modèles appartiennent au domaine de recherche.

L'utilisateur doit se concentrer sur deux choix : l'un est inhérent à la géotechnique en général, l'autre concerne la simulation numérique.

La détermination des paramètres géotechniques à entrer dans *PLAXIS* n'est pas différente d'un choix de paramètres de calcul *manuel* pour un calcul de tassement ou de stabilité : à partir d'essais, il est indispensable d'arriver à ce que l'on pourrait appeler un modèle géotechnique de terrain. Certains des paramètres sont différents dans leurs expressions, mais toujours reliés à des paramètres géotechniques classiques. Le paramètre le moins courant est vraisemblablement l'angle de dilatance.

Le choix du modèle de comportement dépend en fait du problème posé : soutènement, tassement de remblai, fondation sur sol en pente, tunnel : quel modèle de comportement utiliser pour quel problème géotechnique ?

La question n'est pas simple car il n'existe pas de modèle universel.

# **CHAPITRE IV**

## **MODELISATION DE L'INTERACTION STRUCTURALE**

## CHAPITRE IV

### MODELISATION DE L'INTERACTION STRUCTURALE

#### IV.1. INTRODUCTION

Dans cette étude, on essaye de définir les effets de l'interaction dynamique et statique sol-structure et structure-sol-structure sur la réponse dynamique et le tassement statique des structures sous différents types des charges soit gravitaire, harmonique ou sismique, et différents points d'application de celle-ci.

Le travail est bâti sur deux grandes parties :

- Interaction dynamique et statique-sol-structure (ISS).
- Interaction dynamique et statique structure-sol-structure (ISSS).

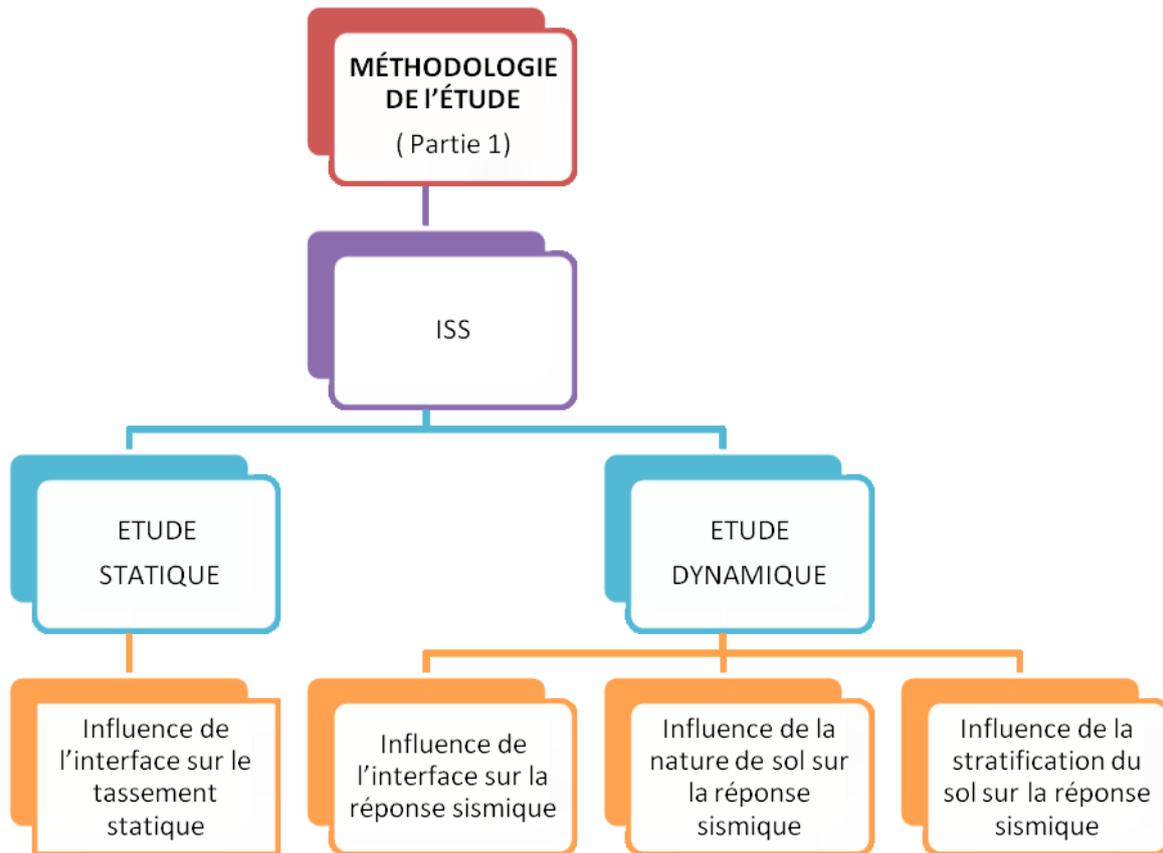
La modélisation et la simulation sont faites par les logiciels PLAXIS <sup>2D</sup> et SAP2000 <sup>3D</sup>, ces logiciels sont basés sur la méthode des éléments finis.

Les étapes de la modélisation :

- ✓ Choisir le modèle de comportement des matériaux.
- ✓ Hypothèses de la modélisation.
- ✓ Géométrie du modèle.
- ✓ Caractéristiques des matériaux (sol, structure).
- ✓ Conditions initiales.
- ✓ Phases de la modélisation.

## IV.2. PARTIE I : INTERACTION SOL-STRUCTURE

Dans cette partie, on étudie l'influence de l'interface sol-fondation sur la réponse sismique et sur le tassement statique, l'effet de la nature et de la stratification du massif du sol sur la réponse sismique (figure IV.1).



*Figure IV. 1: Méthodologie de l'étude de la partie I.*

### IV.2.1. Effet de l'interface sol-structure

Pour l'étude de l'interface, on utilise de logiciel géotechnique PLAXIS .La rigidité de la couche d'interface varie en fonction du coefficient de résistance  $R_{interface}$ , ce coefficient dépend de la nature du sol et de la rugosité des matériaux. On adopte le modèle Mohr-Coulomb comme loi de comportement.

### IV.2.1.1. Géométrie de l'exemple étudié

- ✓ L'exemple est non symétrique (figure IV.2), il sera modélisé par un modèle géométrique plan (2D) et des éléments à 15 nœuds pour le sol et 6 nœuds pour les éléments.
- ✓ Conditions aux limites, on choisi les conditions aux limites par défaut ; déplacements libres sur les deux cotés verticaux et bloqués au fond.
- ✓ En dessous, on trouve le substratum rocheux pour lequel les déformations sont nulles
- ✓ La structure considérée est une cheminée de rayon externe  $R = 1\text{ m}$ , rayon interne  $r = 0.75\text{ m}$  avec  $10.16\text{ m}$  d'altitude, une fondation de  $4\text{ m}$  de largeur et de longueur avec  $2\text{ m}$  comme profondeur de la fondation.
- ✓ Le sol est une couche de largeur  $L=100\text{ m}$  et de profondeur  $h=10\text{ m}$  (figure IV.2).

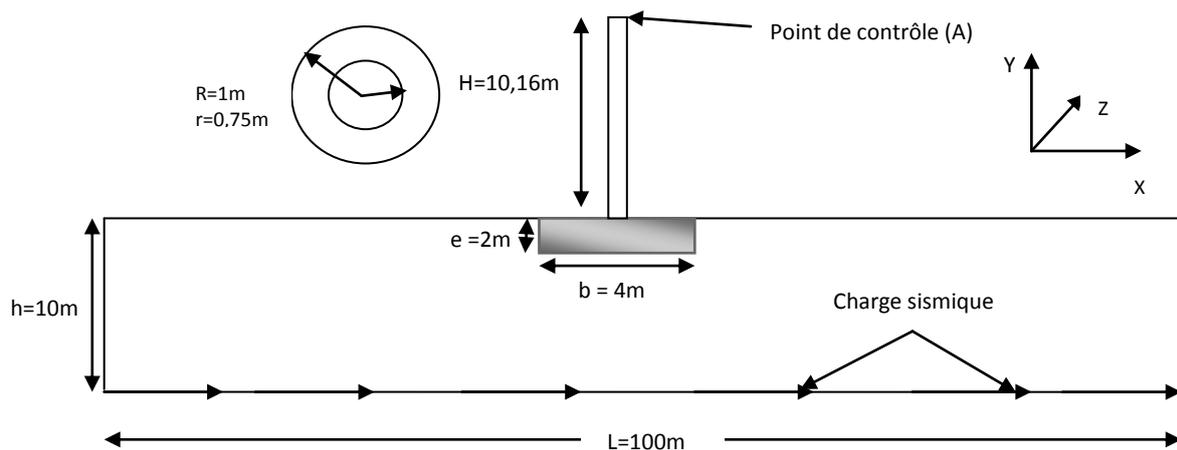


Figure IV. 2: Coupe longitudinale du cas étudié.

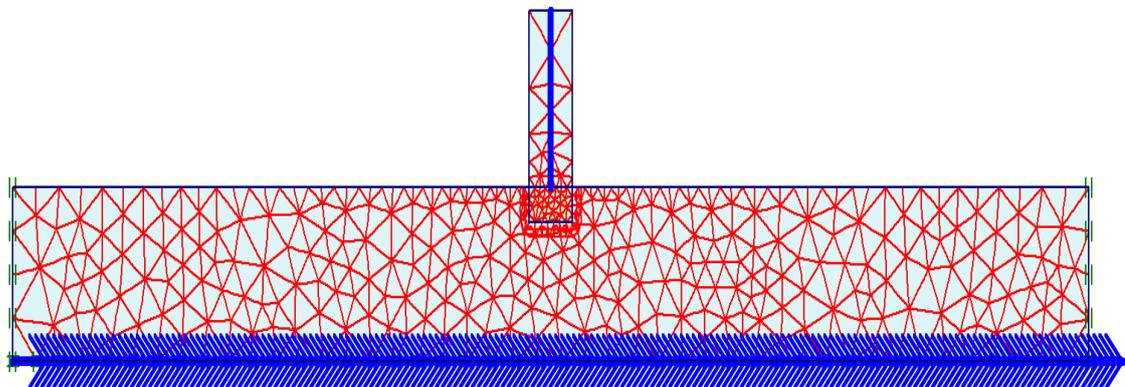


Figure IV.3 : Mécanisme de maillage du cas étudié.

### IV.2.1.2. Caractéristiques des matériaux

#### 1) structure

Paramètres	Nom	Valeur	Unité
Type de comportement	Type material	linéaire élastique	-
Rigidité axiale	EA	$3,570.10^7$	kN
Rigidité de flexion	EI	$1,4.10^7$	kN.m <sup>2</sup>
Épaisseur équivalente	d <sub>eq</sub>	2,166	m
Poids (pour un mL)	w	155.952	kN
Masse volumique	ρ	72	kN/m <sup>3</sup>
Coefficient de Poisson	ν	0,33	-
Coefficients d'amortissement de Rayleigh	α β	0,1442 $4,55.10^{-4}$	-

**Tab. IV.1 :** Propriétés des éléments structuraux [27].

#### 2) sol

Paramètres	Nom	Sable	Argile	Unité
Type de modèle	Model	Mohr-Coloumb	Mohr-Coloumb	-
Type de comportement	Type	Non Drainé	Non Drainé	-
Poids volumique sec	γ <sub>dry</sub>	17	16	kN/m <sup>3</sup>
Poids volumique humide	γ <sub>wet</sub>	21	18	kN/m <sup>3</sup>
Perméabilité horizontale	K <sub>x</sub>	$5,7877.10^{-6}$	$1,157.10^{-8}$	m/jour
Perméabilité verticale	K <sub>y</sub>	$5,787.10^{-6}$	$1,157.10^{-8}$	m/jour
Module d'Young	E <sub>ref</sub>	120000	10000	kN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson	ν	0,3	0,35	-
Cohésion	c <sub>ref</sub>	1	5	kN/m <sup>2</sup>
Angle de frottement	φ	33	25	°
Angle de dilatation	ψ	3	0	°
Facteur de rigidité de l'interface	R <sub>inter</sub>	0,8 / 0,9 / 1	0,7 / 0,8 / 0,9 / 1	-
Perméabilité de l'interface	Permeability	Imperméable	Imperméable	-

**Tab.IV.2 :** Propriétés du sol [43] et [18].

**Remarque :**

- 1)  $d_{eq} = \sqrt{\frac{12EI}{EA}}$ : est l'épaisseur équivalente de la structure.
- 2)  $W = d_{eq} * \rho$ : est le poids de la structure par un mètre linéaire.
- 3) Pour calculer les coefficients  $\alpha$ ,  $\beta$  doit utiliser l'équation:

$$\alpha + \beta \omega_i^2 = 2\omega_i \xi_i$$

Avec :

$\omega_i, \xi_i$  : La fréquence angulaire et le pourcentage de l'amortissement du sol et/ou de la structure.

Où :

$$\checkmark \omega_i = \frac{\pi V_s}{2H} (2i - 1) \text{ avec } \omega_1 = \frac{\pi V_s}{2H}. \text{ (Pour un massif de sol).}$$

Avec :

$V_s$  : Onde de cisaillement du sol.

$H$  : Hauteur du massif du sol.

Et :

$$\checkmark \omega_i = \frac{X_i^2}{l^2} \sqrt{\frac{EI}{\rho s}} \text{ avec } X_i^2 = 3.516, 22.03, \text{ etc. (Pour une structure encastree à la base).}$$

Avec :

$l$  : Hauteur de la structure.

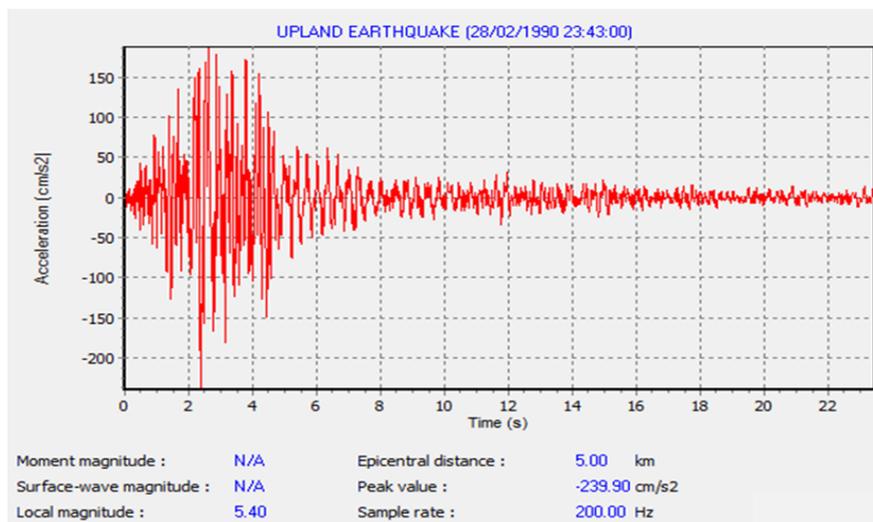
$EI$  : Rigidité de flexion de la structure.

$\rho$  : La masse volumique.

$A=s$  : Surface de la section considérée.

- 4) Le paramètre  $R_{inter}$ , est défini ci-dessous :

$$\tan \varphi_{interface} = R_{inter} \tan \varphi_{sol} \text{ et } C_{interface} = R_{inter} C_{sol} \text{ avec : } C_{sol} = C_{ref}.$$

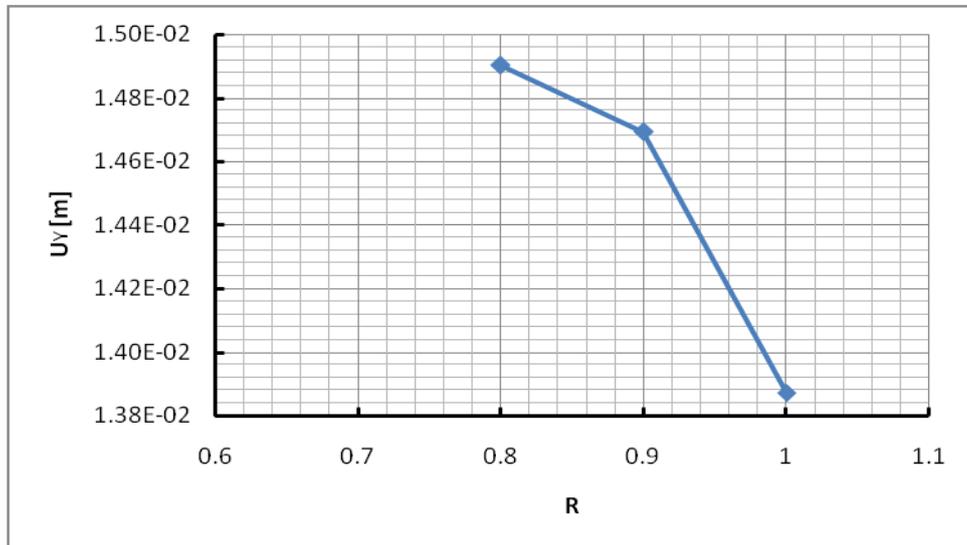
**IV.2.1.3. Caractéristiques de la charge**

**Figure IV.4 :** Caractéristique du séisme (Parkfield-California, 28/02/1990) [43].

#### IV.2.1.4. Résultats et discussions

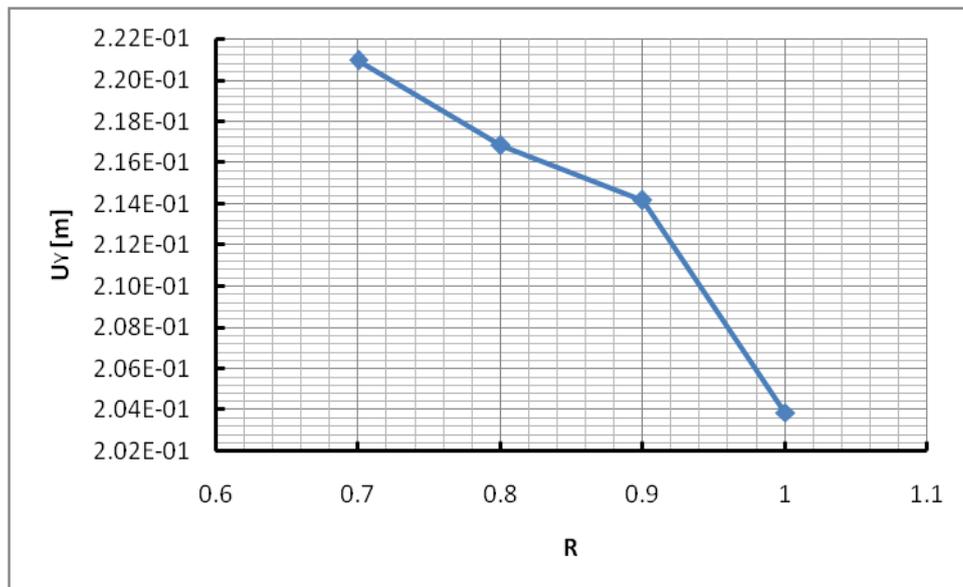
##### A) Étude statique

##### ✓ Cas de sable



*Figure IV.5 : Effet de l'interface sur le tassement statique (cas de sable).*

##### ✓ Cas d'argile



*Figure IV.6 : Effet de l'interface sur le tassement statique (cas d'argile).*

**B) Étude sismique**

✓ Cas d'argile

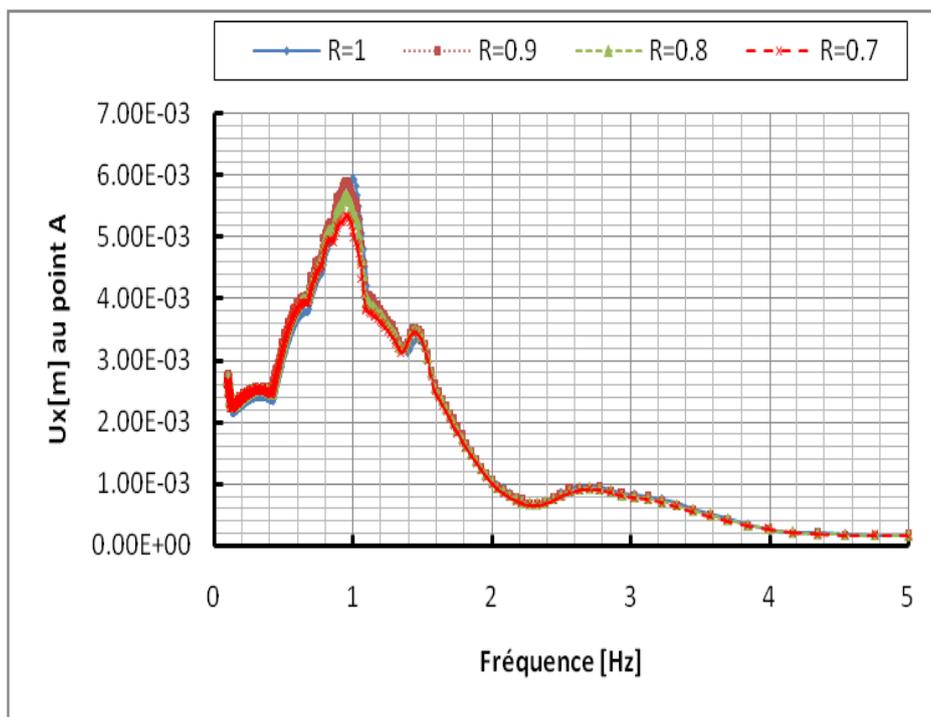


Figure IV.7 : Effet de l'interface sur la réponse sismique (cas d'argile).

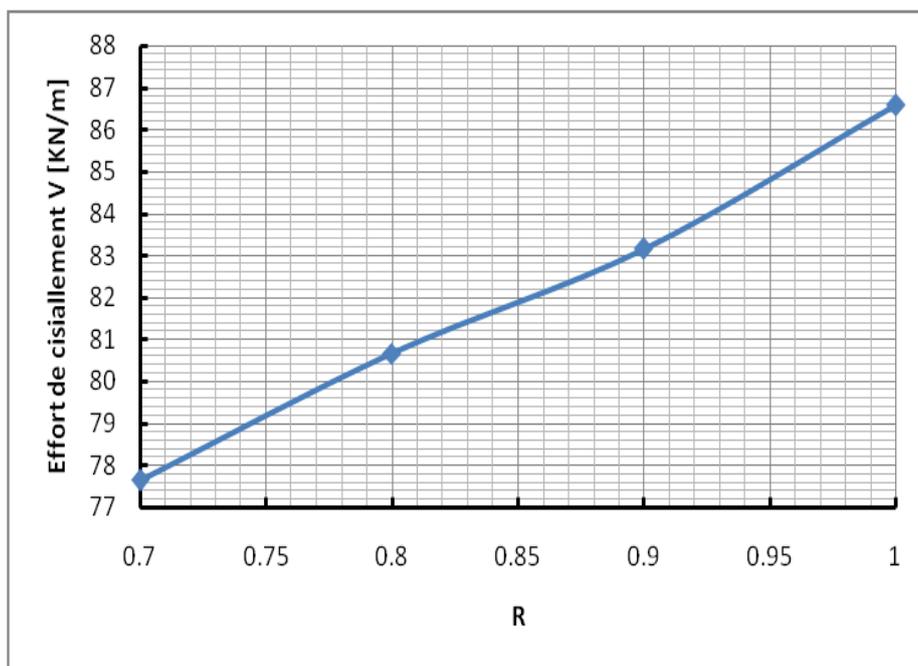
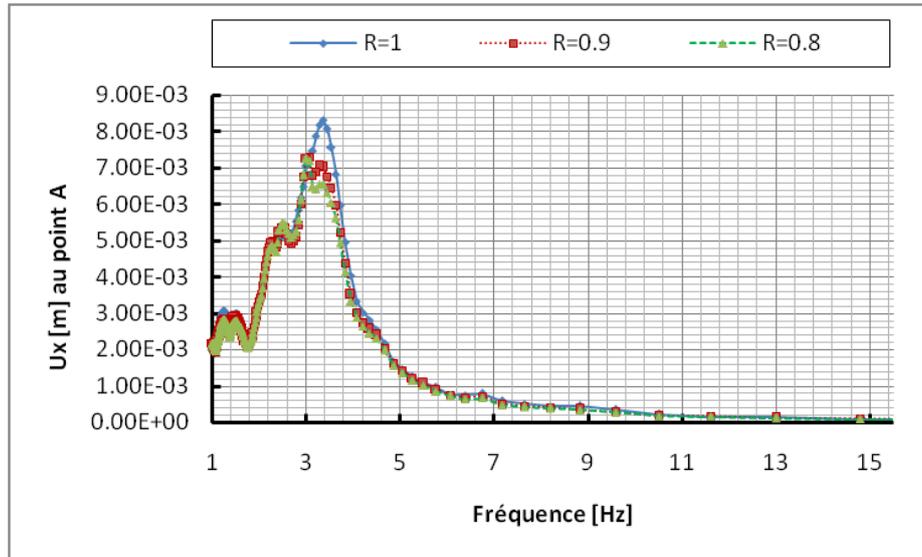
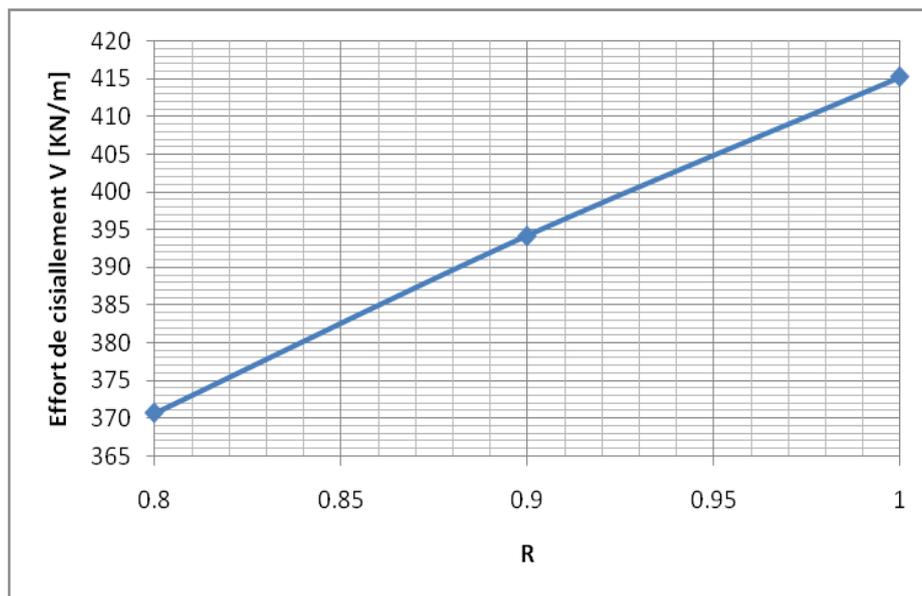


Figure IV.8 : Effet de l'interface sur l'effort de cisaillement ( $V$ ) (cas d'argile).

✓ *Cas de sable*

**Figure IV.9 :** Effet de l'interface sur la réponse dynamique (cas de sable).



**Figure IV.10 :** Effet de l'interface sur l'effort de cisaillement ( $V$ ) (cas de sable).

Les figures (IV.5) à (IV.10) montrent que; l'influence de l'interface est significative sur la réponse de système soit statiquement ou dynamiquement. Ainsi, nous observons que :

- Réduction du déplacement et d'effort de cisaillement.
- Augmentation du période surtout dans le cas de sable.
- Augmentation de tassement statique.

### IV.2.2. Effet de site

Dans ce cas, on considère deux types de massif du sol, monocouche et bicouche. La classification des sites est choisie selon le règlement parasismique algérien et le travail [2]. Les caractéristiques de la structure sont adoptées selon la référence [27]. Les caractéristiques de la charge sont regroupées dans la figure (IV.3). On utilise deux méthodes pour le calcul, MEF par PLAXIS<sup>2D</sup> et MSD (méthode d'éléments semi-discrètes) par SAP2000<sup>3D</sup> (vois [45], [2]).

Pour la modélisation par la MSD, on remplace la barre rigide et la raideur de la structure de la méthode des éléments discrets figure (II.2) par une poutre ayant le même degré de liberté comme pour la figure (IV.12).

#### IV.2.2.1. Géométrie de l'exemple étudié

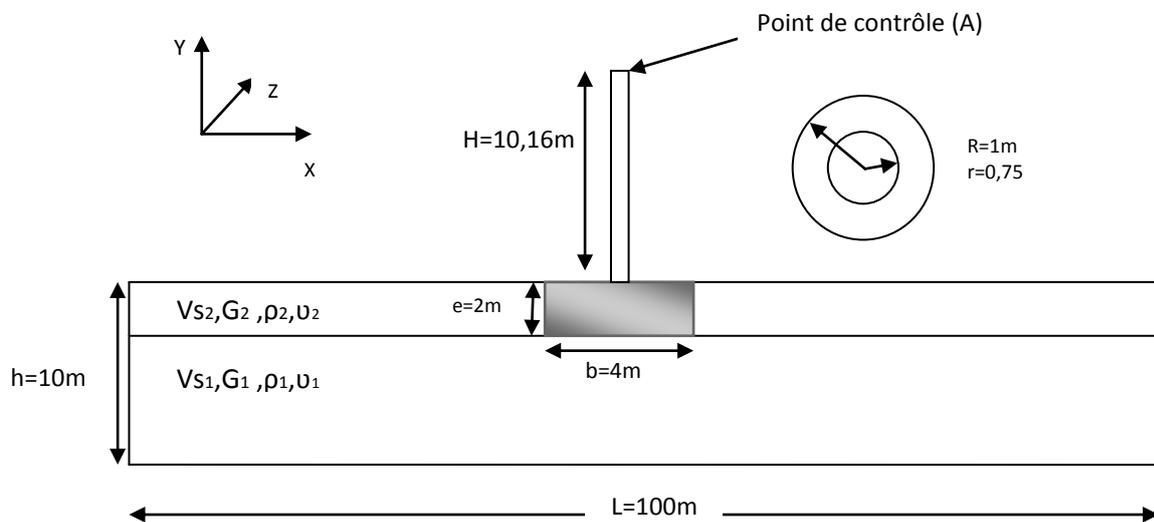


Figure IV.11 : Coupe longitudinale du cas bicouche étudié.

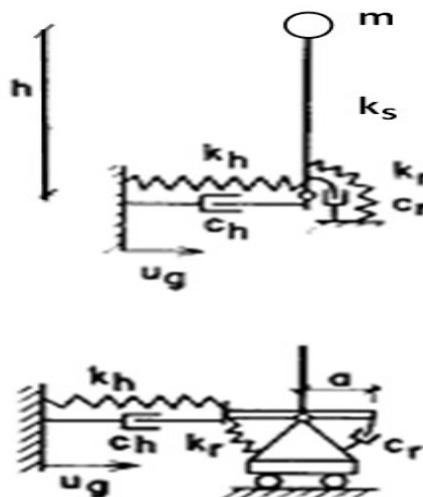


Figure IV.12 : Système à un seul degré de liberté (semi-discret), (modifié de réf. [45]).

### IV.2.2.2. Caractéristiques des matériaux

A) Pour la méthode d'éléments finis (PLAXIS)

1) *Structure*

*On adopte les mêmes caractéristiques du cas précédent (vois TAB. IV.1).*

2) *sol (monocouche)*

Type du sol	Très meuble	Meuble	Ferme	Très ferme
Vitesse d'onde de cisaillement, $V_s$ (m/s)	100	200	400	800
Masse volumique, $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	18	20	22	22
Coefficient de poisson, $\nu$	0,45	0,4	0,3	0,3

**Tab. IV.3 :** Propriétés du sol monocouche [2].

2) *sol (bicouche)*

Type du sol	1	2	3	4
Vitesse d'onde de cisaillement, $V_S$ (m/s)	50	100	200	400
Masse volumique, $\rho$ (kN/m <sup>3</sup> )	16	18	20	22
Coefficient de poisson, $\nu$	0,45	0,45	0,4	0,3

**Tab. IV.4 :** Propriétés de sol bicouche.

✓ *classification des massifs*

Numéro de massif	$V_s$ [m/s]
Massif 1	$V_{s1} = V_{s2} = 400$
Massif 2	$V_{s1} = 400 + V_{s2} = 200$
Massif 3	$V_{s1} = 400 + V_{s2} = 100$
Massif 4	$V_{s1} = 400 + V_{s2} = 50$

**Tab. IV.5 :** Classification des massifs du sol.

## B) Pour la méthode semi-discrète (SAP2000)

### 1) Structure

M [KN]	K <sub>structure</sub> [KN/m]	T <sub>BF</sub> [s]
22,78	39938,13	0,15

Tab. IV.6 : Propriétés de la structure à base fixée [48].

### 2) Sol

Type du sol	Très meuble	Meuble	Ferme	Très ferme
Vitesse d'onde de cisaillement, V <sub>s</sub> [m/s]	100	200	300	400
K <sub>h</sub> [MN/m]	0,214	0,829	3,465	14,927
K <sub>r</sub> [MN*m/rad]	1,059	3,883	14,791	65,612

Tab. IV.7 : Raideurs des sols du modèle semi- discret (vois TAB. IV.10 et TAB. II.4).

## IV.2.2.3. Résultats et discussions

### A) Cas d'un massif du sol monocouche

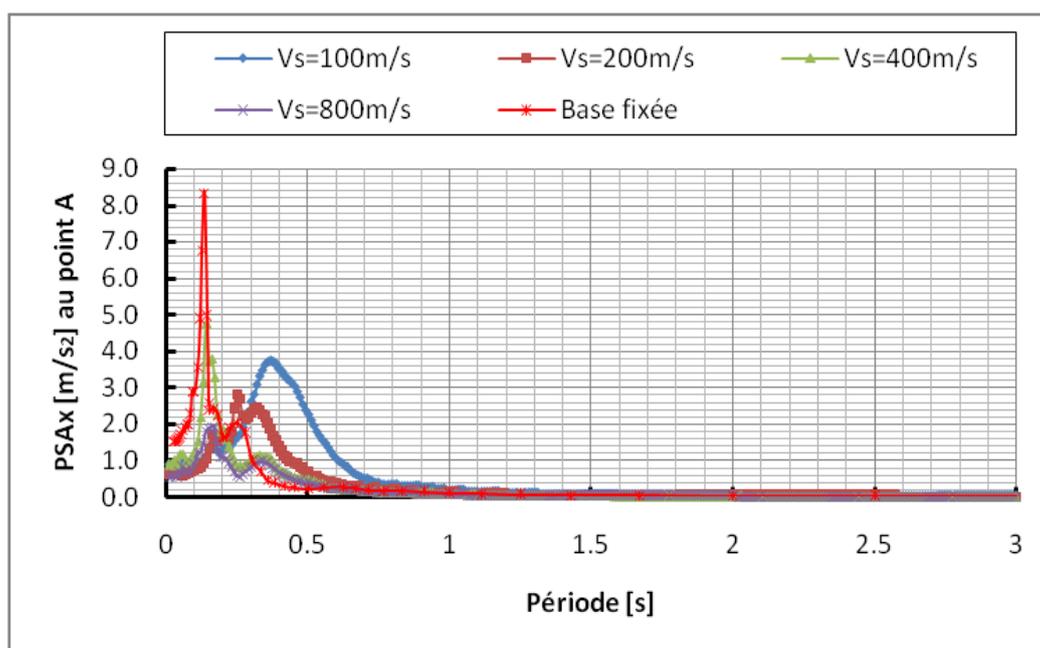


Figure IV.13 : Réponse de masse du sol monocouche.

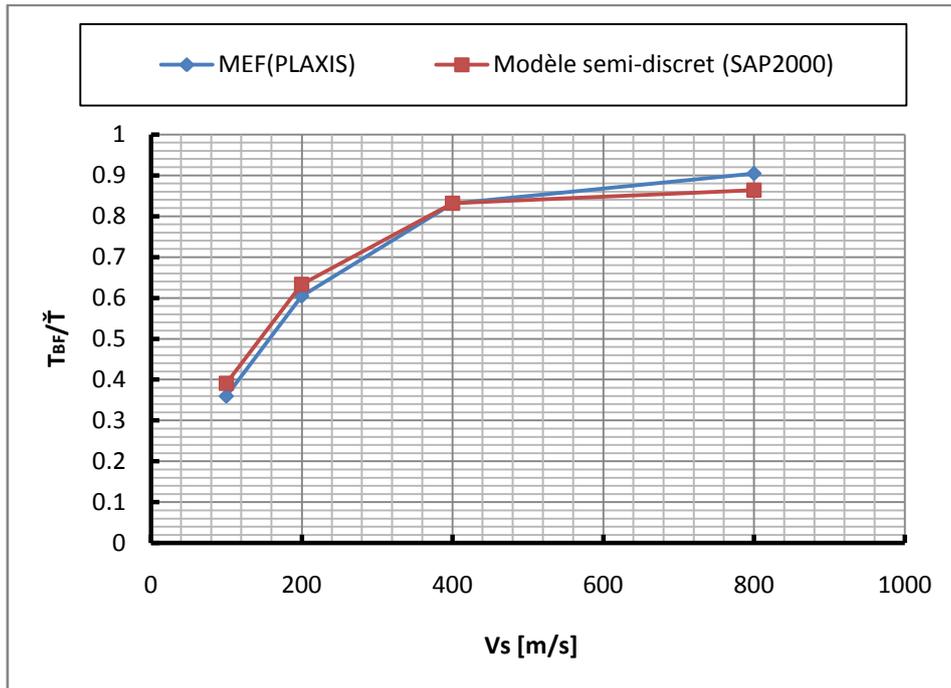


Figure IV.14 : Effet de la flexibilité de sol sur la période.

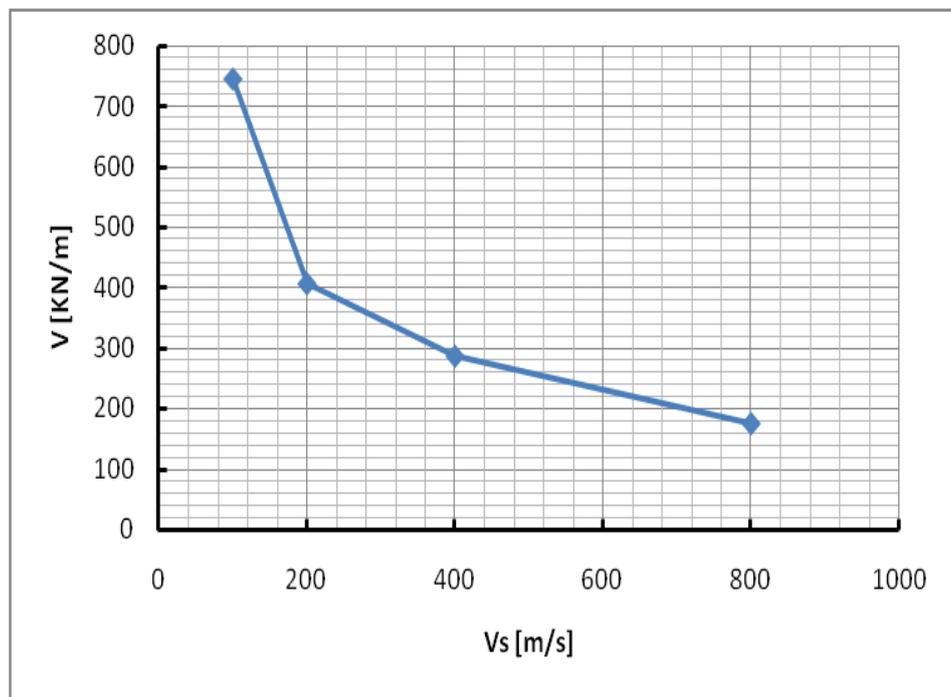
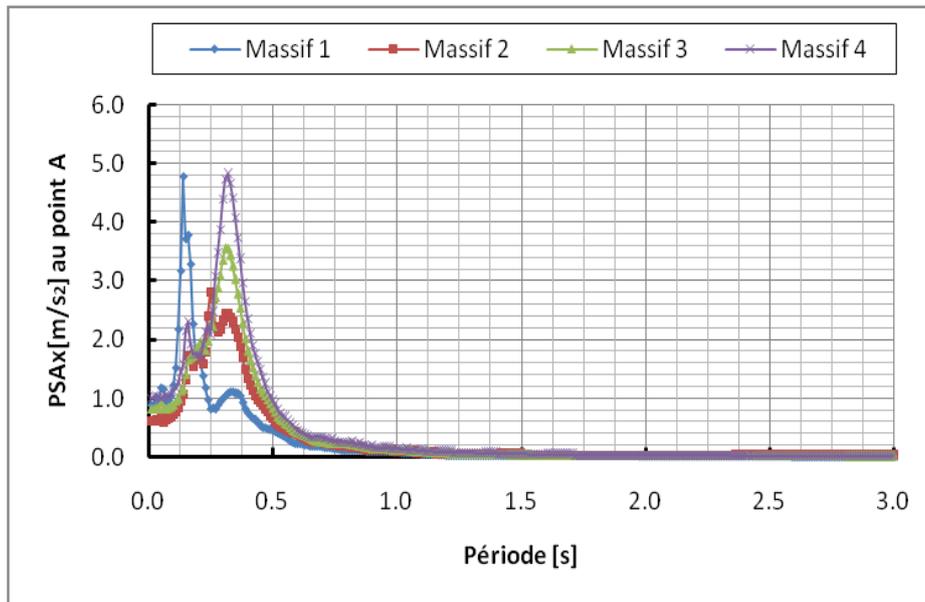
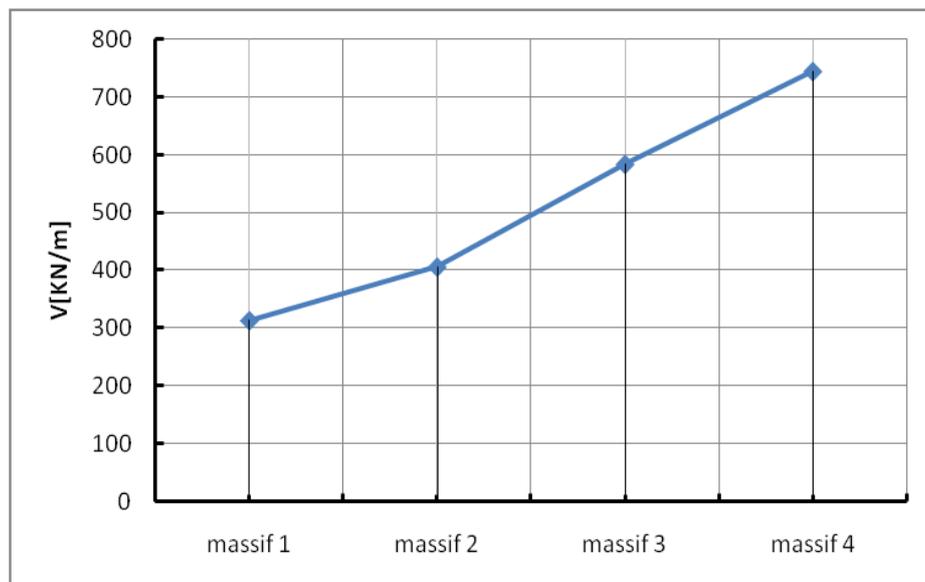


Figure IV.15 : Effet de la flexibilité du sol sur l'effort de cisaillement.

### B) Cas d'un massif du sol bicouche



**Figure IV.16 :** Réponse de massif du sol bicouche.



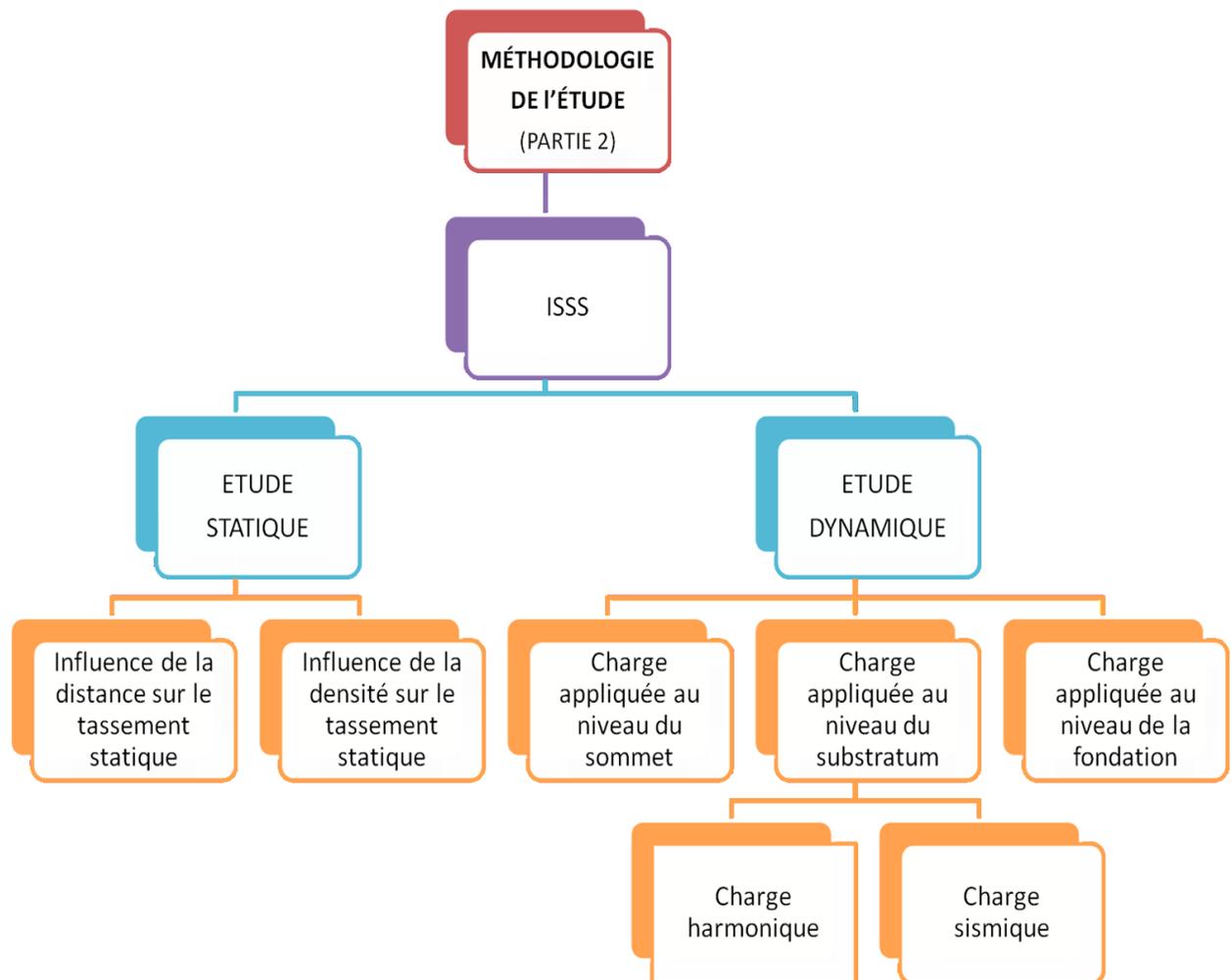
**Figure IV.17:** Effet de flexibilité de la deuxième couche sur l'effort de cisaillement.

Les figures (IV.13), (IV.14) et (IV.15) présentent la manière de l'influence de la rigidité du sol sur le période et l'effort de cisaillement de la structure étudié : quand la rigidité augmente, la période et l'effort de cisaillement diminuent.

Les figures (IV.16) et (IV.17) montrent que; la stratification du massif du sol influence à la son tour clairement la réponse et l'effort de cisaillement: lorsque la rigidité de la deuxième couche diminue, l'effort de cisaillement et la période de la structure augmentent.

### IV.3. PARTIE II : INTERACTION STRUCTURE-SOL-STRUCTURE

Dans cette partie, on étudie l'influence de la distance et de la densité des deux structures voisines ou plus sur la réponse dynamique et sur le tassement statique. Les caractéristiques du sol et de la structure adoptée selon la référence [27]. On considère deux types de charge, harmonique et sismique. Les points d'excitation sont au niveau de la fondation, du sommet de la structure et du substratum.



*Figure IV. 18: Méthodologie de l'étude de la partie 2.*

### IV.3.1. Géométrie de l'exemple étudié

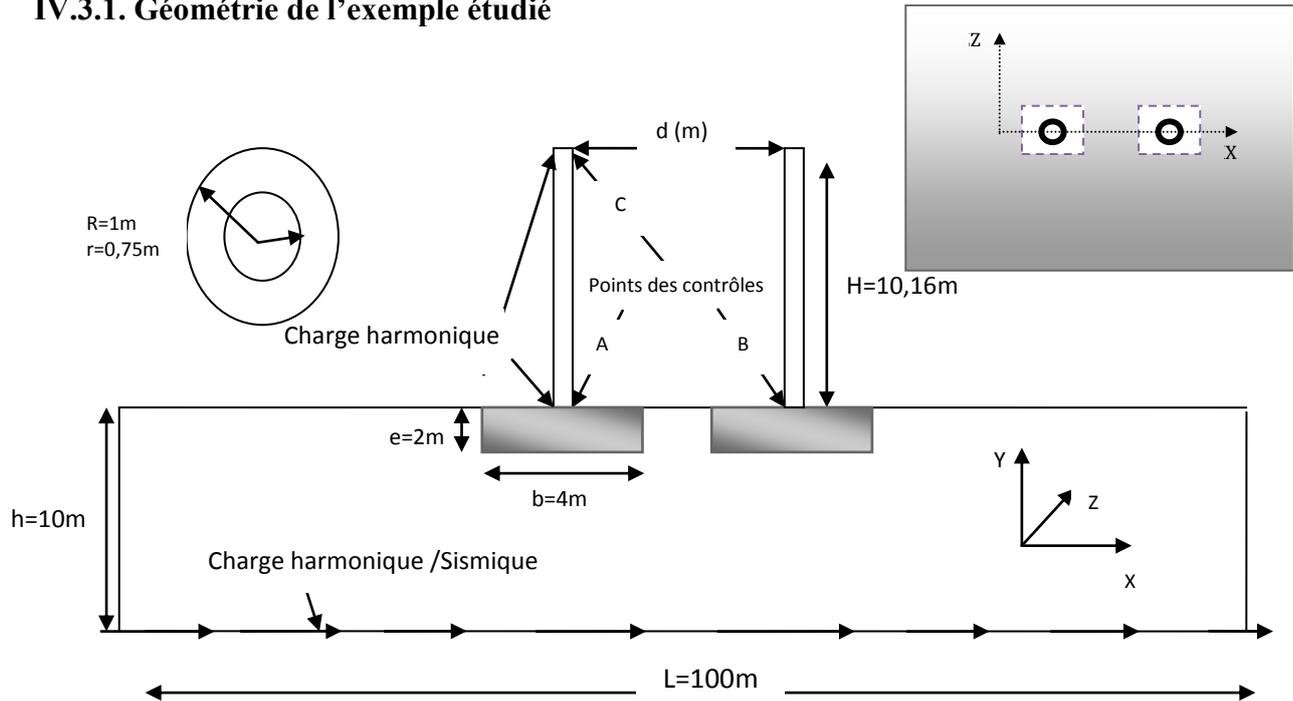


Figure IV.19 : Coupe longitudinale et vue en plan du cas étudié.

### IV.3.2. Caractéristiques des matériaux

#### 1) structure

Paramètre	Nom	Valeur	Unité
Type de comportement	Type material	linéaire élastique	-
Rigidité axiale	EA	$3,570 \cdot 10^7$	kN
Rigidité de flexion	EI	$1,4 \cdot 10^7$	$\text{kN} \cdot \text{m}^2$
Épaisseur équivalente	$d_{\text{eq}}$	2,166	m
Poids (pour un mL)	w	155.952	kN
Masse volumique	$\rho$	72	$\text{kN}/\text{m}^3$
Coefficient de Poisson	$\nu$	0,33	-
Coefficients d'amortissement de Rayleigh	$\alpha$ $\beta$	0,1442 $4,55 \cdot 10^{-4}$	-

Tab. IV.8 : Propriétés de la structure [27].

1) sol

Paramètre	Nom	Valeur	Unité
Type de modèle	Type	linéaire élastique	-
Type de comportement	Model	Non poreux	-
Poids volumique	$\gamma_{dry}$	18	kN/m <sup>3</sup>
Module d'Young	$E_{ref}$	$2,1.10^5$	kN/m <sup>2</sup>
Coefficient de Poisson	$\nu$	0,33	-
Coefficients d'amortissement de Rayleigh	$\alpha$ $\beta$	0,488 $1,075.10^{-3}$	-

Tab. IV.9: Propriétés du sol [27].

## IV.3.3. Valeurs numériques des caractéristiques du système semi-discret

Paramètre	Valeurs	Unités
$k_h$	1892029.76	KN/m
$K_r$	6362587.14	KN*m /rad
$C_h$	24600.60	KG/S
$C_r$	20505.54	KG/S/rad
$\xi_h$	0.27	%
$\xi_r$	0,06	%
$\xi_g$	0,05	%
$\xi$	0,05	%
$\tilde{\xi}$	0,11	%
$T_{BF}$	0,15	S
$\tilde{T}$	0,1937	S

Tab. IV.11 : Valeurs des paramètres du système à IDDL (Semi-discret).

**Remarque :**

- 1)  $k_h$ ,  $k_r$  et  $C_h$  et  $C_r$ : sont calculés à partir des tableaux (II.4), (II.5), (IV.6) et (IV.9).
- 2)  $\xi_h$ ,  $\xi_r$  et  $\tilde{\xi}$ : sont calculés en utilisant les équations (II.7), (II.8) et (II.15).

Pour calculer la période fondamentale du système, on utilise deux méthodes comme suit:

➤ **Méthode analytique**

Pour le cas analytique, on utilise la méthode de Veletsos et al. (éq. II.14).

➤ **Méthode numérique**

Pour le calcul numérique on utilise la méthode des éléments semi-discrètes, la structure est modélisée par un élément poutre et masse concentrée, le sol par des ressorts élastiques.

✓ Comparaison entre les deux méthodes :

Méthode	$\tilde{T}$ [s]
Veletsos et al	0,1937
Semi-discrète	0,1938

*Tab. IV.12. Période fondamentale du système sol-structure.*

*On remarque une convergence très forte entre les deux méthodes.*

#### IV.3.4. Caractéristiques des charges

➤ **Au niveau des points A et C :**

- Type : Harmonique unitaire.
- ✓ Période :  $T = \tilde{T}$  (voir Tab. IV.12).

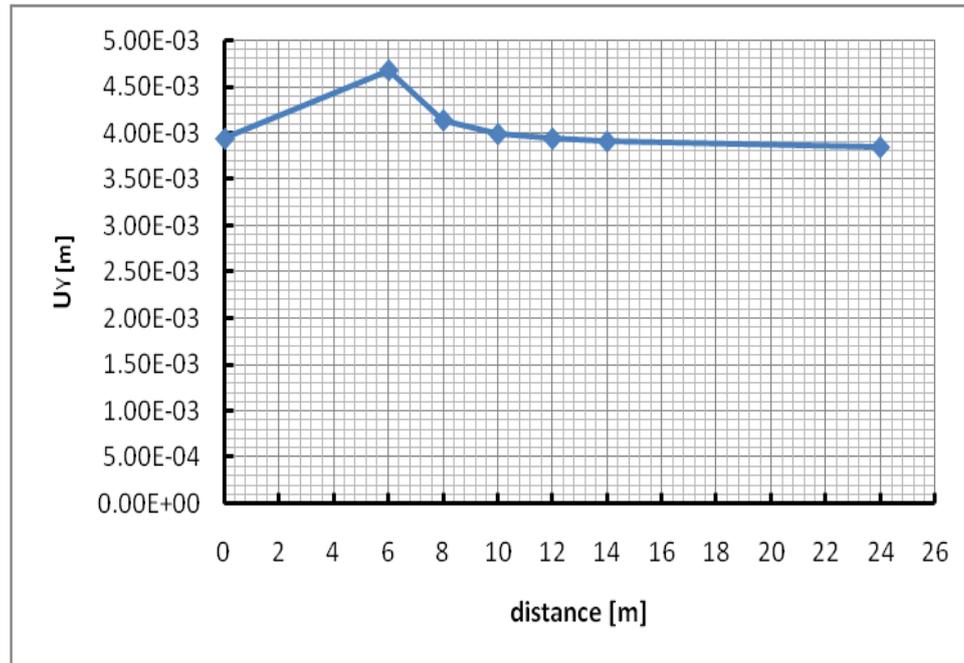
➤ **Au niveau du substratum :**

- Type 1 : Harmonique unitaire.
- ✓ Période :  $T = \tilde{T}$  (voir Tab. IV.12).
- Type 2 : Sismique (voir fig. IV.3).

### V.3.5. Résultats et discussions

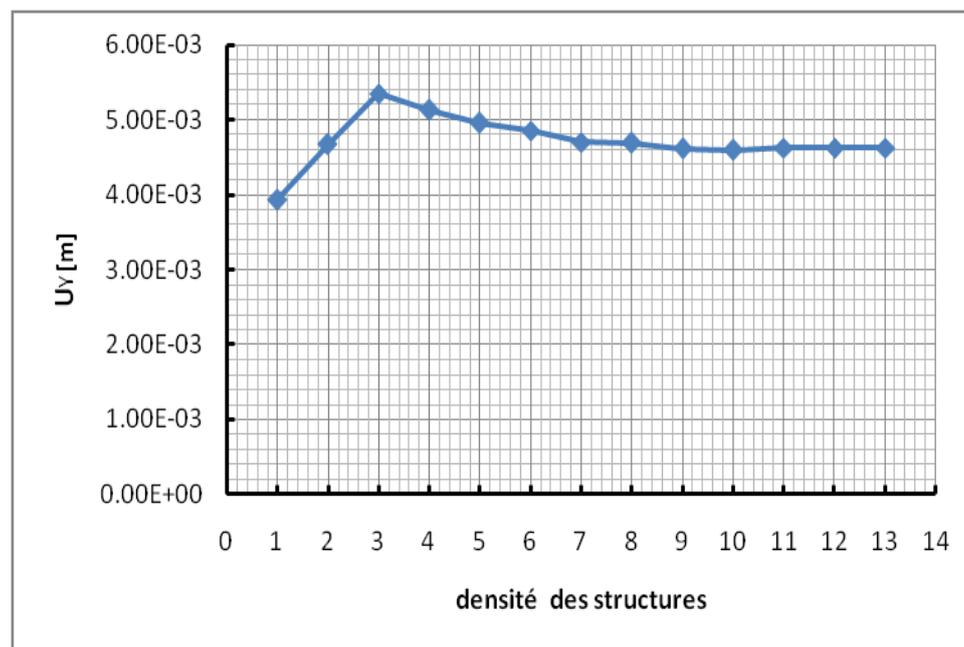
#### IV. 3.5. 1. Étude statique

✓ *Effet de la distance*



**Figure IV.20 :** Influence de la distance sur le tassement statique entre deux structures voisines (distance nulle, la structure est isolée).

✓ *Effet de la densité des structures*



**Figure IV.21 :** Influence de la densité sur le tassement statique (densité = 1, la structure est isolée).

Dans ce cas étudié, les figures (IV.20) et (IV.21) expliquent ;

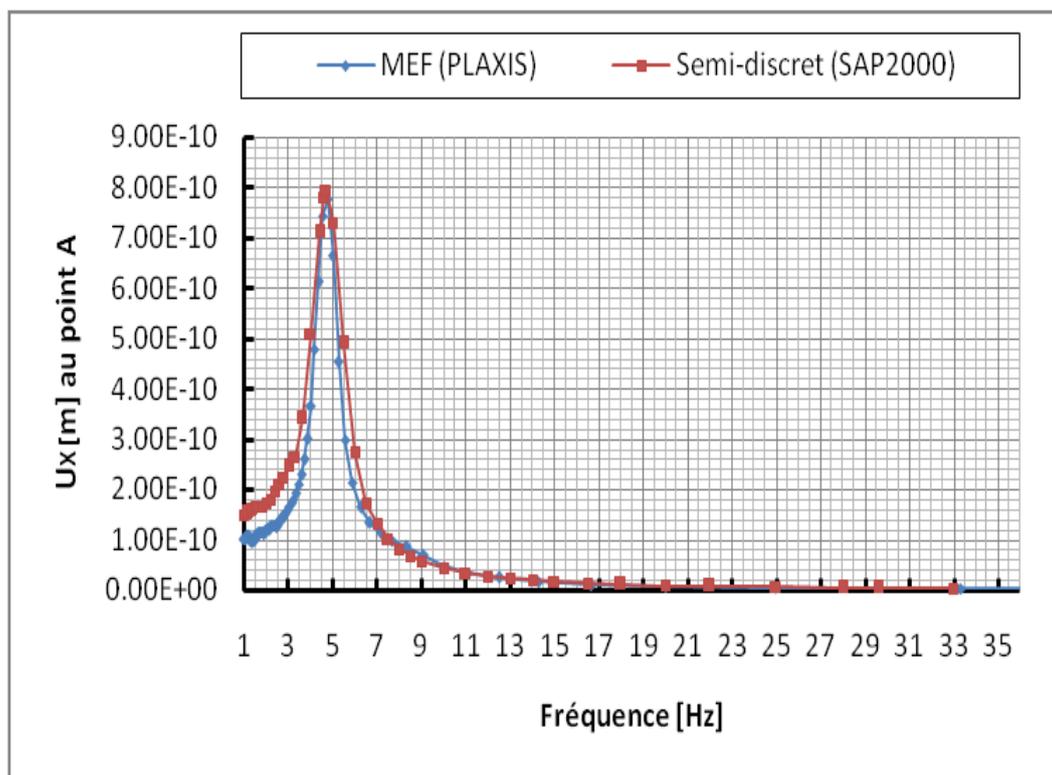
Premièrement, l'effet de la distance entre la structure cible et la structure voisine est très significative, lorsque la distance est supérieure à 6m, le tassement de la structure cible diminue.

Deuxièmement, l'influence de la densité des structures voisines sur le déplacement statique de la structure cible est très visible, le nombre des structures à égale 3, le déplacement de la structure cible maximum, en autre côte, le nombre des structures à supérieure 3, le tassement diminue tendant vers le cas de nombre des structure à égale 2.

### IV.3.5.2. Étude dynamique

#### IV.3.5.2.1. La charge appliquée au niveau de la fondation (point A)

##### A) Cas d'absence de structures voisines



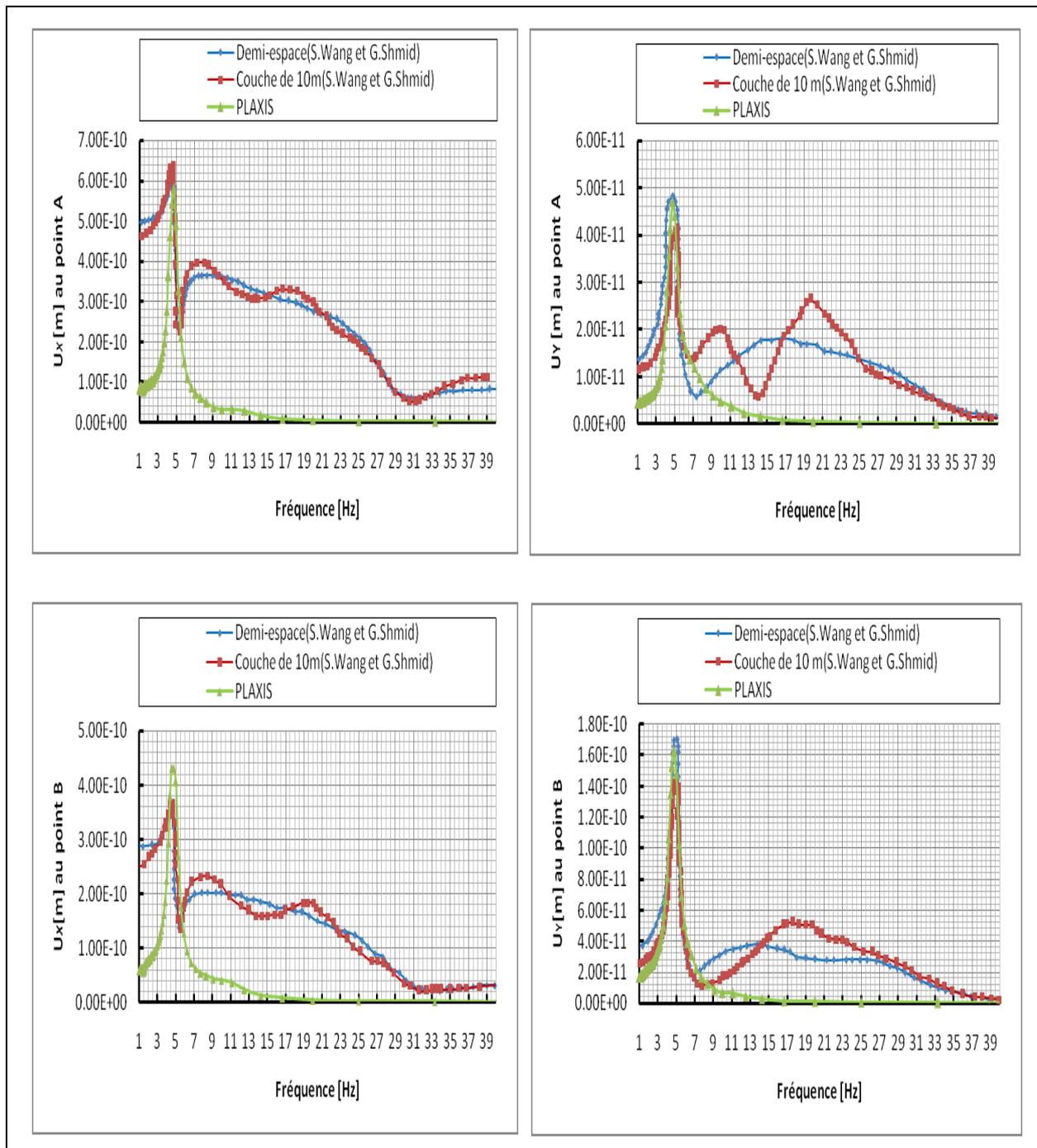
**Figure IV.22** : Réponse d'une structure isolée (point A).

La figure (IV.22) présente une convergence entre la MSD et MEF au niveau de la réponse horizontale, pour cela on utilise cette méthode (MSD) pour valider tous les cas d'une structure isolée au niveau de ce travail.

**B) Cas de la présence de structures voisines**

➤ *Effet de la distance*

✓ *Validation des résultats de la modélisation*



**Figure IV.23 :** Réponse horizontale et verticale de deux structures voisines ( $d=6m$ ).

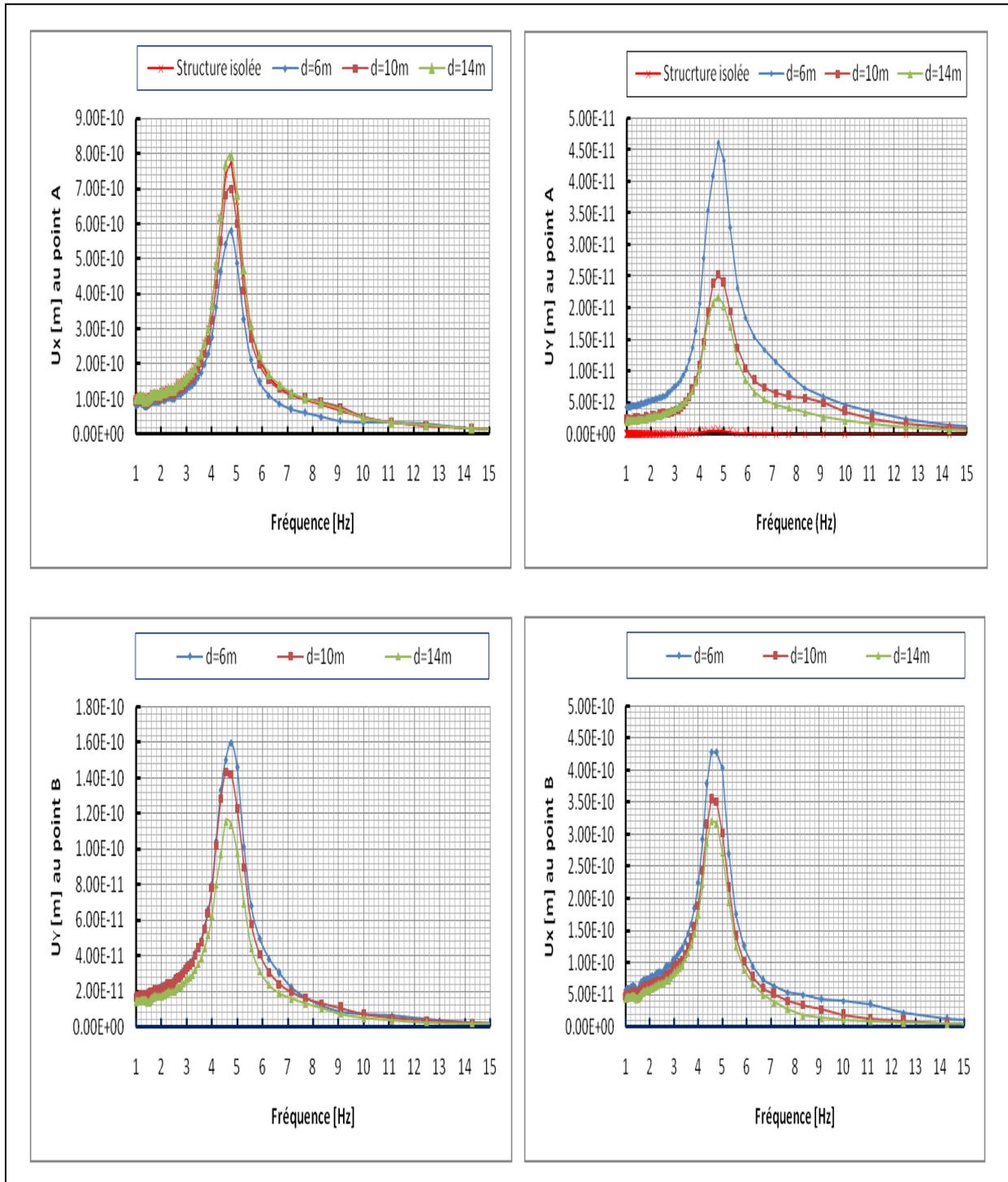
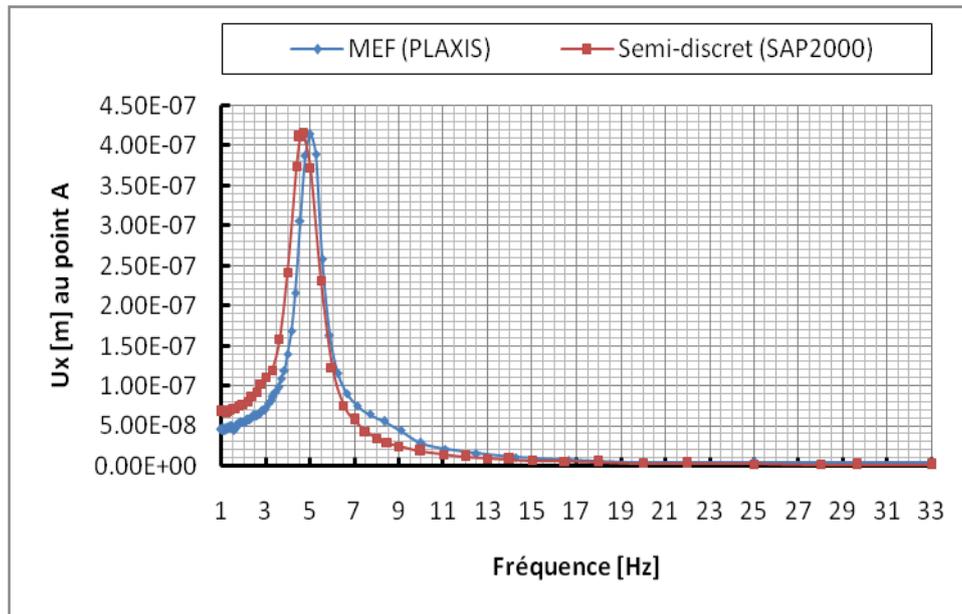


Figure IV.24 : Effet de la distance entre deux structures voisines.

On remarque dans les figures (IV.23) et (IV.24) une convergence entre l'étude présente et de S.Wang, G.Shmid [27] au niveau de la première fréquence surtout dans la réponse verticale. Lorsque la distance augmente, l'influence de la structure voisine sur la réponse de la structure cible diminue.

**IV.3.5.2.2. La charge appliquée au niveau du sommet (point C)**

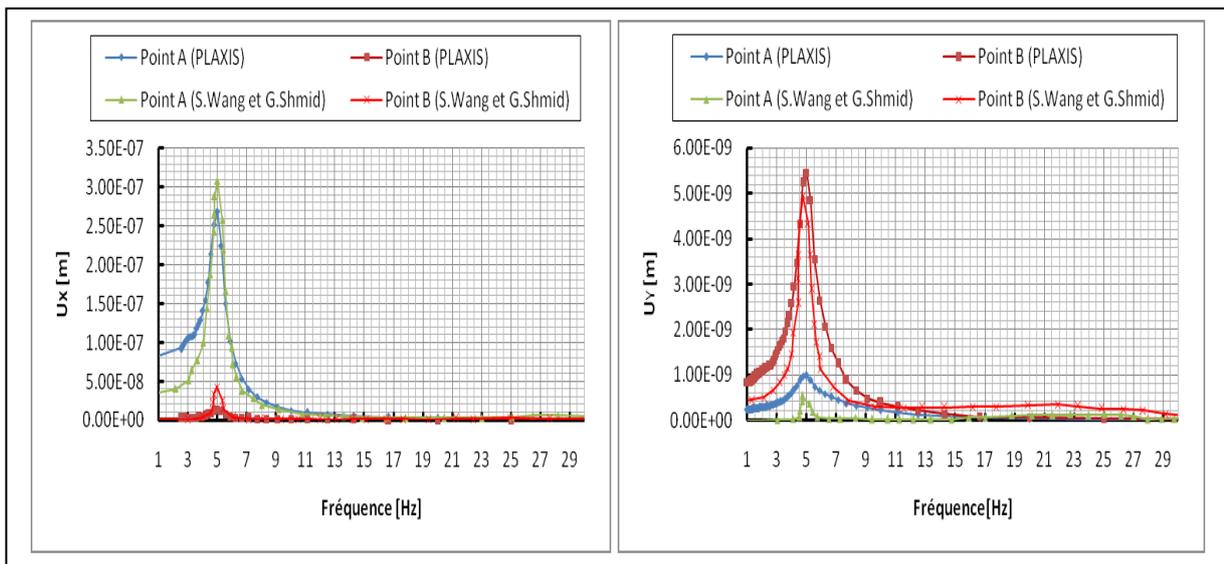
*A) Cas d'absence de structures voisines*



**Figure IV.25 :** Réponse d'une structure isolée (Point A).

✓ Effet de la distance

✓ Validation des résultats de la modélisation



**Figure IV.26 :** Réponse horizontale et verticale de deux structures voisines ( $d=6m$ ).

La figure (IV.26) montre que; la charge appliquée au niveau de la première fondation est plus influencée sur la réponse de la deuxième structure, le contraire est constaté lorsque la charge est appliquée au niveau du sommet de la première structure.

### IV.3.5.2.3. La charge appliquée au niveau du substratum

#### IV. 3.5.2.3.1. Charge harmonique

##### A) Cas d'absence de structures voisines

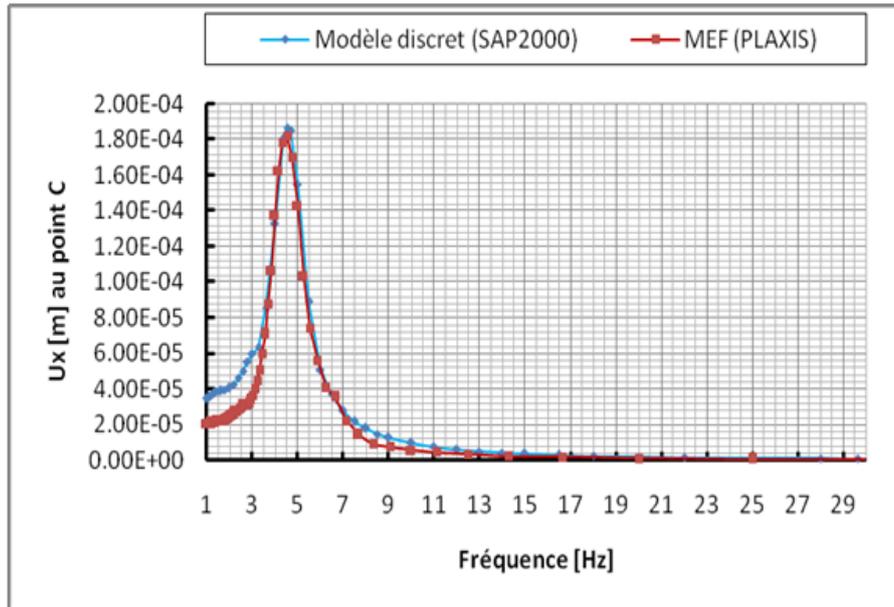


Figure IV.27 : Réponse d'une structure isolée au sommet de la structure.

##### B) Cas de la présence des structures voisines

##### ✓ Effet de la distance

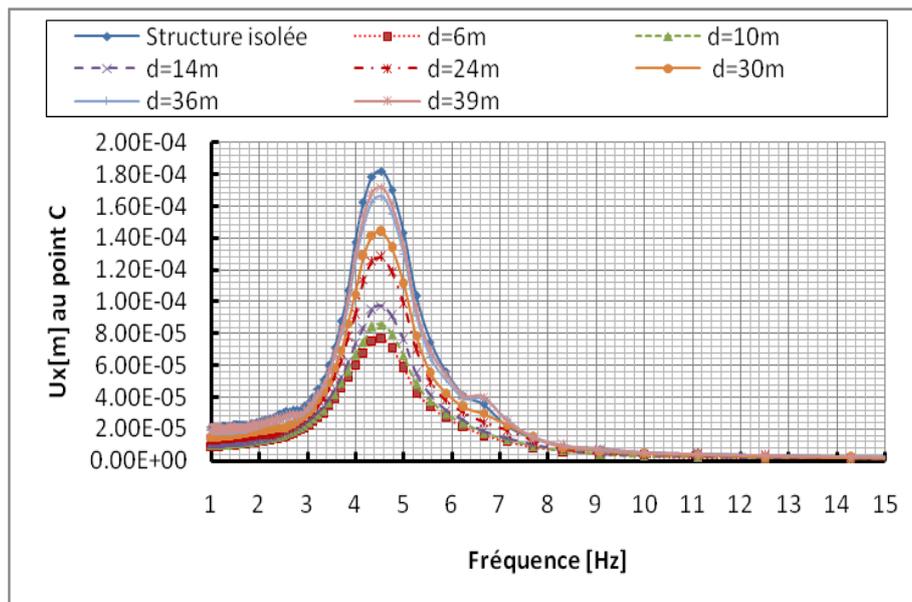


Figure IV.28 : Effet de la distance entre deux structures voisines sous charge harmonique.

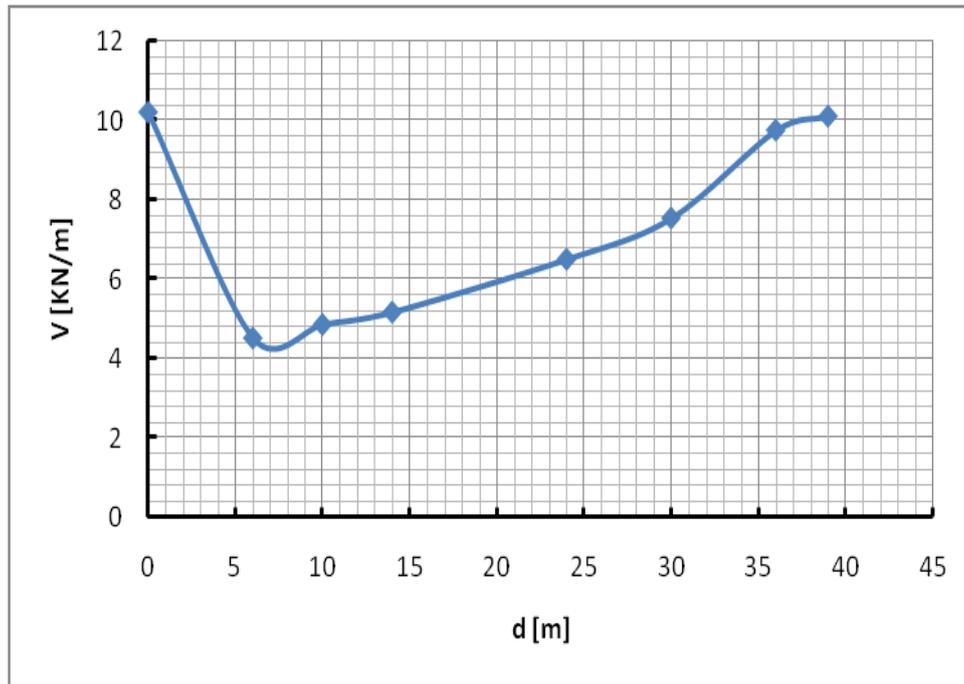


Figure IV.29: Effet de la distance sur l'effort de cisaillement sous chargement harmonique.

✓ Effet de la densité

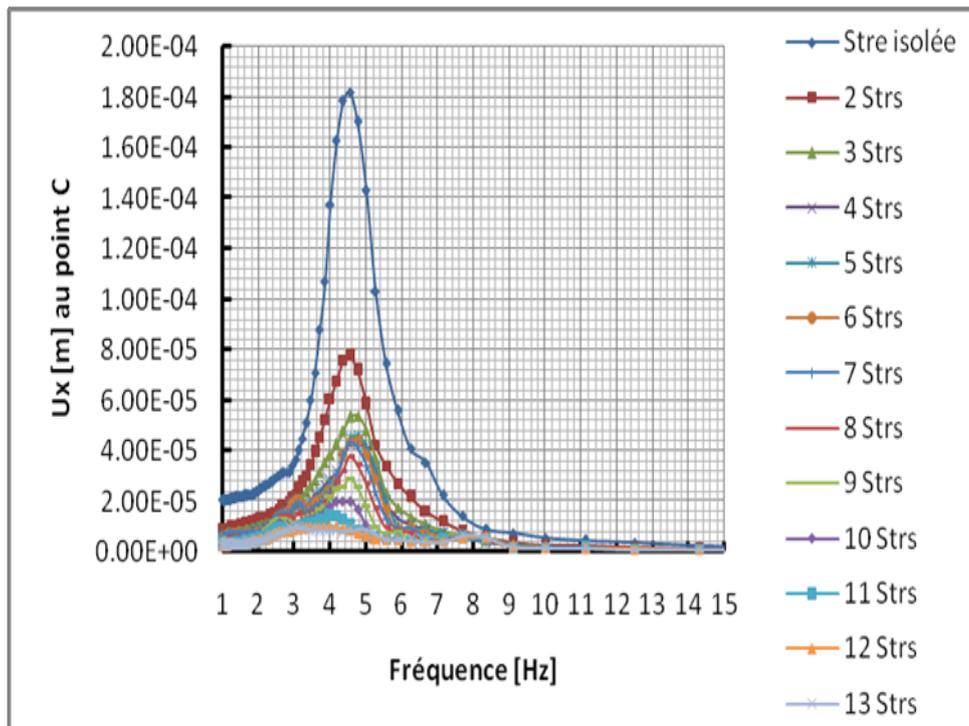
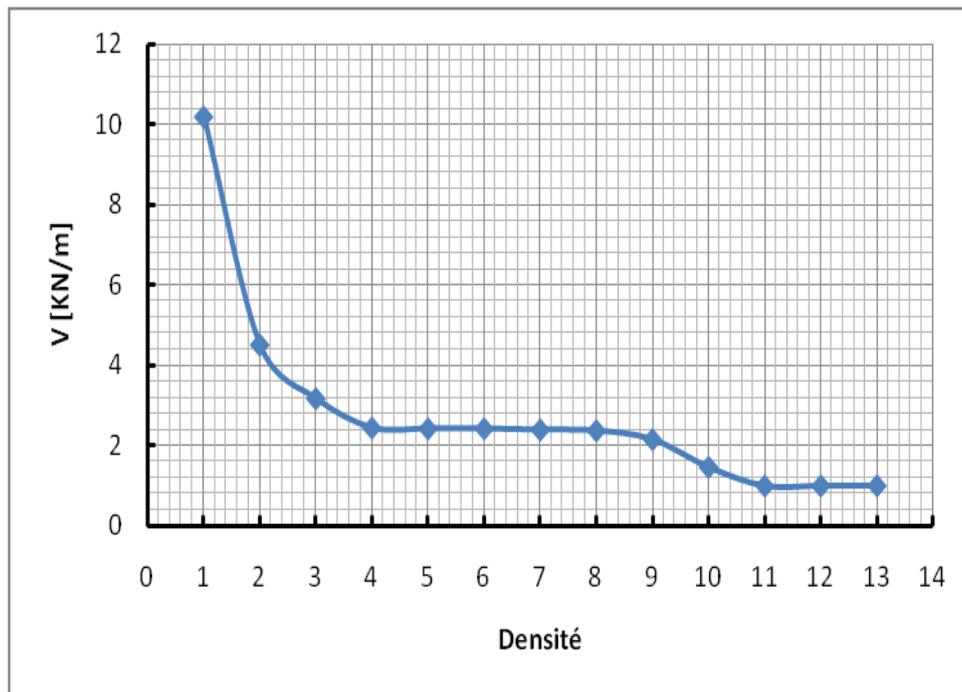


Figure IV.30 : Effet de la densité sur la réponse au sommet de la structure.



**Figure IV.31 :** Effet de la densité sur l'effort de cisaillement sous chargement harmonique.

Les figures (IV.28) et (IV.29) démontrent que; la distance entre la structure étudiée et la structure voisine a une grande influence sur la réponse de la structure cible, la réponse atteint sa valeur minimale à  $d=6m$ , cette réponse augmente vers la réponse de la structure isolée. La variation de l'effort de cisaillement a la même tendance de variation.

Les figures (IV.30) et (IV.31) montrent que la densité des structures voisines influence clairement la réponse et l'effort de cisaillement de la structure cible: quand la densité augmente, la réponse et l'effort de cisaillement diminuent.

IV.3.5.2.3.2. Charge sismique

A) Cas d'absence des structures voisines

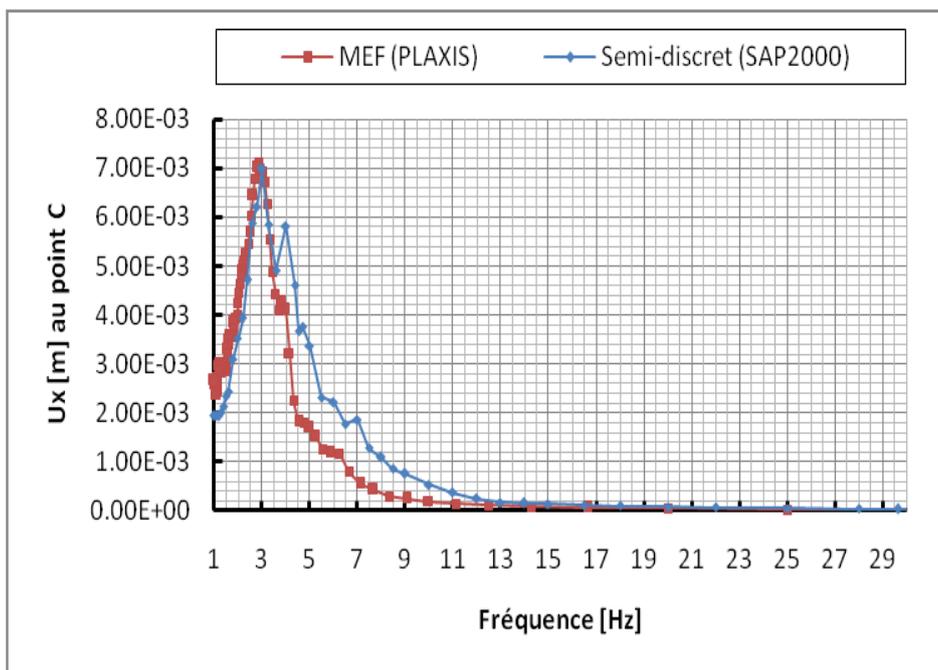


Figure IV.32 : Réponse d'une structure isolée sous chargement sismique.

B) Cas de la présence de structures voisines

✓ Effet de la distance

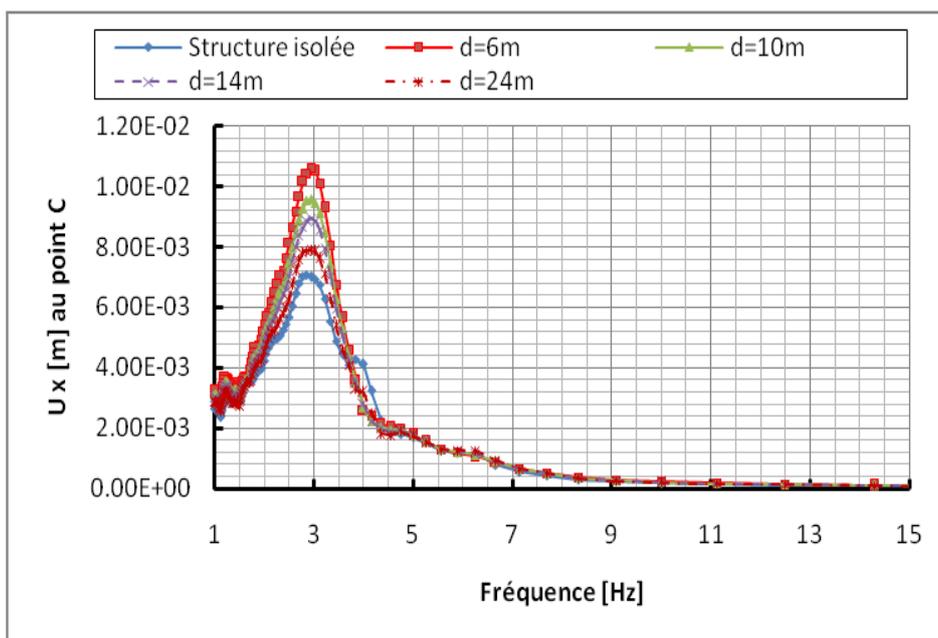


Figure IV.33 : Effet de la distance sur la réponse au sommet de la structure.

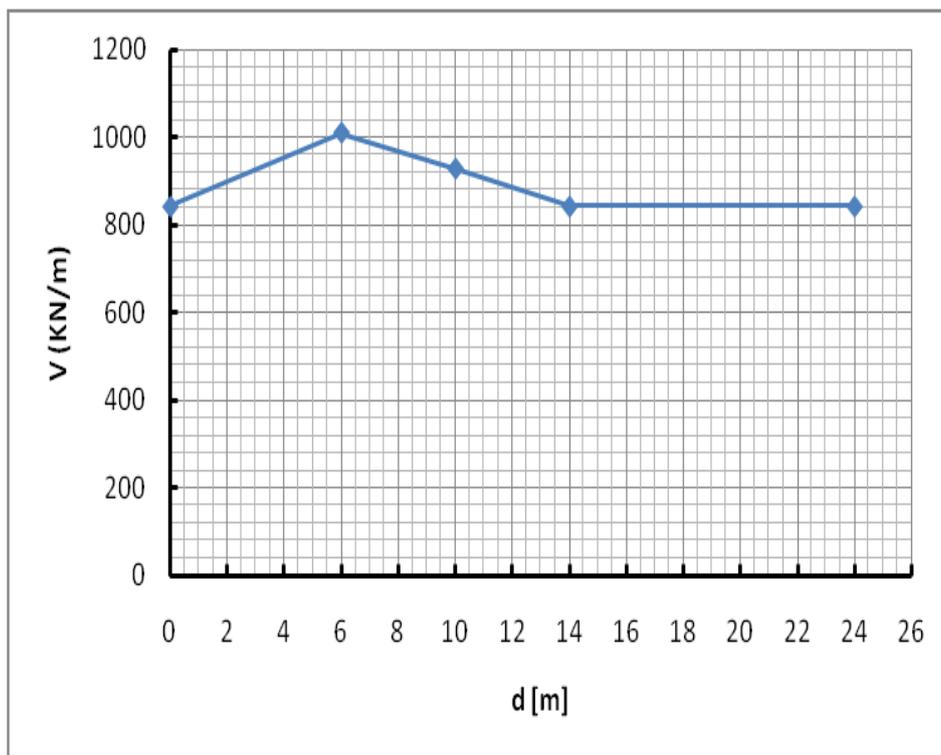


Figure IV.34 : Effet de la distance sur l'effort de cisaillement.

✓ Effet de la densité

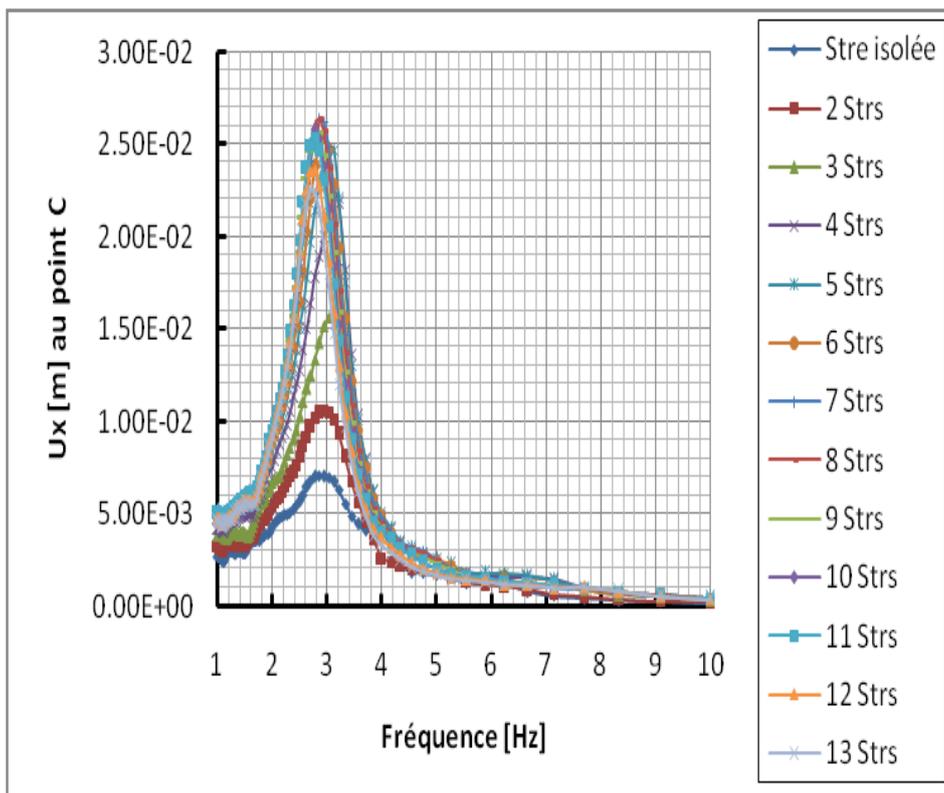
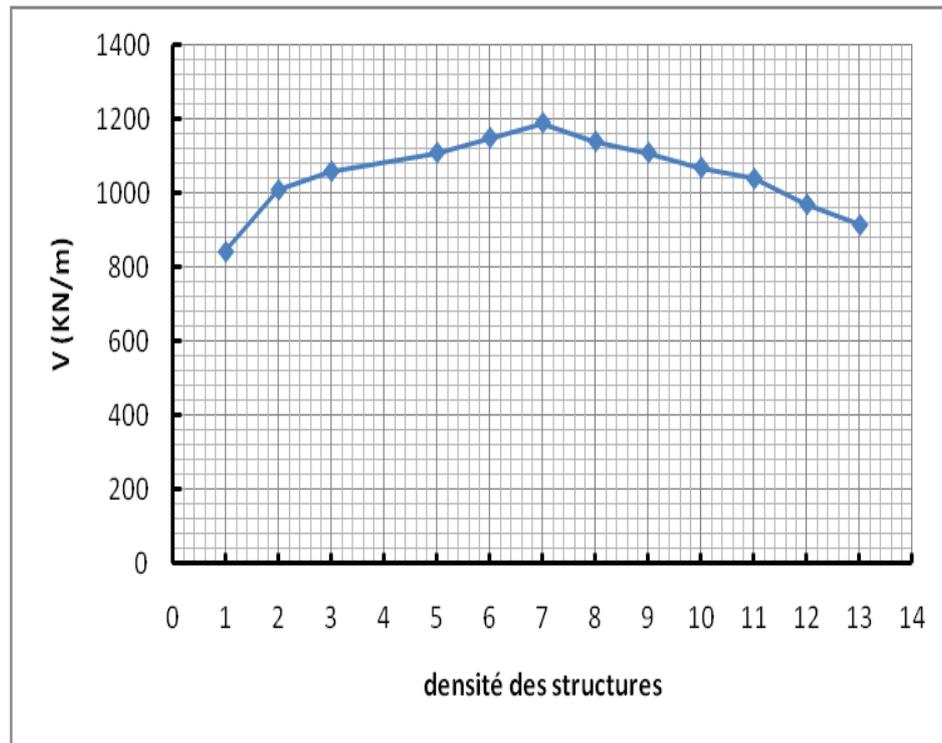


Figure IV.35 : Effet de la densité sur la réponse au sommet de la structure.



**Figure IV. 36 :** Effet de la densité sur l'effort de cisaillement.

L'interaction entre structures dépend clairement de la distance sur la réponse de la structure cible et une structure voisine, plus la distance est supérieure à 6m, plus la réponse de la structure cible diminue (Figure IV.33). L'effort de cisaillement atteint sa valeur maximale à 6m, une diminution sensible jusqu'à 14m, au-delà une stabilité de celle-ci est constatée (Figure IV.34).

De part cette étude, la densité des structures voisines influence sensiblement la réponse sismique de la structure cible. Il est constaté que la réponse maximale de celle-ci est à 8 structures juxtaposées, au-delà, cette réponse diminue tendant vers la réponse de la structure cible isolée. Lors de la montée vers le nombre 8 des structures voisines, on remarque un shift de la fréquence de la structure cible (Figure IV.35). L'effort de cisaillement à son tour présente une valeur maximale à la juxtaposition de 7 structures, au-delà de cette densité, la valeur de celle-ci décroît (Figure IV.36).

## CONCLUSION GENERALE

Dans le cadre de ce travail, nous concluons plusieurs effets dans le phénomène de l'ISS et de l'ISSS soit au niveau de l'étude statique ou dynamique. Ces effets dépendent de la nature et la stratification du massif du sol, de plastification de l'interface sol-fondation, de situation et de la position urbaine des structures, de type de l'excitation et aussi de la position de celle-ci. Ainsi, nous remarquons :

Une corrélation entre la nature du sol et la réponse de la structure, où la rigidité du sol augmente, la période et l'effort de cisaillement diminuent vers le cas de la structure encadrée.

Plastification de l'interface sol-fondation influence clairement la réponse de la structure, cette influence visible significativement dans l'allongement de la période, minimisation de l'effort de cisaillement et augmentation du tassement statique.

L'influence de la structure voisine sur la structure cible (excitée) est diminuée tandis que la distance entre les deux structures augmente, soit statiquement ou dynamiquement.

L'endroit de la charge influence de manière significative la réponse de la structure excitée (cible) et voisine. Comme prévu, l'effet de l'interaction est plus influencé tandis que la charge est près de la base.

Densité des structures voisines à une grande influence sur le comportement de la réponse dynamique et du tassement statique, soit par augmentation ou diminution de la réponse et de l'effort de cisaillement.

L'interaction structure-sol-structure peut affecter d'une manière importante la réponse sismique des structures. Cet effet se illustre clairement au niveau de l'influence de la distance entre les structures voisines et leur nombre, soit par augmentation le déplacement horizontal, l'effort de cisaillement et le décalage au niveau de la fréquence de la structure cible.

Enfin, l'étude de l'ISS et l'ISSS est complexe mais très intéressante pour augmenter la sécurité dans les projets sensibles, pour cela toutes les connaissances nécessaires doivent être sues avant de lancer les études.

## REFERENCES

- [1] Roussillon, P., (2006), Interaction Sol-Structure et Interaction Site-Ville: Aspects Fondamentaux et Modélisation., Thèse de Doctorat., École doctorale MEGA, N°d'ordre : 2006 ISAL 0008.
- [2] Louay, Kh., Marwan.S and Isam,Sh ., (2006), Influence De L'interaction Sol-Structure (ISS) Sur La Fréquence Fondamentale des bâtiments, XXIVEMES Rencontres Universitaires De Génie Civil, Montpellier.
- [3] Gandomzadeh, A., Semblat, J. F. and Bonilla, F., (2008), Interaction Dynamique Sol-Structure : Influence des non-linéarités de Comportement du Sol., LCPC/ IRSN.
- [4] Kausel, E. (2010), Early History of Soil-Structure Interaction, J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering., Vol. 33, pp. 8222-832.
- [5] Matinmanesh, H., M. Asheghabadib, S., (2011), Seismic Analysis on Soil-Structure Interaction of Buildings over Sandy Soil, J. Procedia Engineering., Vol. 14, pp. 1737-1743.
- [6] Tabatabaiefar, H. R., Massumi, A., (2010), A Simplified Method To Determine Seismic Responses of Reinforced Concrete Moment Resisting Building Frames under Influence of Soil-Structure Interaction, J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering., Vol. 30, pp. 1259-1267.
- [7] Gueguen, PH., (2009), Sismologie Urbaine: Aléa Local, Dynamique Des Structures, Interaction Site-Ville Et Vulnérabilité Urbaine., Thèse de Doctorat., Maison des Geosciences , Campus Universitaire de Grenoble.
- [8] Varun., Assimaki, D., Gazetas, G., (2009), A Simplified Model for Lateral Response of Large Diameter Caisson foundations-Linear Elastic Formulation.,J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering., Vol. 29, pp. 268-291.
- [9] Halabian, A. M., El Naggar, M.H., (2002), Effect of Non-Linear Soil- Structure Interaction on Seismic Response of Tall Slender Structures., J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering., Vol. 22, pp. 639-658.
- [10]Reza Emami Azadi, M., Ali Akbar, S., (2010), The Effects of Soil-Foundation-Structure Interaction on the Dynamic Response of Delijan Cement-Storage Silo under Earthquake Loading, J. EJGE Sprink., Vol. 15, pp. 659-576.
- [11]Wen, H. W., (1997), Equivalent Fixed-Base Models for Soil-Structure Interaction Systems, J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering. Vol. 16, pp. 323-336.
- [12]Kaustell, M.Ü., Karoumi, R., Pacoste, C., (2010), Simplified Analysis of the Dynamic soil-Structure Interaction of Aportal Frame Railwaybridge, J. Engineering Structures., Vol. 32, pp. 3692-3698.
- [13]Wolf, J. P., Song, Ch., (2002), Some Cornerstones of Dynamic Soil-Structure Interaction., J. Engineering Structures., Vol. 24, pp. 13-28.
- [14]Crouse, C. B., (2000), Energy Dissipation in Soil-Structure Interaction, 12WCEE2000., pp. 366-372.
- [15]Su, J., Wang, Y., (2013), Equivalent Dynamic Infinite Element for Soil-Structure Interaction, J. Soil Finite Elements in Analysis and Design., Vol. 63, pp. 1-7.
- [16]Choi, J. S., Lee, J.S., Kim, J. M., (2002), Nonlinear Earthquake Response Analysis of 2-D Underground Structures With Soil-Structure Interaction Including Separation And Sliding At Interface, 15<sup>th</sup> ASCE Engineering Mechanics Conference., Columbia University, New York , NY.

- [17] Ouchenane, K., Lassoued, R., Ouchenane, M., (2009), Modelisation Des Fissures « Test D'arrachement », SBEIDCO-1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran (Algeria).
- [18] Cheang, W.L., Lee, S.W., (2007), The Plaxis Approach, Plaxis Seminar., Taipei-Vietnam.
- [19] Rajashekhar Swamy, H.M., Krishnamoorthy, Prabakhara, D.L., Bhavikatti, S. S., (2011), Relevance of Interface Elements in Soil Structure Interaction Analysis of Three Dimensional and Multiscale Structure on Raft Foundation, J. EJGE., Vol. 16, Bund. B, pp. 199-218.
- [20] Patel, P. N., Spyrakos, C. C., (1991), Uplifting-Sliding Response of Flexible Structures to Seismic Loads., J. Engineering Analysis with Boundary Elements., Vol. 8, No.4, pp. 185-191
- [21] Wu, W.H., (1997), Lerat, P., (1996), Étude De L'interface Sol-Structure Dans Les Milieux Granulaires À L'aide D'un Nouvel Appareil De Cisaillement Annulaire, Mémoire de Doctorat., GERMES, ENPC-LCPC, l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- [22] Hu, L., Pu, J. L., (2003), Application of Damage Model for Soil-Structure Interface, J. Computers and Geotechnics., Vol. 30, pp. 165-183.
- [23] Gerolymos, N., Gazetas, G., (2006), Development of Winkler Model For Static And Dynamic Response of Caisson Foundations With Soil And Interface Nonlinearities, J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering., Vol. 26, pp. 363-376.
- [24] De Gennaro, V., Frank, R., (2002), Elasto-Plastic Analysis of the Interface Behavior Between Granular Media And Structure, J. Computers and Geotechnics., Vol. 29, pp. 547-572.
- [25] Azzeddine, L., (2006), Étude Paramétrique De L'interaction Entre Ouvrages : Tunnel-Batiment-Excavation, Mémoire de Magister., Université de Batna.
- [26] Lou, M., Wang, H., (2011), Dynamic Structure-Soil-Structure Interaction: Literature Review, J. Soil Dynamics. And Earthquake Engineering., Vol. 31, pp. 1724-1731.
- [27] Wang, S., Schmid, G., (1992), Dynamic Structure-Soil-Structure Interaction By FEM AND BEM, J. Computational Mechanics., Vol. 9, pp. 347-357.
- [28] Behnamfar, F., Sugimura, Y., (1999), Dynamic Reponse of Adjacent Structures under Spatially Variable Seismic Waves, J. Probabilistic Engineering Mechanics., Vol. 14, pp. 33-44.
- [29] Lee, T.H., Wesley, D.A., (1972), Soil-Structure Interaction of Nuclear Reactor Structures Considering Through-Soil Coupling Between Adjacent Structures, J. Nuclear Engineering and design., Vol. 24, pp. 374-387.
- [30] Clouteau, D., Broc, D., (2012), Calculation Methods of Structure-Soil-Structure (3SSI) for Emnedded Building: Application to NUPEC Test, J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering., Vol. 32, pp. 129-142.
- [31] Marius, G., Iona, R. I., (2009), Structure-Soil-Structure Coupling in Seismic Excitation and "city effect", J. International Journal of Engineering Science., Vol. 47, pp. 342-354.
- [32] Stavros A, S., Bernhard., and Willi, S., (1988), Three Dimensional Interaction Between Structures on Layered under Seismic Excitation, Eleventh World Conference on Earthquake Engineering., ISBN: 0 08 042822 3.
- [33] Yahyai, M., Mirtaheri, M., (2008), Soil Structure Interaction Between two Adjacent Buildings under Earthquake Load, J. American of Engineering and Applied Sciences, Vol. 1, pp. 121-125.

- [34]Matthees, M., Magiera, G., (1982), A Sensitivity Study of Seismic Structure-Soil-Structure Interaction Problems For Nuclear Power Plants, *J. Nuclear Engineering and Design.*, Vol. 73, pp. 343-363.
- [35]Suzuki, A., Katida, Y., Iguchi, M., Fukuwa, N., Tamori, Sh., (2011), Study on Dynamic Cross Interaction of Structures by Earthquake Observation and Forced Vibration Test., *Seismic Engineering Center, Nuclear Power Engineering Corp.*, pp. 1-20.
- [36]Semblat, J.F., Kham M., Bard P.Y. and Gueguen, Ph., (2004), Could "Site-City Interaction" Modify Site Effects in Urban Areas?, *13th World Conference on Earthquake Engineering.*, No. 1978.
- [37]Kham, M., Semblat, J.F., Bard, P.Y., Dongla, P., (2006), Seismic Site-City Interaction: Main Governing Phenomena Through Simplified Numerical Models., *J. Bulletin of the Seismological Society of America.*, Vol. 96, pp. 1934-1951.
- [38]Kitada, Y., Hirotsu, T., Iguchi, M., (1999), Models Test on Dynamic Structure – Structure Interaction of Nuclear Power Plant Buildings, *J. Computers and Geotechnics.*, Vol. 192, pp. 205-216.
- [39]Triantafyllidis, Th., Prange, B., (1988), Rigid Circular Foundation: Dynamic Effects of Coupling to the Half-Space, *J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering.*, Vol. 7, No. 1, pp. 3692-3698.
- [40]Qian, J., Beskos, D., E., (1996), Harmonic Wave Response of Two 3-D Rigid Surface Foundations., *J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering.*, Vol. 15, pp. 95-110.
- [41]Padron, L.A., Aznarez, J.J., Maeso, O., (2009), Dynamic Structure–Soil–Structure Interaction Between Nearby Piled Buildings under Seismic Excitation by BEM–FEM Model, *J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering.*, Vol. 29, pp. 1084-1096.
- [42]Lehmann, L., Antes, H., (2001), Dynamic Structure-Soil-Structure Interaction Applying the Symmetric Galerkin Boundary Element Method (SGBEM)., *J. Mechanics Research communications.*, Vol. 28, No 3, pp. 297–304.
- [43]Brinkgreve R, B. J. (2003), *Manuel Scientifique, PLAXIS b.v. P.O. Box 572, 2600 AN DELFT, The Netherlands, ISBN 90-808079-3-1.*
- [44]Bouafia, A., (2010), *Calcul Dynamique Des Ouvrages Géotechniques, Office Des Publications Universitaires, Place Centrale De Ben-Aknoun (Alger), Tome 2, Edition : 2.03.5108, ISBN : 978.9961.0.1347.2.*
- [45]Wolf, J.P., (1985), *Dynamic Soil-Structure Interaction, Prentice-Hall. Inc. Englewood Cliffs. New Jersey 07632, ISBN: 0-13-221565-9.*
- [46]Kausel, E. Whitman R. V. and Morray, J., (1978), The Spring Method for Embedded Foundations, *J. Nuclear Engineering and Design.*, Vol. 48, pp. 377-392.
- [47]Pecker, A., (1984), *Dynamique Des Sols, Presses De L'école Nationale des Ponts et Chaussées., 28 Reu Des Saints-Peres., 75007 Paris, ISBN : 2-85978-072-6.*
- [48]Paultre. P., (2005), *Dynamique Des Structures, Sermes Science Publications, 11 Reu Lavoisier 75008 Paris., ISBN : 2-7462-0893-8.*
- [49]Pais, A., Kausel, E., (1988), Approximate Formulas for Dynamic stiffnesses of rigid foundations, *J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering.*, Vol. 7, No. 4, pp. 213-227.
- [50]Wang. H. L, Luco, J., E., (1985), Tables of Impedance Functions for Square Foundations on Layered Media, *J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering.*, Vol. 4, pp. 64-81.

- [51] Wang. H. L, Luco, J., E., (1986), Dynamic Interaction Between Rigid Foundations in a Layered Half-space, *J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering.*, Vol. 5, No.3, pp. 149-158.
- [52] Brinkgreve R, B. J, Kapper T, M. H. and Bonnier, P. G., (2007), Hysteretic damping in a small-strain stiffness model, *J. Numerical Methods in Geotechnical Engineering.*, Taylor & Francis, pp. 737-781.
- [53] Gerolymos, N., Gazetas, G., (2006), Winkler Model for Lateral Response of Rigid Caisson Foundations in Linear Soil, *J. Soil Dynamics and Earthquake Engineering.*, Vol. 26, pp. 347-361.

## ANNEXE

### **PLAXIS** Version 8 Professionnelle pour Windows

FINITE ELEMENT CODE FOR SOIL AND ROCK ANALYSES  
<http://www.plaxis.nl>

## CARACTERISTIQUES

*PLAXIS V8 est un logiciel géotechnique aux éléments finis spécialement destiné à l'analyse en 2D des déformations et de la stabilité des ouvrages géotechniques. Les applications géotechniques nécessitent des lois de comportement avancées pour la simulation du comportement des sols et/ou des roches, non linéaire, dépendant du temps et anisotropie. De même, le sol étant un matériau polyphasique, des procédures spéciales sont nécessaires pour prendre en compte les pressions interstitielles, que celles-ci soient ou non hydrostatiques. Bien que la modélisation du sol lui-même soit un problème important, beaucoup de projets géotechniques impliquent également la modélisation des structures et de leur interaction avec le sol. PLAXIS est doté de fonctionnalités tout à fait remarquables pour traiter tous les aspects des structures géotechniques complexes. Un résumé des fonctions essentielles est donné ci-dessous.*

### SAISIE DES DONNEES



**Définition graphique de la géométrie :** La définition des couches de sol, des ouvrages, des phases de construction, des chargements et des conditions aux limites s'appuie sur des procédures graphiques pratiques, ce qui permet une description précise de la coupe. Le maillage 2D est généré automatiquement à partir de ce modèle géométrique.



**Génération automatique du maillage :** PLAXIS offre une génération entièrement automatique de maillages non structurés d'éléments finis, avec des options pour raffiner le maillage, globalement ou localement. Le maillage peut contenir des milliers d'éléments.

**Éléments de degré élevé :** Des éléments triangulaires quadratiques à 6 noeuds et du 4<sup>ème</sup> ordre à 15 noeuds sont disponibles pour modéliser les déformations et les contraintes dans le sol.



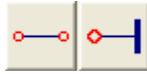
**Coques :** Des éléments spécifiques de poutre sont utilisés pour modéliser la flexion des murs de soutènement, des revêtements de tunnel et autres éléments élancés de structures. Ces éléments sont définis par leur rigidité de flexion, leur raideur normale et leur moment fléchissant ultime. Une rotule plastique est introduite dès que le moment ultime est atteint. Ces éléments peuvent être utilisés conjointement avec des éléments d'interface pour conduire des analyses réalistes de tous les ouvrages géotechniques.



**Articulations et raideurs à la rotation :** Une articulation est une liaison entre éléments de poutre qui permet une rotation au point de jonction. Les articulations peuvent être introduites pour créer des joints là où les rotations sont possibles. Il est également possible de définir une raideur à la rotation lorsque la liaison n'est ni une rotule ni un encastrement.



**Interfaces** : Ces éléments joints sont nécessaires pour les calculs impliquant l'interaction d'un ouvrage et du sol. Ils peuvent servir à modéliser la zone de matériau très fortement cisailé sous la base des fondations, contre les pieux, les géotextiles ou les murs de soutènement. Ils sont caractérisés par les valeurs de l'angle de frottement et de l'adhérence, qui ne sont pas nécessairement les mêmes que l'angle de frottement et la cohésion du sol encaissant.



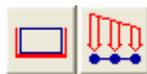
**Ancrages** : Des éléments de ressort élastoplastique servent à représenter les ancrages et les butons. Ils sont définis par leur raideur normale et la valeur maximale de l'effort normal. Une option spéciale permet d'analyser les ancrages ou appuis précontraints.



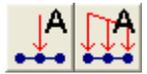
**Géotextiles** : Les géotextiles ou les géogrilles sont souvent utilisés dans la pratique pour la construction de remblais ou de soutènements en sol renforcé. Ils peuvent être simulés dans *PLAXIS* par l'emploi d'éléments spéciaux de traction. Il est souvent commode d'associer ceux-ci avec des éléments d'interface pour modéliser l'interaction avec le sol encaissant.



**Tunnels** : *PLAXIS* offre une option qui facilite la création des tunnels circulaires ou non circulaires composés d'arcs successifs. Des éléments de poutre et d'interface peuvent être adjoints pour modéliser le revêtement du tunnel et l'interaction avec le sol encaissant. Des éléments isoparamétriques servent à définir les limites curvilignes au sein du maillage. Plusieurs options sont également disponibles pour analyser les déformations provoquées par la construction du tunnel.



**Conditions aux limites** : Les "fixités" sont des déplacements nuls imposés. Ces conditions peuvent être appliquées aux lignes comme aux points définissant la géométrie du modèle, dans les directions x ou y. D'autre part, il est possible de définir des déplacements imposés non nuls pour certaines frontières du modèle. Une option permet d'appliquer les conditions d'appui standard valables dans la majorité des cas.



**Chargements** : Deux systèmes de chargement indépendants sont proposés pour appliquer des forces ponctuelles ou des charges réparties. Les forces ponctuelles peuvent être appliquées à n'importe quel point de la géométrie, les charges réparties sur n'importe quelle ligne de la géométrie, sans se limiter à la seule frontière extérieure. Les valeurs des chargements peuvent être modifiées dans le mode "Construction par étapes" et/ou par l'utilisation des multiplicateurs.

## LOIS DE COMPORTEMENT DU SOL



**Base de données des matériaux** : Les propriétés des matériaux sont regroupées dans une base de données du projet. Toutes les données figurant dans les bases de données de différents projets peuvent être partagées via une base de données globale.

**Modèle de Mohr-Coulomb** : Ce modèle non-linéaire simple et robuste n'utilise que des paramètres qui sont connus habituellement. Tous les facteurs de non-linéarité ne sont cependant pas couverts par ce modèle. Le modèle de Mohr-Coulomb permet d'estimer de manière réaliste la charge de rupture de fondations circulaires, de pieux courts, ... etc. Il peut également servir à calculer un coefficient de sécurité par une approche de phi-c réduction.

**Modèles avancés de sol** : *PLAXIS* offre d'autres modèles de comportement de sol : le *Hardening Soil Model* (modèle hyperbolique en élastoplasticité) pour les sols raides, comme les argiles surconsolidées et les sables ; le *Soft Soil Creep Model* (modèle de type Cam-Clay) pour l'analyse du comportement des sols compressibles normalement consolidés. En complément,

*PLAXIS* inclut un modèle pour l'analyse des roches en comportement anisotropique : *Le Jointed Rock model*.

**Modèles définis par l'utilisateur :** dans *PLAXIS 8*, l'utilisateur a la possibilité de définir ses propres lois de comportement. Cette option, particulièrement utile en premier lieu pour les chercheurs, dans les universités et les instituts de recherche, peut également se révéler intéressante dans les milieux professionnels. Dans les années à venir, les modèles validés et documentés fournis par les utilisateurs seront mis à disposition sur Internet.



**Régime d'écoulement permanent :** Des réseaux complexes de pressions interstitielles peuvent être générés par combinaison de lignes phréatiques et de saisie directe de pressions. Les pressions interstitielles peuvent également être générées par un calcul d'écoulement permanent.



**Calcul du réseau d'écoulement :** Les distributions de pressions interstitielles complexes peuvent être générées à partir d'un calcul d'écoulement à deux dimensions. Des drains et des puits peuvent être modélisés grâce à des éléments spécifiques. Les potentiels aux limites du modèle sont définis comme des niveaux phréatiques.

**Surpressions interstitielles :** *PLAXIS* distingue les comportements drainés ou non drainés des sols, pour modéliser les sables perméables comme les argiles quasi-imperméables. Les surpressions interstitielles sont calculées lorsque des couches de sol non drainé sont soumises à des chargements. Les conditions de chargement non drainé conditionnent souvent la stabilité des ouvrages géotechniques.

## FONCTIONS DE CALCUL



Le programme de calcul permet de conduire des analyses en déformation menées par un calcul plastique, un calcul de Consolidation ou un calcul en Grandes déformations. Pour chaque projet, plusieurs phases de calcul peuvent être définies avant le lancement du calcul.

**Incrémentation automatique du pas de chargement :** Ce mode évite à l'utilisateur d'avoir à choisir par lui-même les pas de chargement adaptés au calcul plastique incrémental, tout en garantissant une procédure de calcul fiable et efficace.

**Contrôle de la longueur d'arc :** Cette fonction permet un calcul correct des charges et mécanismes de rupture. Dans les calculs à charge contrôlée, la procédure itérative échoue dès que la charge imposée dépasse la valeur de pic. Avec le contrôle de la longueur d'arc, la charge appliquée est automatiquement réduite pour pouvoir examiner le phénomène de pic ainsi que toute évolution éventuelle après ce pic.

**Construction par étapes :** Il est possible de simuler les phases de construction ou d'excavation, par activation/désactivation de groupes d'éléments, application de chargements ou changement des conditions hydrauliques. Cette procédure permet une estimation réaliste des contraintes et déplacements provoqués par exemple par la construction d'un barrage en terre ou une excavation profonde.

**Consolidation :** La dissipation des surpressions interstitielles avec le temps peut être simulée par un calcul de consolidation. Une analyse de consolidation nécessite la définition des perméabilités de chacune des couches de sol. Des procédures d'incrémentation automatique du pas de temps rendent l'analyse performante et facile à utiliser. L'option "Construction par étapes" peut être combinée avec une analyse en consolidation.

**Analyse en variables de Lagrange actualisées:** Avec cette option, le maillage est actualisé en permanence durant le calcul. Dans certaines situations, une analyse classique en petites déformations peut révéler des modifications importantes de la géométrie. Dans ces situations, il est recommandé de procéder à un calcul plus précis par actualisation des variables de Lagrange. Cette option est disponible pour tous les types de calcul.

**Coefficients de sécurité:** Le coefficient de sécurité est généralement défini comme le rapport de la charge de rupture à la charge de service. Cette définition est adaptée aux fondations, mais non aux remblais ou aux ouvrages de soutènement en palplanches. Dans ces derniers cas, il est plus approprié d'utiliser la définition du coefficient de sécurité de la mécanique des sols, c'est à dire le rapport entre la résistance au cisaillement mobilisable et la résistance au cisaillement mobilisée à l'équilibre. Dans *PLAXIS*, le coefficient de sécurité est calculé par une procédure de réduction de  $c$  et  $\phi$ .

**Gestionnaire de calculs:** Dans le gestionnaire de calculs, plusieurs projets peuvent être sélectionnés pour un calcul différé. Cette option permet une utilisation optimale de l'ordinateur en arrière-plan, et est utile dans le cas d'études paramétriques.

## ANALYSE DES RESULTATS

Le post-processeur *PLAXIS* a des fonctions avancées pour restituer les résultats du calcul, sous forme de graphiques et tableaux. Ceux-ci peuvent être envoyés sur n'importe quel imprimante ou copiés dans le presse-papier de Windows pour être exportés vers un autre logiciel.

**Déformations:** La visualisation des déformations peut se faire sous la forme de maillage déformé, de déplacements ou déformations totaux ou incrémentaux. Tous les graphiques de déplacement ou de déformation peuvent être présentés avec flèches, lignes isovaleurs ou domaines isovaleurs.

**Contraintes:** La restitution des contraintes peut se faire en contraintes effectives, contraintes totales, pressions interstitielles et surpressions interstitielles. Ces contraintes peuvent être figurées en lignes isovaleurs comme en domaines isovaleurs.

**Efforts et déplacements dans les éléments de structure :** Des graphiques et tableaux fournissent directement les déplacements, efforts normaux, tranchants, circonférentiels et les moments fléchissant de tous les éléments de structure. Les efforts et déplacements peuvent être tracés par phase, ou sous forme d'enveloppe de toutes les phases précédentes.



**Coupes :** Cette option très commode est offerte par *PLAXIS* pour créer des graphiques des sollicitations ou des déplacements selon des coupes sélectionnées dans le modèle.



**Générateur de rapports :** Un générateur de rapport a été développé pour permettre l'édition d'un rapport des données saisies et des résultats obtenus pour un modèle. Ce rapport peut être édité dans Word.

**Animations :** Il est possible de générer des animations vidéo pour toutes les sorties graphiques, notamment les déplacements et efforts dans les éléments de structure.



***Courbes*** : Un outil spécifique permet de représenter les courbes charge-déplacement, les chemins de contraintes, les courbes effort-déformation, ou encore l'évolution de tassements avec le temps.

## ملخص

الجواب الديناميكي للهياكل يتعلق بطبيعة حركة التربة، الخاصية الميكانيكية و الفيزيائية للهيكل و التربة ، الحالة والموقع الحضري للبنية. إذن، هناك تفاعل بين الهيكل والوسط الخارجي. الطريقة الأكثر جذرية لتحديد هذا التفاعل هي اعتبار الهيكل مثبت ومغزول كلياً عن التربة، هذه الفرضية صالحة عندما تكون تربة الأساس قليلة التشوه بالنسبة للهيكل، مثلاً هيكل موضوع فوق تربة صخرية. الهدف من هذه الدراسة المقدمة هو معرفة تأثير التفاعل تربة-هيكل و هيكل-تربة-هيكل على تصرف الجواب الديناميكي و الهبوط أو لاستاتيكي هذه الدراسة تبين أهمية كذلك التأثيرات الخارجية على الهياكل. الدراسة تمت بالاعتماد على قانون بلاكسيس ذي البعدين و ساب 2000 ذي الثلاث أبعاد، النمذجة تمت باستعمال طريقة العناصر المنتهية و طريقة العناصر النصف منفصلة، تصرف التربة والهيكل يكون مرناً ومرناً بلدانه.

**كلمات المفتاح:** الجواب الديناميكي، التفاعل تربة-هيكل، التفاعل هيكل-تربة-هيكل، قانون بلاكسيس ذو البعدين، ساب 2000 ذو الثلاث أبعاد، طريقة العناصر المنتهية، طريقة العناصر النصف منفصلة.

## Résumé

La réponse dynamique des structures dépend de la nature du mouvement du sol, des propriétés mécaniques et physiques de la structure, de celles du sol, de la situation et de position dans le site urbain. Il y a donc interaction entre les structures et le milieu extérieur. La procédure la plus radicale pour éliminer le problème de cette interaction est de considérer la structure parfaitement encastrée et isolée dans le sol, cette hypothèse est d'autant plus valable que le sol de fondation est peu déformable vis-à-vis de la structure, par exemple dans le cas d'une structure rigide sur un sol rocheux. L'objectif de la présente étude est la détermination de l'influence de l'interaction sol-structure (ISS) et structure-sol-structure (ISSS) sur le comportement de la réponse dynamique et le tassement statique. Ainsi, cette étude illustre l'importance de la considération des effets externes sur les structures. L'étude est réalisée en utilisant le logiciel PLAXIS<sup>2D</sup> et SAP2000<sup>3D</sup> pour ce qui est de la modélisation par la méthode des éléments finis (MEF). Celle-ci est comparée à la méthode semi-discrète (MSD). Le comportement du sol et des structures est supposé élasto-plastique ou élastique.

**Mots clés:** Réponse dynamique, Interaction Sol-Structure, Interaction Structure-Sol-Structure, PLAXIS<sup>2D</sup>, SAP2000<sup>3D</sup>, MEF, MSD.

## ABSTRACT

The dynamic response of the structures depends on nature of the motion of the soil, the mechanical and physical properties of the structure and those of the soil, the situation and the position in the site town planning. Thus, there is interaction between the structures and the external medium. The most radical procedure to eliminate the problem of this interaction is to consider the structure is perfectly embedded and insulates in the soil. This assumption is more valid it the soil of the foundation is not very deformable with respect to the structure, for example, in the case of a rigid structure supported by rock soil. The objective of this study is the determination of the influence of the soil-structure (SSI) and structure-soil-structure interaction (SSSI) on the behavior of the dynamic response and static subsidence. Thus, this study illustrates the importance of the consideration of the external effects on the structures. The modeling is performed by the finite element method (FEM) and the pseudo-discrete method (PDM). A comparison is made between these methods in this work. This study is realized by PLAXIS<sup>2D</sup> and SAP2000<sup>3D</sup> software. The soil and the structures are taken having an elasto-plastic or fully elastic behavior.

**Keys words:** Dynamic response, Soil-Structure Interaction, Structure-Soil-Structure Interaction, PLAXIS<sup>2D</sup>, SAP2000<sup>3D</sup>, FEM, PDM.