

RÉPUBLIQUE ALGÉRIENNE DÉMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTÈRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPÉRIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITÉ IBN KHALDOUN DE TIARET.



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

***Mémoire de fin d'études présenté en vue de l'obtention du
diplôme de Master en génie civil***

Spécialité : Travaux Publics
Option : Voies et Ouvrage d'Arts (V.O.A)

Présenté par :

AYAD Seif Eddine

AMANI Lilya

Sujet du mémoire

***L'INFLUENCE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE SUR LA
RÉPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES***

Soutenu publiquement le mercredi 27/06/2018 devant les jurys composé de :

Mr : BOUAKKAZ Khaled

Président.

Mr : SAOULA Abdelkader

Rapporteur.

Mr : DAOUADJI Hassaine Tahar

Examineur.

Mr : RABAHI Abderazek

Examineur.

Mme : OUAZIR Khatima

Examinatrice.

Promotion 2017/2018

Dédicaces

Au terme de nos efforts, voici notre ouvrage, nous le dédions :

➤ *Moi, Seif Eddine, à ;*

-Ma mère « Turkia » qui me soutient encore,

-Mon père « Mustapha » pour m'avoir guidé durant toute ma vie scolaire,

-Mes frères et ma petite sœur Roufida,

-La famille AYAD,

-La famille GHEZAL.

➤ *Moi, Lilya, à ;*

- Ma mère « Nadia » à qui je souhaite du bonheur,

-Mon père « Baghdad » que je voudrais rendre heureux,

-Mes sœurs, mon frère,

- la famille AMANI,

-la famille ZAOUI.

-Nos amis, nos camarades de la promotion du "Génie Civil" 2017/2018.

-Nous ne saurons terminer sans citer Monsieur AMANI Lakhdar et Madame OUAZIR Khatima pour leur aide.

Une spéciale dédicace à ceux qui m'ont inspiré depuis mon premier jour dans l'université à ma partenaire à celui qui m'a collaboré dans la réalisation de ce mémoire à toi AMANI Lilya, Cordialement.



AYAD Seif Eddine

AMANI Lilya

Remerciements

Nous avons l'honneur de remercier avant tout,

-DIEU le Tout-Puissant qui nous a donné le courage et la volonté pour atteindre notre objectif.

-Tous les enseignants qui ont contribué à notre formation durant tous les cycles.

-Mr SAOULA Abdelkader pour l'encadrement, les conseils, la patience, la gentillesse, la disponibilité et pour l'aide précieuse.

-Aux membres du jury pour leurs efforts d'évaluer notre mémoire.

-L'ensemble des professeurs du département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'ingénieur en Génie Civil.

-A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, toute notre sincère reconnaissance et nos remerciement les plus distingués.

قال الله تعالى : « رب أوزعني أن أشكر نعمتك التي أنعمت علي و علي والدي و أن أعمل صالحا ترضاه و أدخلني برحمتك في عبادك الصالحين »

الآية 19 من سورة النمل



RESUME
AR-FR-ENG

المخلص :

ان اعادة التقويم الزلزالي للبنىات يعتبر رهان امن كبير. وفي هذا الاطار لقد قمنا بدراسة التفاعل المتبادل بين البنية - التربة لهدف من خلالها على فحص البنىات وهشاشتها. التفاعل بين البنية - التربة يؤثر حتما على حجم قوى القص في البنية المعنية بالأمر. كما ان التجاوب الزلزالي للبنية يوجد دائما في العلاقة مع الشكل الذي تعطيه الحركة الزلزالية وهذا من خلال نظام الاسس - البنية .

الاجراء الاقصى المعتمد في القضاء على هذا الاشكال يتمثل في ادماج البنية في التربة, هذه فرضية تبدو قائمة طالما ارضية الاسس تكون ذات تشوهات قليلة. هذه الدراسة قد اجريت باستعمال برنامج الي **ETABS** حيث صمنا البنية على شكل نموذج متمثل في عناصر (FRAME) وفي نفس الوقت صمنا الارضية على شكل نوابض. كما يوجد عدة اصناف مقترحة من طرف النظام الجزائري لمقاومة الزلازل (RPA 99) طبعة 2003. والجدير بالذكر ان دراستنا التحليلية اعطت تعليقات للنتائج من اجل تقديم اقتراحات وحلول نهائية.

الكلمات المفتاحية :

التفاعل المتبادل بين البنية - التربة, الاستجابة الزلزالية, صلابة, طيف الاستجابة الزلزالي, التسارع الزلزالي.

RESUME :

La réévaluation sismique du bâti existant est un enjeu de sécurité majeur. Dans ce cadre a été effectuée une étude de l'interaction sol-structure (ISS) destinée à orienter l'auscultation du bâti et être intégrée dans un premier diagnostic de vulnérabilité. L'interaction sol structure peut avoir un effet sur la magnitude des forces induites à la structure en question. La réponse sismique d'une structure se trouve toujours liée à la forme avec laquelle les mouvement sismiques du sol sont transmis à travers ses fondations au système fondation-structure.

La procédure la plus radicale pour éliminer le problème de cette interaction sol-structure est de considérer la structure parfaitement encastrée dans le sol , cette hypothèse est d'autant plus valable que le sol de fondation est peu déformable vis-à-vis de la structure. L'étude est réalisée en utilisant le logiciel **ETABS** où la structure est modélisée par des éléments barres et le sol par des ressorts discrets. Plusieurs catégories de site proposées par le code Algérien (RPA99) version 2003 sont prises en compte. Cette étude sera finalisé avec une étude paramétrique et l'interprétation des résultats pour obtenir des propositions de solutions finales.

Mots -clés :

Interaction sol-structure, la réponse sismique, raideur, spectre de reponse, accelerogramme.

ABSTRACT :

The seismic reevaluation of the existing building is a major safety issue. In this framework a study of the soil structure interaction was carried out in order to monitor the building and be integrated into a first vulnerability diagnosis, soil-structure interaction can affect the magnitude of the forces induced on the structure in question. The seismic response of a structure is always linked to the form in which the seismic ground motions are transmitted through its foundations and foundation-structure system.

The procedure the problem of this interaction soil structure is perfectly encased in the ground this hypothesis is that the ground foundation is little deformable vis-a-vis the carried out using the software **ETABS** where we designed the structure by frame and the ground by springs discrete several proposed by the code Algerian (RPA99) version 2003 are taken into account finalizes with a study parametric interpretation of proposals solutions final.

Keys-words:

Soil-structure interaction, the seismic response, stiffness, spectrum reply, acceleratedgram.

TABLE DES MATIERES

Dédicaces

Remerciements

RESUME « AR-FR-ENG »

TABLE DES MATIERS

LISTE DES FIGURES

LISTE DES TABLEAUX

TABLE DES NOTATIONS

INTRODUCTION GENERALE 1

***CHAPITRE I : LA SISMOLOGIE ET LA PROPAGATION DES ONDES
DANS LE SOL*** 3

<i>I.1.Introduction</i>	<i>4</i>
<i>I.2. Origine et actions des séismes</i>	<i>4</i>
<i>I.3. Foyer et épicentre</i>	<i>4</i>
<i>I.4. Propagation des ondes sismiques</i>	<i>5</i>
<i>I.4.1. Ondes de volume</i>	<i>5</i>
<i>I.4.2. Ondes de surface</i>	<i>8</i>
<i>I.5. Caractéristiques d'un séisme</i>	<i>8</i>
<i>I.5.1. L'accélérogramme</i>	<i>9</i>
<i>I.5.2. Le spectre de réponse</i>	<i>9</i>
<i>I.6. Classification des zones en Algérie</i>	<i>9</i>
<i>I.7. Quelques séismes historiques</i>	<i>11</i>
<i>I.8. Conclusion</i>	<i>11</i>

Chapitre II : COMPORTEMENT DES SOLS SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE 12

II.1. Introduction	13
II.2. Chargement monotone	13
II.3. Influence de la nature des sols sur le mouvement sismique	15
II.4. Chargement cyclique	16
II.5. Loi de Comportement pour le chargement cyclique des sols	20
II.5. 1. Domaine linéaire ($0 < \gamma_c < 10^{-4}$)	21
II.5. 2. Domaine hystérétique stabilisé ($10^{-5} < \gamma_c < 10^{-4}$)	21
II.5. 3. Domaine hystérétique non stabilisé ($10^{-4} < \gamma_c < 10^{-3}$)	21
II.5. 4. Domaine des lois incrémentales ($\gamma_c > 5 \cdot 10^{-3}$)	22
II.6. Conclusion	22

Chapitre III : COMPORTEMENT CYCLIQUE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME 23

III.1. Introduction	24
III.2. Nature des structures et leur comportement	25
III.2.1. Type des structures	25
III.2.1.1. Structures parfaitement raides - ($T = 0$)	25
III.2.1.2. Structures parfaitement souples - ($T = \infty$)	26
III.2.1.3. Structures courante	26
III.2. 2. Comportement des bâtiments à l'action sismique	26
III.3. Calcul sismique des structures	28
III.4. Réponse dynamique	29
III.4.1. Equation du mouvement	29
III.4.2. Mode propre	34
III.4.3. Analyse modale spectrale	37
III.4.4 Méthodologie de calcul	37
III.5. Conclusion	40

<i>Chapitre IV : INTERACTION SOL – STRUCTURE (ISS)</i>	41
IV.1. Introduction	42
IV.2. Etude du problème d'interaction sol structure	44
IV.2.1. Formulation d'un problème d'interaction	44
IV.2.2. Mouvement du sol en champ libre	44
IV.3. Illustration de l'effet de l'interaction sol structure	44
IV.3.1 Modèle analogique simplifié	44
IV.3.2. Influence de l'interaction sol structure	46
IV.4. Formulation de l'interaction sol structure	48
IV.5. Fondamentaux de l'interaction sol structure	49
IV.6. Détermination de la réponse dynamique	50
IV.6.1. Un Amortissement visqueux	50
IV.7. Méthodes de prise en compte de l'interaction sol structure	50
IV.7.1. Méthode globale	50
IV.7.2. Méthode de sous structure	52
IV.7.3. Modélisation du sol par un système de ressort amortis	53
IV .8. Définition des fonctions d'impédance	54
IV .8.1. Impédance d'une fondation superficielle	55
IV.9. Conclusion	56
 <i>Chapitre V : MODELISATION AVEC PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE</i>	 57
V.1. Introduction	58
V.2. Classification des sites selon le RPA 99 (ver 2003)	58
V.3. Spectre de réponse selon le RPA 99 (ver 2003)	59
V.4. Modélisation de la structure	60
V.5. Modélisation du sol (ressorts de sol)	61
V.6. Caractéristiques géométriques	63
V.6.1. Structure R+6	64
V.6.2. Structure R+4	65
V.6.3. Structure R+2	66

Chapitre VI : RESULTATS ET INTERPRETATION SUR LES 68
STRUCTURES EN BETON ARME

VI.1. Résultats de l'étude du bâtiment R+6 avec et sans interaction (ISS)	69
VI.1.1. Périodes propres	69
VI.1.2. Efforts tranchants à la base	70
VI.1.3. Efforts tranchants aux étages	73
VI.1.4. Déplacements des étages	77
VI.1-4-1- Déplacements de dernier étage	77
VI.1-4-2- Déplacements de tous les étages	81
VI.1.5. Accélération de dernier étage	85
VI.2. Résultats de l'étude paramétrique des (R+6, R+4 et R+2) avec interaction	86
VI.2.1. Déplacements	87
VI.2.2. Efforts tranchants à la base	87
VI.2.3. Accélération	88
VI.3. Conclusion	89

CONCLUSION GENERALE 90

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

LISTE DES FIGURES

CHAPITRE I : LA SISMOLOGIE ET LA PROPAGATION DES ONDES DANS LE SOL

Figure 1.1: Localisation des séismes	5
Figure 1.2: Mouvement des particules au passage d'une onde P et S	7
Figure 1.3: Les ondes sismiques "Love "et "Rayleigh"	8
Figure 1.4: Les zones sismiques du territoire national	10
Figure 1.5: Les séismes majeurs en ALGERIE	11

CHAPITRE II : COMPORTEMENT DES SOLS SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE

Figure 2.1: Courbe effort-déformation chargement quasi statique monotone	14
Figure 2.2: Allures des spectres d'accélération moyenne pour différents sols	15
Figure 2.3: Séquence de chargement idéalisée	16
Figure 2.4: Courbe effort déformation cyclique	17
Figure 2.5: Variation de G et β avec la déformation	18
Figure 2.6: Chargement cyclique quelconque	18
Figure 2.7: Variation de volume sous chargement cyclique	19

CHAPITRE III : COMPORTEMENT CYCLIQUE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Figure 3.1: Types de structures	25
Figure 3.2: Modes de vibration	27
Figure 3.3: Réponses d'un ouvrage rigide aux mouvements provoqués par l'action sismique	28
Figure 3.4: Oscillateur simple	33

CHAPITRE IV : INTERACTION SOL STRUCTURE (ISS)

Figure 4.1: Interaction sol – structure.	43
Figure 4.2: Modèle simplifié d'interaction sol – structure.	45
Figure 4.3: L'effet de l'interaction sol–structure sur un ouvrage	46
Figure 4.4: Influence de l'interaction sol – structure	47
Figure 4.5: Décomposition du problème d'interaction sol - structure	49
Figure 4.6: Schématisation d'un problème ISS en éléments fini	51
Figure 4.7: Schématisation d'une méthode de sous structure	52
Figure 4.8: Représentation schématique des ressorts de sol	53
Figure 4.9: Les degrés de liberté d'une fondation superficielle rigide	54
Figure 4.10: Impédance d'une fondation superficielle circulaire	56

CHAPITRE V : MODELISATION AVEC PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE

Figure 5.1 : Spectre de réponse utilisé	60
Figure 5.2 : Structure R+6 (<i>Sans ressort</i>)	64
Figure 5.3 : Structure R+6 (<i>Avec ressort</i>)	65
Figure 5.4 : Structure R+4 (<i>Sans ressort</i>)	65
Figure 5.5 : Structure R+4 (<i>Avec ressort</i>)	66
Figure 5.6 : Structure R+2 (<i>Sans ressort</i>)	66
Figure 5.7 : Structure R+2 (<i>Avec ressort</i>)	67

CHAPITRE VI : RESULTATS ET INTERPRETATIONS SUR LES STRUCTURES EN BETON ARME

Figure 6.1 : Périodes propres avec et sans ISS	70
Figure 6.2 : Efforts tranchants à la base(R+6)	70
Figure 6.3 : Sous accélération max (Accélérogramme)	71
Figure 6.4 : Sous accélération min (Accélérogramme)	72
Figure 6.5 : Sous Ex (Méthode modale spectrale)	73
Figure 6.6 : Efforts tranchants aux étages (Sous accélération min/max)	74
Figure 6.7a : Efforts tranchants aux étages (Méthode modale spectrale) sol S1	75
Figure 6.7b : Efforts tranchants aux étages (Méthode modale spectrale) sol S2	76

Figure 6.7c : Efforts tranchants aux étages (Méthode modale spectrale) sol S3	76
Figure 6.7d : Efforts tranchants aux étages (Méthode modale spectrale) sol S4	77
Figure 6.8 : Déplacements de dernier étage (R+6)	78
Figure 6.9 : Sous accélération max (Accélérogramme)	79
Figure 6.10 : Sous accélération min (Accélérogramme)	79
Figure 6.11 : Déplacement maximale de dernier étage (Méthode modale spectrale)	80
Figure 6.12 : Déplacement des étages (Sous accélération min/max)	82
Figure 6.13a : Déplacement des étages sol (S1)	83
Figure 6.13b : Déplacement des étages sol (S2)	84
Figure 6.13c : Déplacement des étages sol (S3)	84
Figure 6.13d : Déplacement des étages sol (S4)	85
Figure 6.14 : Accélération de dernier étage (R+6)	85
Figure 6.15 : Déplacement des bâtiments R+6, R+4 et R+2 avec ISS (S3)	87
Figure 6.16 : Efforts tranchants des bâtiments R+6, R+4 et R+2 avec ISS (S3)	87
Figure 6.17 : Accélération des bâtiments R+6, R+4 et R+2 avec ISS (S3)	88

LISTE DES TABLEAUX

CHAPITRE I : LA SISMOLOGIE ET LA PROPAGATION DES ONDES DANS LE SOL

Tableau 1.1 : Coefficient d'accélération. **10**

CHAPITRE II : COMPORTEMENT DES SOLS SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE

Tableau 2.1 : Développement de la déformation de cisaillement. **20**

CHAPITRE III : COMPORTEMENT CYCLIQUE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

Tableau 3.1 : Equivalences des grandeurs dynamiques. **31**

CHAPITRE V : MODELISATION AVEC PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE

Tableau 5.1 : Périodes caractéristiques des sites	59
Tableau 5.2 : Raideurs équivalentes pour un milieu semi-infini	62
Tableau 5.3 : Caractéristiques des différentes catégories de site	63
Tableau 5.4 : Structure R+6 (a=b=2.40m)	63
Tableau 5.5 : Structure R+4 (a=b=2.00m)	63
Tableau 5.6 : Structure R+2 (a=b=1.50m)	64

CHAPITRE VI : RESULTATS ET INTERPRETATIONS SUR LES STRUCTURES EN BETON ARME

Tableau 6.1 : Périodes propres avec et sans ISS	69
Tableau 6.2 : Valeurs maximales des efforts tranchants sous accélération max	71
Tableau 6.3 : Valeurs minimales des efforts tranchants sous accélération min	71
Tableau 6.4 : Efforts tranchants à la base avec et sans ISS	72

Tableau 6.5a : Efforts tranchants aux étages avec et sans ISS (max)	73
Tableau 6.5b : Efforts tranchants aux étages avec et sans ISS (min)	74
Tableau 6.6 : Efforts tranchants aux étages avec et sans ISS (Méthode M.S)	75
Tableau 6.7 : Valeurs maximales des déplacements sous accélérations	78
Tableau 6.8 : Déplacement maximale de dernier étage avec et sans ISS	80
Tableau 6.9a : Déplacements maximums de tous les étages avec et sans ISS (max)	81
Tableau 6.9b : Déplacements maximums de tous les étages avec et sans ISS (min)	81
Tableau 6.10 : Déplacements des étages avec et sans ISS (Méthode MS)	83
Tableau 6.11 : Comparaison des réponses des trois structures	86

TABLE DES NOTATIONS

- A : Aire de la fondation.
- A : Coefficient d'accélération de zone.
- a : Dimension parallèle à la direction du séisme.
- α : Mouvement du sol.
- b : Dimension perpendiculaire à la direction du séisme.
- β : Coefficient d'amortissement.
- β_x et β_z : Paramètres dépendant du rapport a/b .
- $[C]$: Matrices d'amortissement du système.
- C_i : Amortissement généralisé.
- $C(\omega)$: Coefficient d'amortissement.
- $d\sigma$ et $d\varepsilon$: L'incrément.
- $d(t)$: Déplacement relatif.
- σ : Contrainte normale dans une direction.
- σ'_0 : Contrainte verticale effective.
- Δ_w : Énergie dissipée durant le cycle.
- E : Module d'élasticité dynamique.
- ξ_i : Pourcentage d'amortissement par rapport au critique du mode i .
- ε_L : Déformations dans la même direction et dans la direction perpendiculaire.
- ε : Tenseur de déformation.
- ξ : L'amortissement.
- F : Force d'inertie.
- f : La fréquence.
- $F(t)$: Vecteur correspondant au chargement qui est une fonction du temps.
- F_1 : Force de rappel élastique.
- F_2 : Force de freinage (ou d'amortissement).
- G : Module de cisaillement dynamique.
- G_s : Module sécant.
- G_0 : Module de cisaillement initial.

- H : La hauteur.
- λ : Constante de Lamé.
- \underline{I} : Vecteur unité, donnant la direction de la sollicitation.
- i : Équation du mouvement du mode.
- J : Vecteur colonne caractérisant la direction dans laquelle s'exerce cette accélération.
- K : L'impédance dynamique.
- k : Raideur du système.
- $[K]$: Matrice de rigidité.
- K_h : Mouvement horizontal.
- K_t : Raideur généralisée.
- K_r : Rotation autour de l'axe vertical.
- K_s : Rigidité statique.
- K_v : Mouvement vertical.
- $k(\omega)$: Coefficient de rigidité.
- K_Φ : Mouvement basculement.
- K_0 : Coefficient de poussée des terres au repos.
- L : Onde de love.
- $\vec{\Gamma}$: Vecteur correspondant à l'accélération du sol $\gamma(t)$.
- m : La masse.
- $[M]$: Matrice de masse.
- M_i : Masse généralisée.
- n : Équations découplées du mouvement.
- η : Correction d'amortissement si ($\xi \neq 5\%$).
- ρ : Densité du milieu.
- P : Onde primaire ou onde longitudinale.
- $\rho_{i,j}$: Coefficient de corrélation entre les modes i et j .
- Q : Facteur de qualité.
- \underline{Q}_i : Vecteur de charge.
- q_i : Facteur de participation du mode i dans la direction j du séisme.
- $\phi_{i,j}$: Vecteur propre.
- θ : Rotation de la fondation autour d'un axe horizontal.

- R : Onde de Rayleigh.
- R : Coefficient de comportement de la structure.
- r : Rayon de la fondation.
- $R_{i,j}$: Réponses maximales dans le mode i et j .
- S : Onde secondaire ou onde de cisaillement.
- T : La période.
- t : Durée d'un cycle est appelée période du mouvement.
- $\tau(t)$: Contrainte de cisaillement.
- T_1 et T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- U : Vecteur déplacement relatif des différents points de la structure.
- $u(t)$: Déplacement relatif.
- u_g : L'amplitude.
- u_0 : Déplacement horizontal de la fondation.
- \underline{U} : Vecteur des déplacements relatifs du système par rapport à l'assise.
- \underline{U}_i : Déplacement d'interaction.
- \dot{u} et $\ddot{u}(t)$: Vitesse et l'accélération de la masse par rapport au sol.
- \vec{u} : Vecteur unitaire dans la direction du séisme.
- ν : Coefficient de poisson.
- V_p : Vitesse de propagation de l'onde longitudinale.
- V_s : Vitesse de propagation de l'onde de cisaillement.
- ν_s : Masse volumique.
- W : Énergie de déformation équivalente.
- ω : Pulsation du système non amortie.
- ω_D : Pseudo – pulsation des oscillations libres amorties.
- ω_s : Pulsation propre.
- ω_i^2 : Valeur propre.
- γ_c : Déformations cycliques de cisaillement.
- Y : Vecteur colonne des amplitudes (déplacements généralisés).

INTRODUCTION GENERALE

Après l'événement de tremblement de terre dans nombreux pays du monde dont l'Algérie, de multiples travaux de recherche ont été menés dans le but d'atténuer les effets des séismes sur les constructions. Dans ce sens, «**L'INFLUENCE DE L'INTERACTION SOL-STRUCTURE SUR LA RÉPONSE SISMIQUE DES STRUCTURES**» intéresse un grand nombre de travaux de recherche.

Interaction sol structure (ISS) c'est l'étude du comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique. C'est en quelque sorte la mise à l'épreuve du rapport SOL-STRUCTURE face à un mouvement naturel perturbateur. Interaction sol – structure est plus ou moins importante selon le type de sol, les caractéristiques de la structure, et son mode de fondation (impédance d'une fondation).

Il est nécessaire d'étudier le comportement ou bien la réponse de la structure sous l'action sismique pour garantir un degré de protection acceptable à la construction en cas de séisme et d'éviter au maximum les dégâts qui pourraient être provoqués par ce phénomène.

L'étude menée consiste à montrer l'influence de l'interaction sol-structure sur le comportement des structures. La réponse de la structure étudiée est évaluée dans un premier temps en considérant l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base (modèle classique). Dans un deuxième modèle (modèle sol-structure), nous considérons le couplage sol-structure en utilisant les ressorts pour la réaction du sol. Les simulations numériques ont été effectuées en considérant les quatre types de spectre de réponse associées aux différentes catégories de site.

A cet effet, Le présent mémoire se fait en six chapitres, une introduction générale et des conclusions.

- Le premier chapitre de cette étude est un rappel des phénomènes sismiques et quelques généralités sur les séismes historiques en Algérie.

- Dans le deuxième chapitre, on présente le comportement des sols sous un chargement dynamique ainsi que l'influence de la nature des sols sur le mouvement sismique et la loi de comportement des sols sous chargement cyclique.
- Le troisième chapitre a pour objet la dynamique des structures; et présente le comportement et réponse dynamique des structures sous chargement sismique on cite aussi les méthodes utilisées pour prendre en compte le chargement sismique.
- L'interaction sol-structure fait l'objet du quatrième chapitre ; qui comporte l'étude du problème (ISS) et les différentes formulations en plus la modélisation d'un problème d'interaction et les méthodes de prise en compte de ce problème et l'importance de l'impédance des fondations.
- Le cinquième et le sixième présentent l'analyse numérique de structures en béton armé, l'étude comporte un calcul dynamique en utilisant logiciel ETABS qui nous permet de déterminer les périodes, les facteurs de participation modale, les déplacements et pour choisir les modes propres et déterminer les spectres de réponse, l'effort tranchant à la base et les différentes déformées.
- Enfin le travail se termine par une conclusion générale résumant tous les résultats obtenus.

CHAPITRE I
LA SISMOLOGIE ET LA PROPAGATION DES ONDES
DANS LE SOL

CHAPITRE I

LA SISMOLOGIE ET LA PROPAGATION DES ONDES DANS LE SOL

I.1. Introduction :

la sismologie est une discipline scientifique qui s'intéresse aux séismes et la propagation des ondes sismique et à la compréhension de la tectonique des plaques sur la surface de terre avec l'analyse des vibration naturelles du sol, les tremblement de terre font partie des cataclysmes naturels qui ont toujours exercé une grande fascination sur l'humanité.

I.2. l'Origine et l'actions des séismes :

Un séisme se traduit en surface par des vibrations du sol, il provient de la fracturation des roches en profondeur. Une rupture d'équilibre se produite et donne naissance aux ondes sismique qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol, le niveau d'amplification des ouvrage dépendent essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. [10]

I.3. Foyer et épicentre :

Le foyer du séisme est également nommé hypocentre et sa projection verticale à la surface est l'épicentre. La distance entre le point et l'endroit d'enregistrement de l'accélérogramme est appelé distance épacentrale. [9]

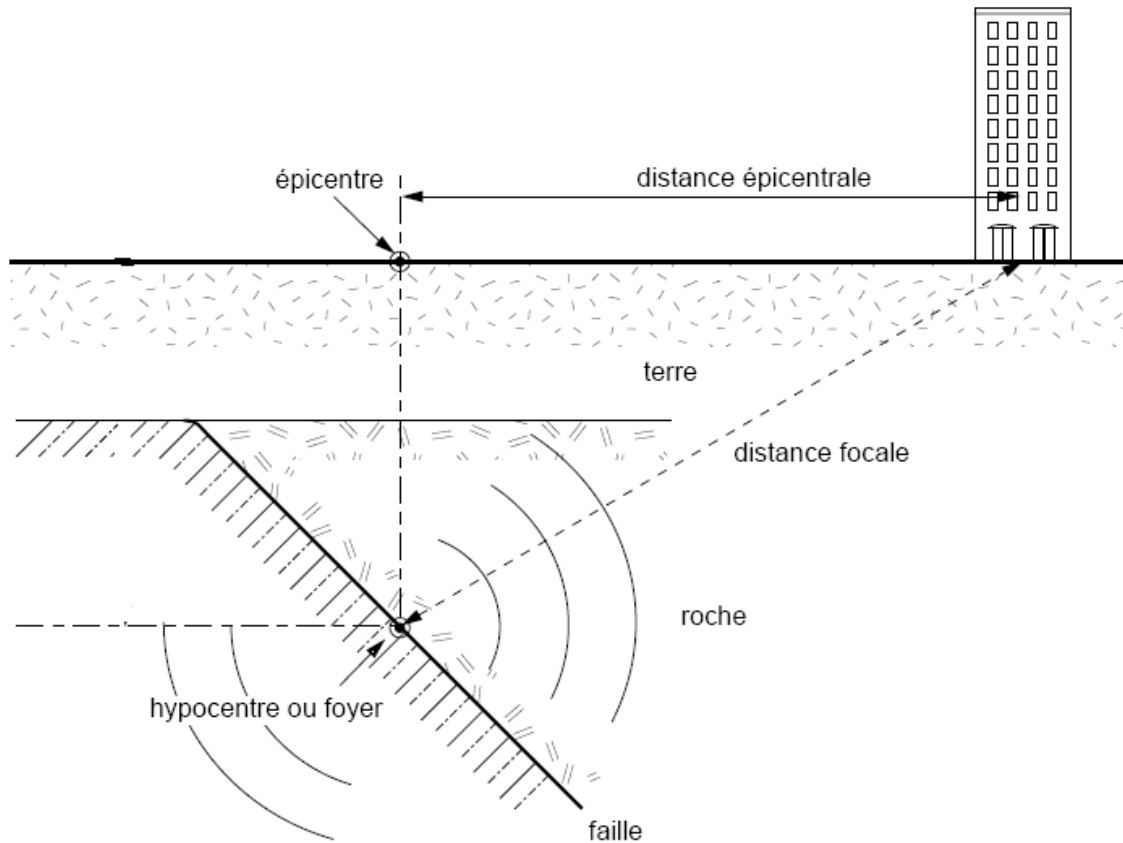


Figure 1.1. Localisation des séismes

I.4. Propagation des ondes sismiques :

Un tremblement de terre est une secousse du sol résultant de libération brusque d'énergie accumulée, cette libération d'énergie se fait par rupture le long d'une faille.

La rupture cesse de se propager lorsque l'énergie potentielle de déformation est épuisée.

On distingue deux grands types d'ondes émises par un séisme, les ondes de volume qui traversent à l'intérieur de la terre et les ondes de surfaces qui se propagent parallèlement à sa surface. [10]

I.4.1. Ondes de volume:

Les ondes de fond celles qui se propagent à l'intérieur de la terre sous deux forme :

✓ **Ondes primaires ou ondes longitudinales (P):**

Sont des ondes de compression assimilables aux ondes et qui se propagent dans tous les états de la matière les particules se déplacent en la comprimant et la dilatant selon un mouvement avant-arrière dans la direction de la propagation de l'onde.

Elles se propagent dans la croûte terrestre avec une vitesse plus rapide de 6 à 8 km par seconde de près de la surface.

✓ **Onde secondaire ou ondes de cisaillements (S) :**

C'est le déplacement perpendiculaire de la matière au front de l'onde.

Elles se propagent dans la croûte terrestre avec une vitesse d'environ 3 à 5 km/s et provoquant un cisaillement sans changement de volume on peut calculer la vitesse de propagation de ces ondes à partir des caractéristiques du sol :

- ρ : Densité du milieu [Ns^2/m^4].
- E : Module d'élasticité dynamique [N/m^2].
- G : Module de cisaillement dynamique [N/m^2].
- λ : Constante de Lamé.
- ν : Coefficient de Poisson.

On a:

$$\lambda = \frac{\nu E}{(1-2\nu)(1+\nu)} \quad (1.1)$$

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (1.2)$$

Dans la théorie de l'élasticité : $E = \frac{\sigma}{\varepsilon}$; $\nu = \frac{\varepsilon_L}{\varepsilon}$

- σ : contrainte normale dans une direction.
- $\varepsilon_L ; \varepsilon$ déformations dans la même direction et dans la direction perpendiculaire.

Les vitesses des ondes sont données par les formules suivantes:

✓ Pour les ondes P (m/s) :

$$V_p = \sqrt{\frac{\lambda + 2G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E(1-\nu)}{\rho(1-2\nu)(1+\nu)}} \quad (1.3)$$

✓ Pour les ondes S (m/s) :

$$V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}} = \sqrt{\frac{E}{2\rho(1+\nu)}} \quad (1.4)$$

La connaissance de la vitesse des ondes V_s est donc indispensable pour la détermination des caractéristiques dynamiques des sols (E, G et ν) nécessaires à la prise en compte de l'interaction sol - structure : $G = \rho V_s^2$ et $\lambda + 2G = \rho V_p^2$

Les ondes P se propagent toujours à plus grande vitesse que les ondes S ; ainsi, quand un tremblement de terre se produit, les ondes P sont les premières à se manifester et à être enregistrées dans les observatoires sismologiques du monde entier.

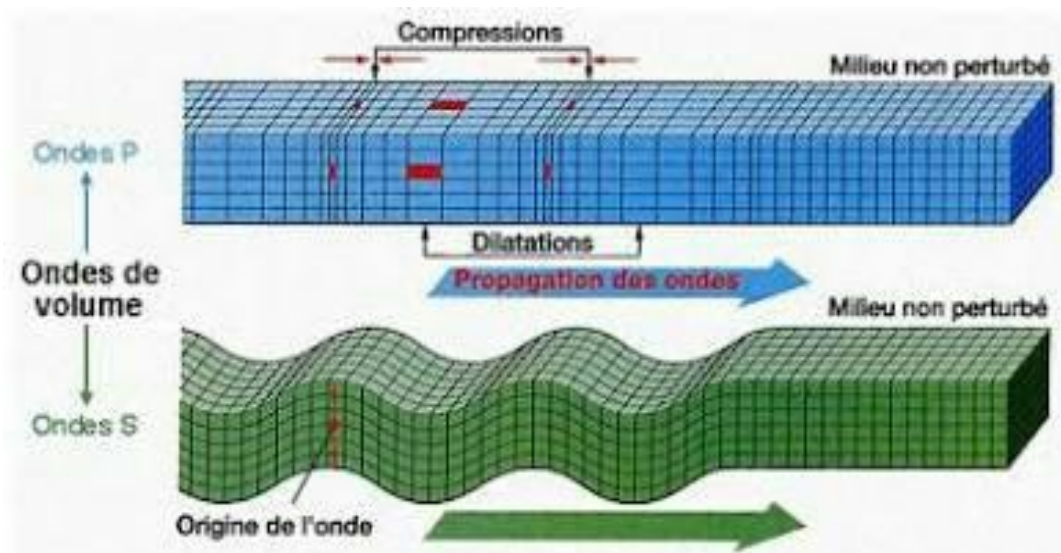


Figure 1.2. Mouvement des particules au passage d'une onde P et S

I.4.2. Ondes de surface :

Ne se propagent qu'en surface sous la forme de deux types :

✓ **Ondes de Rayleigh(R) :**

Sont assimilables à une vague, les particules du sol se déplacent selon une ellipse créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre.

✓ **Ondes de Love (L) :**

Sont des ondes de cisaillement, comme les ondes (S) mais qui oscillent dans un plan horizontal .Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral.

Les ondes de cisaillement (S) et (L) sont plus dangereuses pour les constructions que les ondes (P).

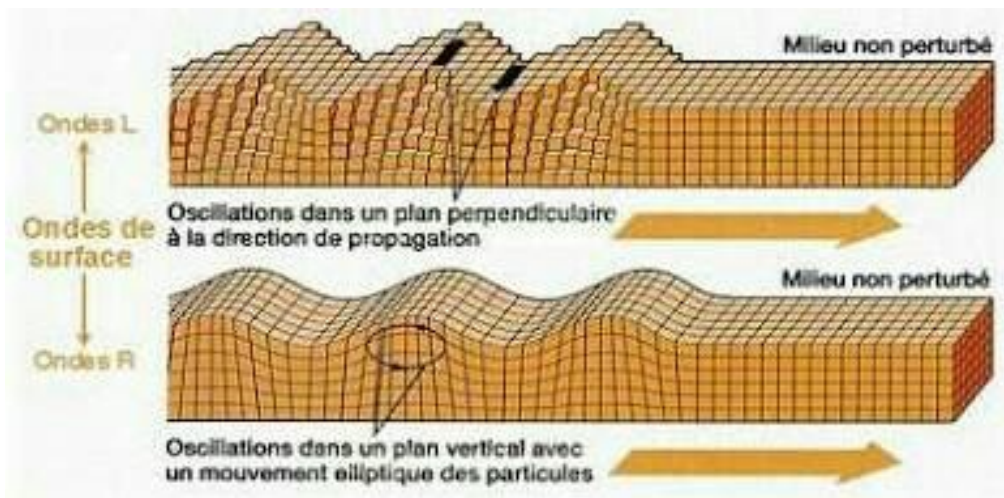


Figure 1.3. Les ondes sismiques "Love "et "Rayleigh"

I.5. Caractéristiques d'un séisme :

Les séismes génèrent des ondes sismiques se propageant dans toute la terre. Le passage des ondes à travers le sol provoque des vibrations pouvant être ressenties à la surface.

Le séisme caractérisé par sa magnitude, son intensité, son foyer et son épicentre, ces caractéristiques ne sont pas suffisantes pour estimer les risques pour une structure mais nécessite une connaissance précise du mouvement du sol.

I.5.1. L'accélérogramme:

Représente l'évolution de l'accélération de la vitesse et du déplacement du sol au cours de temps.

I.5.2. Le spectre de réponse:

Le spectre de réponse est un outil pour estimer la réponse d'une structure au séisme généralement il s'agit de réponse en accélération mais il existe des spectres en déplacement et en vitesse. Il caractérise le type de sol et est évalué pour le pic du mouvement sismique.

L'analyse sismique est fondée sur la méthode particulièrement du spectre des réponses. Les calculs et les résultats obtenus sont identiques à ceux de l'analyse spectrale.

I.6. Classification des zones sismiques en Algérie :

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones en sismicité croissantes, définies sur la figure ci-dessous qui précise mieux cette répartition par wilaya, soit :

- 1 → Zone 0 : Sismicité négligeable.
- 2 → Zone 1 : Sismicité faible.
- 3 → Zone 2: «a» et «b» : Sismicité moyenne.
- 4 → Zone 3 : Sismicité élevée.

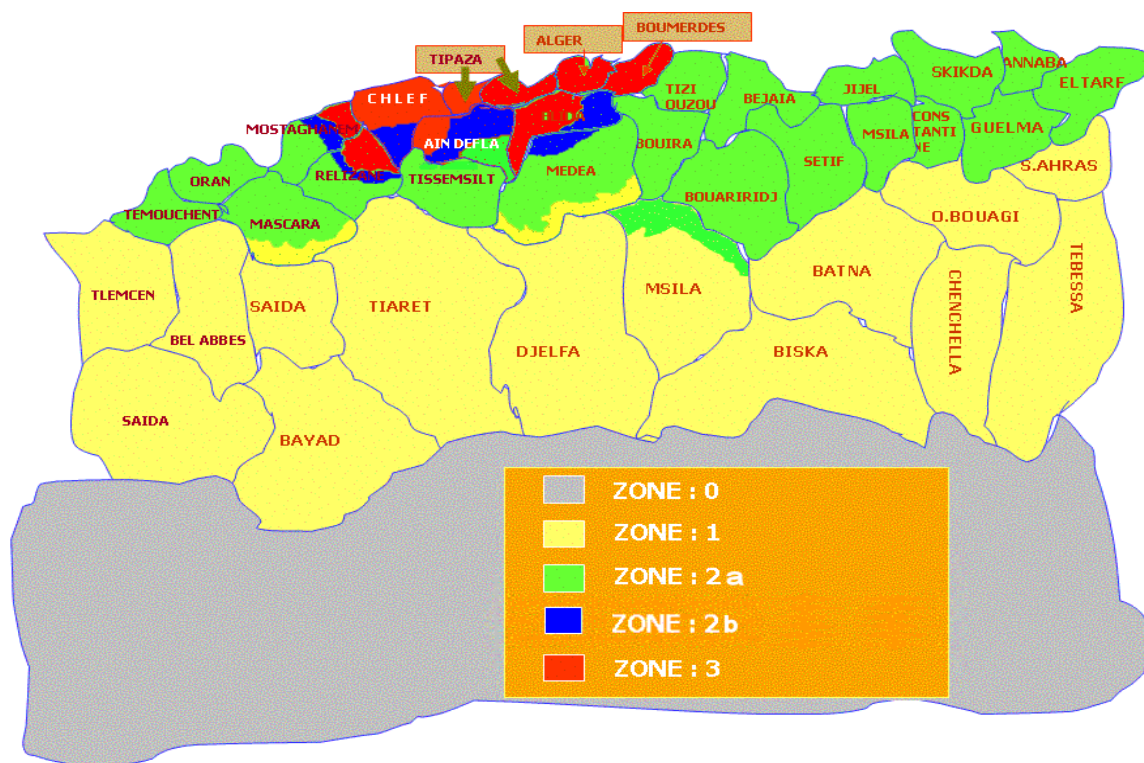


Figure 1.4. Les zones sismiques du territoire national

Ou l'on remarque la sismicité élevée dans la zone 3 comme : ALGER-BOMERDAS-CHLEF

Tableau 1.1. Coefficient d'accélération

Groupe	Zone 1	Zone 2a	Zone 2b	Zone 3	Classification des ouvrages selon leur importance
1A	0.15	0.25	0.30	0.40	Ouvrages d'importance vitale: Sécurité Hôpitaux
1B	0.12	0.20	0.25	0.30	Ouvrages de grande importance: Scolaire et Culte
2	0.10	0.15	0.20	0.25	Ouvrages courants : Habitations-Bureaux
3	0.07	0.10	0.14	0.18	Ouvrages de faible importance: Hangars

I.7. Quelques séismes historiques :

L'Algérie, comme d'autres pays méditerranéens est exposée à une activité sismique importante comme tenu de sa localisation dans une zone de convergence des plaques au cours de son histoire, elle a subi plusieurs séismes destructeurs parmi les plus notables le nord du pays est la région la plus à risque.

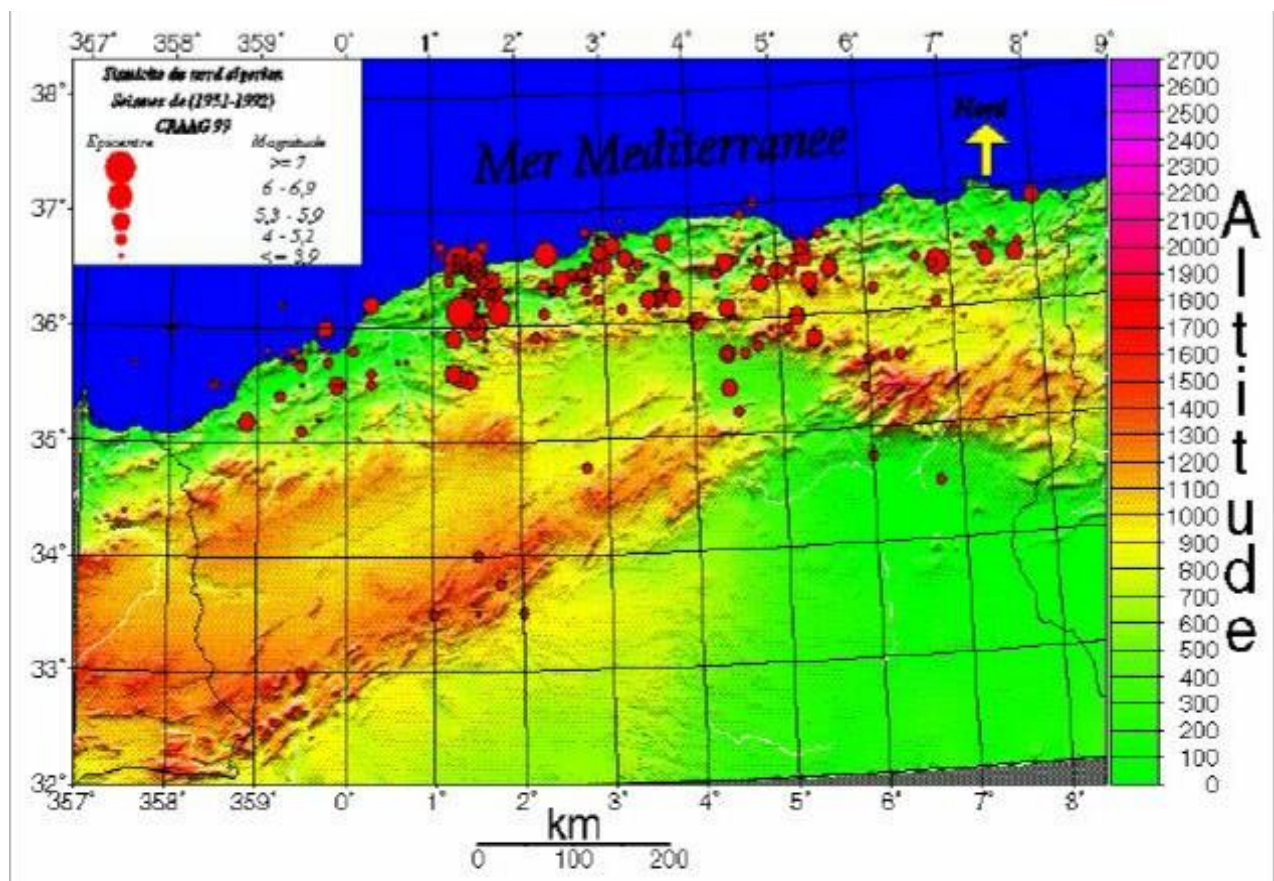


Figure 1.5. Les séismes majeurs en ALGERIE

I.7.Conclusion :

Ce chapitre a pour l'objectif de mettre en évidence le phénomène sismique et l'importance des régions sujettes aux tremblements de terre avec accès à une étude très approfondie et nécessaire pour la conception d'un ouvrage stable.

CHAPITRE II
COMPORTEMENT DES SOLS SOUS CHARGEMENT
CYCLIQUE

CHAPITRE II

COMPORTEMENT DES SOLS SOUS CHARGEMENT CYCLIQUE

II.1. Introduction :

La description complète du comportement du sol est obtenue si, partant d'un état d'équilibre caractérisé par un champ de contrainte σ un champ de déformation ε , il est possible de déterminer le nouvel état de déformation obtenue après application d'un incrément de contrainte, cette description est obtenue à l'aide de la loi de comportement du sol.

La loi de comportement est une relation liant le tenseur de contrainte σ , le tenseur de déformation ε et leurs incréments $d\sigma$ et $d\varepsilon$, .en toute généralité, le temps n'intervient pas dans l'expression de la loi de comportement, la formulation de la loi de comportement est obtenue dans le cadre d'une théorie donnée : élasticité, viscoélasticité, élasto-plasticité.....,elle constitue le but ultime de la description du comportement du sol.

II.2. Chargement monotone :

Avant d'aborder l'étude du comportement des sols sous chargement cyclique, il parait nécessaire de faire un rappel sur le comportement des sols sous chargement quasi-statique monotone.

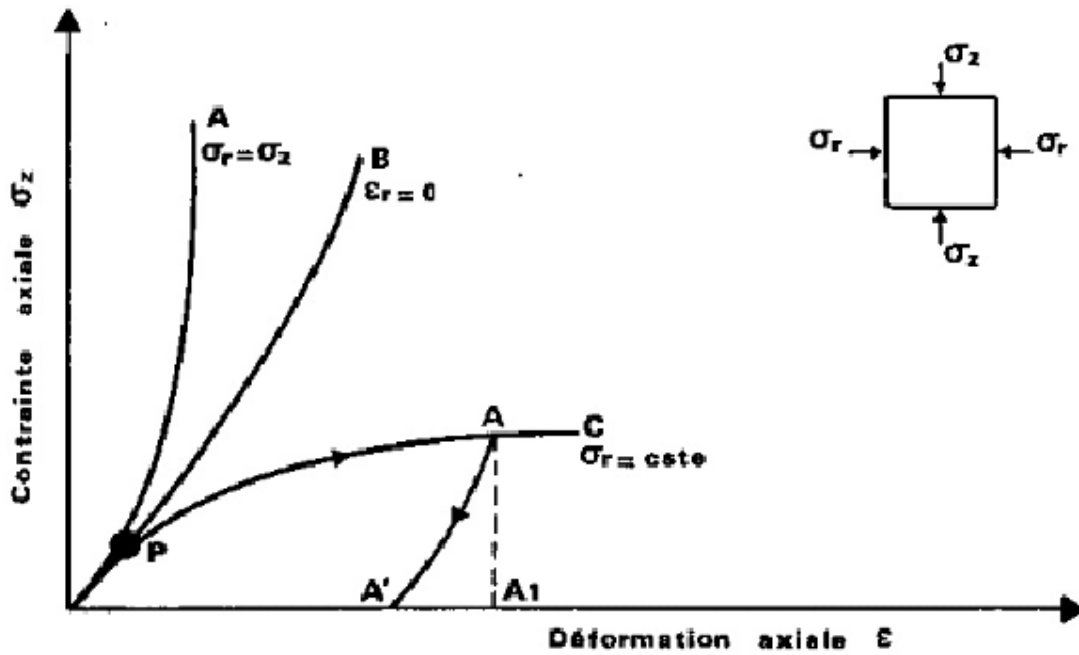


Figure 2.1. Courbe effort-déformation
chargement quasi statique monotone

La figure 2.1 présente de façon schématisée des courbe effort-déformation obtenue à l'appareil triaxial pour trois chemins des contraintes différentes :

- ✓ Compression isotrope (courbe A).
- ✓ Essai à déformation latérale nulle (courbe B).
- ✓ Essai triaxial classique à contrainte radiale (courbe C).

L'examen de ces résultats expérimentaux montre que :

a) Il existe un domaine de faibles déformations pour lequel la relation entre la contrainte appliquée et la déformation associée est linéaire en particulier si l'effort revient à zéro, la déformation résiduelle de l'échantillon est nulle, le sol a un comportement élastique linéaire.

b) Au-delà d'un certain seuil de contrainte et quel que soit le chemin de contrainte suivi, la relation effort-déformation n'est plus une droite. Le comportement du sol cesse d'être linéaire. Notons cependant que le non linéarité n'exclurait pas a priori l'hypothèse d'un comportement élastique qui se traduirait par un trajet de décharge identique à celui de la charge.

c) Si à partir d'une contrainte suffisamment élevée on effectue une décharge de l'échantillon, le trajet suivi lors de la charge

d) Pour certains trajets de chargement la déformation devient très importante pour une valeur finie de la contrainte appliquée. Le sol atteint un état de rupture. Sous chargement quasi-statique monotone le comportement du sol est donc caractérisé par un domaine d'élasticité (domaine à l'intérieur duquel les déformations restent élastiques), variable au cours du chargement, et au-delà duquel apparaissent des déformations plastiques irréversibles. [1]

II.3. Influence de la nature des sols sur le mouvement sismique :

L'étude du mouvement sismique a mis en évidence l'importance de la nature des couches géologiques de surface sur les caractéristiques de ce mouvement.

Les spectres de réponse moyens (figure 2.2), calculés à partir d'enregistrements réels obtenus sur des sols rocheux, argileux, raides, de profondeur moyenne ou des dépôts alluviaux profonds, montrent la nécessité qu'il y a à étudier le comportement des sols sous chargement dynamique pour parvenir, en zones sismiques, à une conception fiable des ouvrages qui y sont fondés, c'est en particulier le cas pour les ouvrages importants comme les centrales nucléaires, les barrages, les tours, ...etc. [14]

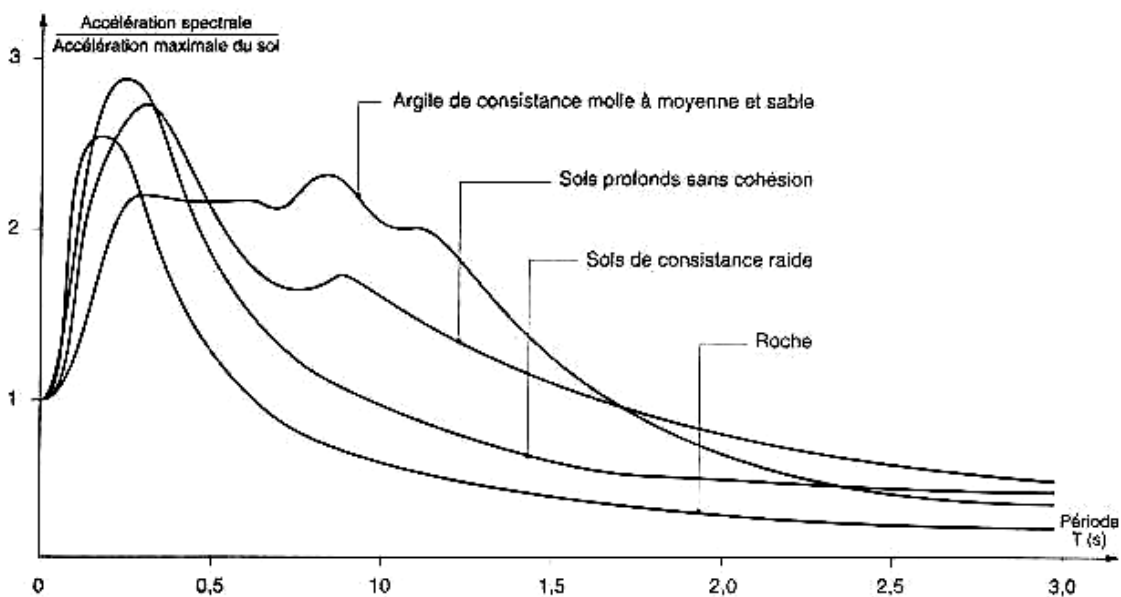


Figure 2.2. Allures des spectres d'accélération moyenne pour différents sols

II.4. Chargement cyclique :

Il est d'usage dans les calculs de réponse dynamique d'un profil de sol, ou dans les problèmes d'interaction sol-structure, de considérer que le mouvement sismique a pour origine une onde de cisaillement se propageant verticalement. Dans ces conditions, un élément de sol pris à une profondeur h dans le profil est soumis aux cycles de chargement représentés sur la figure 2.3.

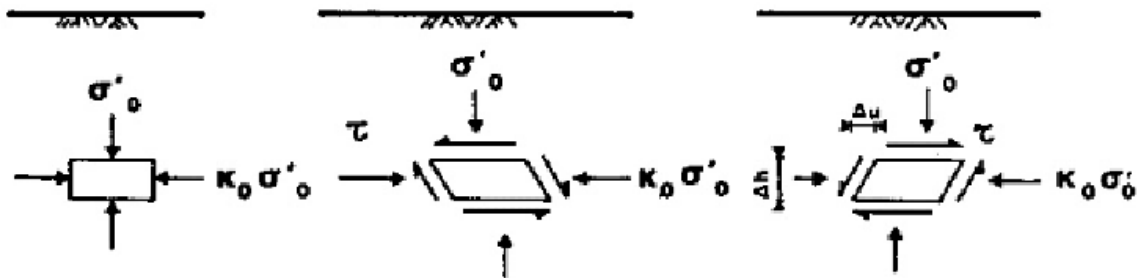


Figure 2.3. Séquence de chargement idéalisée

Initialement, dans le cas d'un profil de sol horizontal, l'élément est en équilibre sous les contraintes verticales effectives σ'_0 et horizontales effectives $K_0 \sigma'_0$, où K_0 est le coefficient de poussée des terres au repos. Le passage de l'onde de cisaillement se traduit par l'application sur les faces horizontales de l'élément de sol, et donc sur les faces verticales pour maintenir les conditions d'équilibre, d'une contrainte de cisaillement $\tau(t)$.

Sous l'effet de cette contrainte, l'échantillon subit une déformation de cisaillement simple, qui pour un matériau à comportement élastique, se traduirait par une variation de volume nulle. La déformation de cisaillement, appelée distorsion, est définie par :

$$\gamma = \frac{\partial u}{\partial z} = \frac{\Delta u}{\Delta h} \quad (2.1)$$

L'enregistrement d'une courbe effort -déformation $\tau = f(\gamma)$ montre que pour un cycle fermé (figure 2.4) : [2]

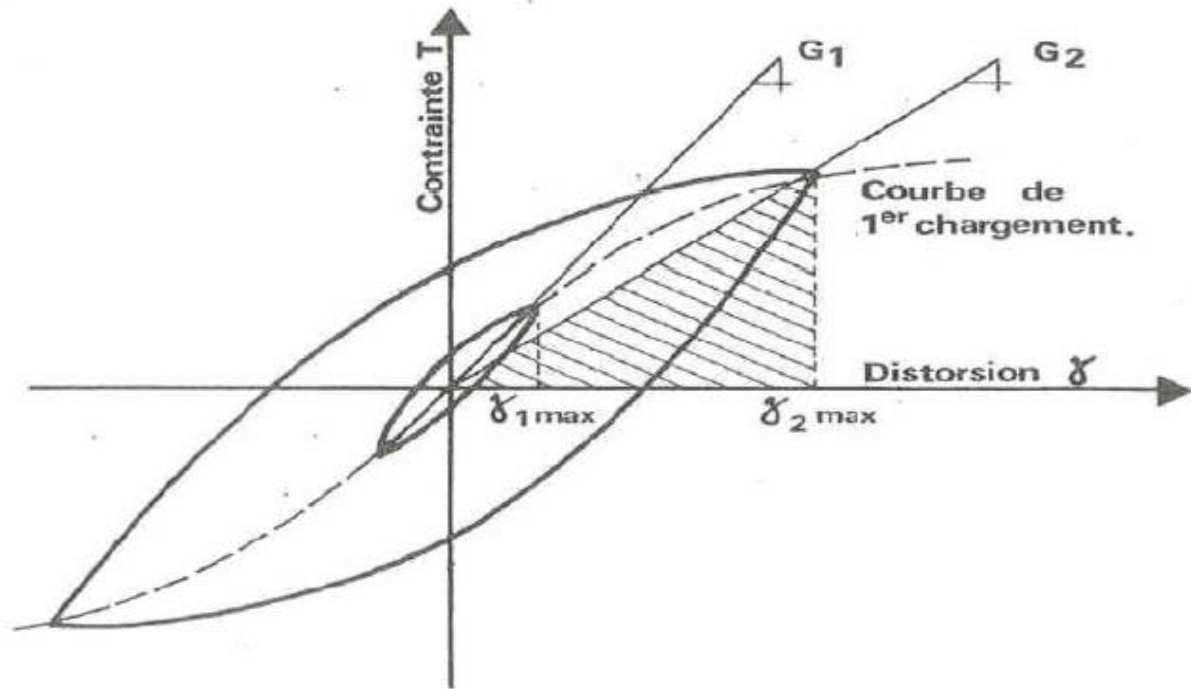


Figure 2.4. Courbe effort déformation cyclique

La figure précédente montre que, pour un cycle fermé, le comportement du sol, est caractérisé par une boucle appelée boucle d'hystérésis, dont la surface et l'inclinaison dépendent de l'amplitude de la déformation au cours du cycle par ailleurs, la forme de boucle d'hystérésis n'est pas affectée par la vitesse d'application de sollicitation.

Il est commode et classique de définir cette boucle à l'aide de deux paramètres (figure 2.5):

- Le module sécant G_s qui est la pente de la droite joignant les extrémités de la boucle (ou l'origine à une extrémité dans le cas de cycle centré à l'origine).
- Le coefficient d'amortissement β qui est une mesure de l'aire de la boucle. Il caractérise l'énergie dissipée par le matériau lors d'un cycle.

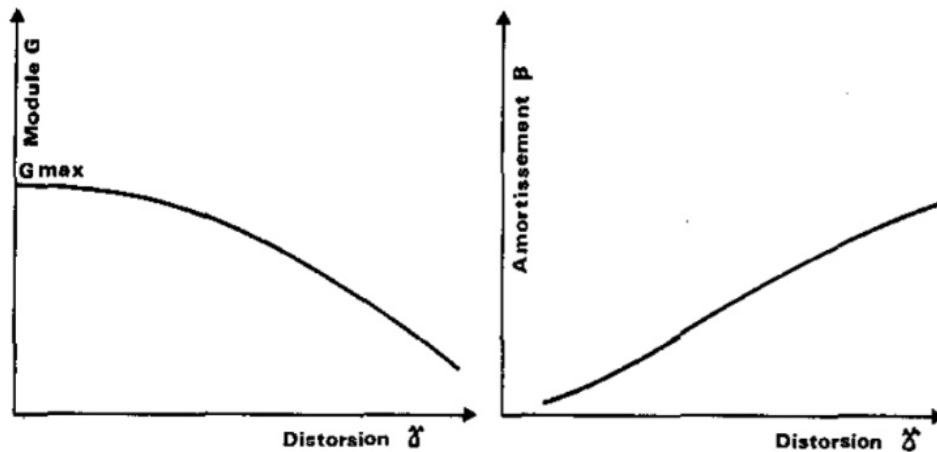


Figure 2.5. Variation de G et β avec la déformation

Dès que le chargement cyclique n'est pas fermé, le comportement devient plus complexe à décrire. Un exemple en est donné sur la figure 2.6, Jusqu'en B , le trajet suivi est identique à celui de la figure 2.4 (courbe de premier chargement puis courbe de décharge). Au point B , tel que $\sigma_b < \sigma_a$, le signe du chargement est de nouveau inversé le trajet suivi est donné par la courbe BC puis éventuellement par CE si le chargement change à nouveau de signe en C . Si au contraire, le chargement est poursuivi au-delà de C , le trajet est représenté par CA puis au-delà suit de nouveau la courbe du premier chargement.

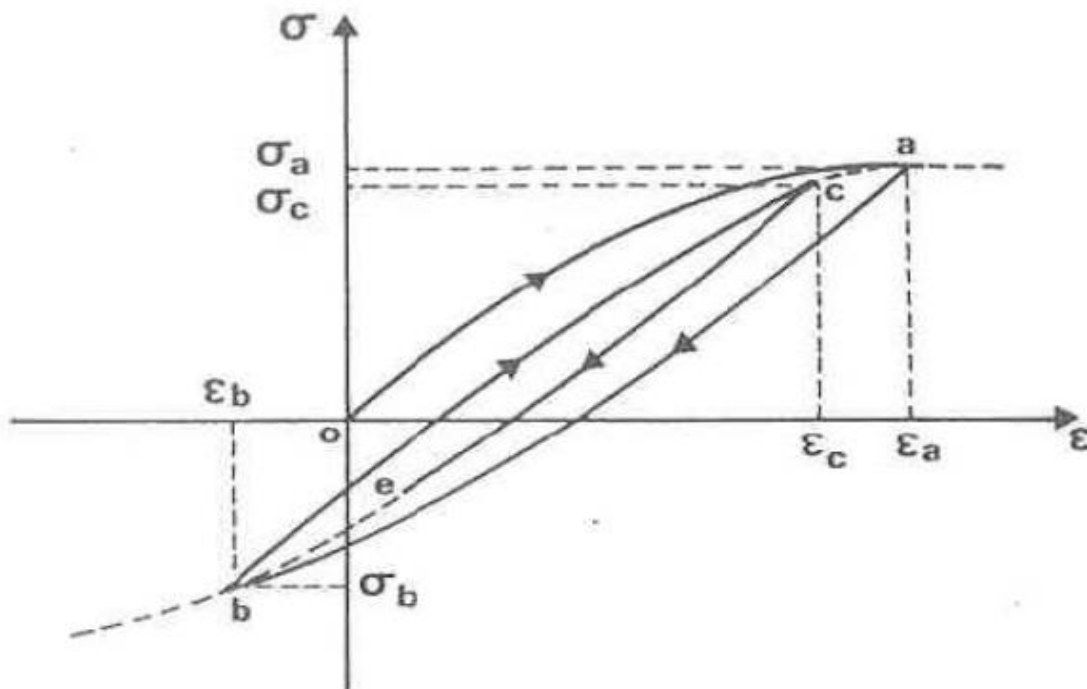


Figure 2.6. Chargement cyclique quelconque

Associées à ces déformations de cisaillement, des déformations volumiques prennent place (figure 2.7). Ces déformations volumiques irréversibles provoquent un durcissement du matériaux .ainsi ,même pour des cycles fermés tous identique, la boucle d'hystérésis obtenue lors du 4ème cycle de chargement est différente de celle obtenue lors du premier cycle .cette dernière est moins inclinée sur l'horizontale et a une aire moins importante, pour un sol peu perméable et saturé, on a noté que les déformation se produisent à volume constant ,l'eau interstitielle n'ayant pas le temps de s'évacuer du squelette.la tendance à la variation de volume existe cependant et se traduit par une augmentation de la pression interstitielle donc par une diminution des contraintes effectives. Le comportement du sol, gouverné par ces derniers, est donc affecté.

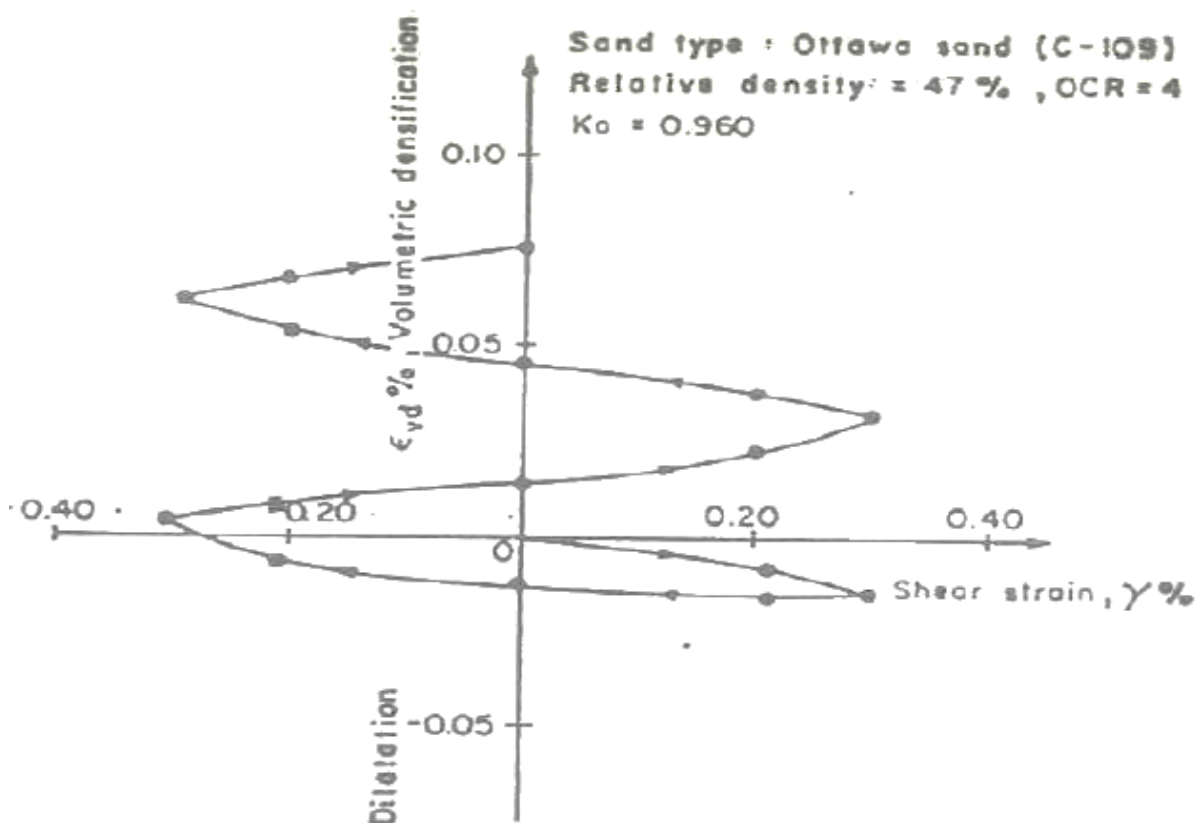


Figure 2.7. Variation de volume sous chargement cyclique

II.5.1. Domaine linéaire ($0 < \gamma_c < 10^{-4}$)

Lorsque l'amplitude des déformations cycliques de cisaillement γ_c est inférieure à 10^{-5} , le comportement du sol, autour d'un état de contraintes effectives donné, est raisonnablement linéaire élastique. Le problème de la recherche de sa loi de comportement, se ramène alors à celui de la recherche du module de cisaillement initial G_0 qui dépend surtout, pour un sol donné de l'indice des vides initial et de la contrainte effective moyenne. On doit alors résoudre des problèmes de propagation d'ondes en milieu élastique linéaire et hétérogène.

II.5.2. Domaine hystérétique stabilisé ($10^{-5} < \gamma_c < 10^{-4}$)

Pour des amplitudes de cycle γ_c supérieures à 10^{-5} , les dissipations plastiques (indépendantes de la vitesse) deviennent négligeables, et le module de cisaillement diminue lorsque la déformation cyclique augmente. Tant que γ_c est inférieure à 10^{-4} , la forme des cycles ne varie pas avec la répétition du chargement, et chaque cycle peut être caractérisé par le module de cisaillement sécant G et le coefficient d'amortissement défini par :

$$\beta = \frac{1}{4\pi} \frac{\Delta W}{W} \quad (2.2)$$

- ✓ ΔW : Énergie dissipée durant le cycle.
- ✓ W : Énergie de déformation équivalente.

Pour un sol donné, β et G/G_0 dépendent surtout de l'amplitude des cycles γ_c ce qui définit le modèle de comportement du matériau.

II.5.3. Domaine hystérétique non stabilisé ($10^{-4} < \gamma_c < 10^{-3}$)

Il existe pour les sables un seuil de déformation cyclique de cisaillement voisin de 10^{-4} au-delà duquel on observe une modification de la forme des cycles avec la répétition du chargement, qui est la manifestation de la tendance de l'assemblage des grains à prendre une configuration plus compacte.

En conditions drainées, il y a densification du matériau, d'où une augmentation du module de cisaillement sécant G_0 . En conditions non drainées, cette densification est empêchée, le réarrangement se produit accompagné d'un relâchement des forces de

contact entre les grains, d'où transfert de la contrainte moyenne effective, qui diminue vers la pression interstitielle qui augmente.

La diminution de la contrainte effective moyenne entraîne une diminution de G_0 , qui peut devenir nul lorsque la pression interstitielle devient égale à la contrainte moyenne totale : Liquéfaction. Dans ce domaine également commence à se poser le problème de l'accumulation des déformations permanentes dues au chargement cyclique.

II.5.4. Domaine des lois incrémentales ($\gamma_c > 5 \cdot 10^{-3}$)

Lors d'un séisme de forte intensité, ou lorsque les pressions interstitielles deviennent importantes, les déformations de cisaillement cycliques peuvent dépasser 10^{-2} , seule une approche incrémentale, qui relie à chaque instant le tenseur complet des taux de contraintes effectives au tenseur des taux de déformations, en fonction de l'état actuel des contraintes effectives et de l'histoire du matériau permet de tenir compte des phénomènes observés.

Des codes de calcul par éléments finis existent, qui permettent de calculer les différentes étapes de chargement d'une fondation (excavation, remblai, chargement statique, consolidation, arrivée d'un ou plusieurs séismes successifs...etc.). La qualité de la réponse calculée dépend en premier lieu de l'aptitude de la loi de comportement à reproduire quantitativement les phénomènes observés pour les trajectoires de sollicitation suivies in situ, ce qui inclut:

- ✓ Le comportement sous chargements monotone, en conditions drainées et non drainée (installation, stabilité).
- ✓ Le comportement sous chargements cycliques de grande amplitude (densification, dilatation, liquéfaction, mobilité cyclique.....etc).

II.6. Conclusion :

L'étude du comportement du sol sous chargement cyclique, qui constitue l'objet du présent chapitre. La nécessité de la détermination d'une loi de comportement globale qui prend compte le caractère non linéaire et les déformations irréversibles du sol apparaissent donc comme étape essentielle dans l'étude du mouvement sismique.

CHAPITRE III

COMPORTEMENT CYCLIQUE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

CHAPITRE III

COMPORTEMENT CYCLIQUE DE LA STRUCTURE EN BETON ARME

III.1. Introduction :

Certains des actions susceptibles de s'exercer sur une structure peuvent être à l'origine de sollicitations rapidement variables dans le temps.

Ces actions présentent un caractère dynamique lorsque les déformations correspondantes sont suffisamment rapides pour que les forces d'inertie ainsi mises en jeu cessent d'être négligeables vis-à-vis des sollicitations d'autre nature agissant sur la structure, et lorsque par la suite, la réponse de cette dernière aux actions considérées apparaît comme conditionnée dans une proportion significative par ces forces d'inertie. Ainsi, les charges roulantes, les machines vibrantes, le vent, le séisme, les explosions produisent de semblables effets.

Le calcul dynamique suppose la détermination de la réponse des structures à la sollicitation sismique par la prise en compte des forces d'inertie (celles-ci n'existant que pendant la durée du séisme) mises en jeu. La connaissance de l'état de contrainte à tout instant en découle.

Lorsqu'une structure se trouve soumise à une action sismique, elle effectue tout d'abord une série d'oscillations dont l'intensité augmente. C'est la phase dite « transitoire ». Puis, tant que dure le séisme, s'installe une série d'oscillations (vibrations) forcées régies par des lois en général complexes. Enfin, leur succèdent, dès que le séisme a pris fin, des oscillations libres, qui obéissent à des lois plus simples et qui finissent par s'amortir plus ou moins rapidement. Il est à noter qu'en absence d'amortissement et d'excitation extérieurs, les structures peuvent osciller indéfiniment suivant une fonction sinusoïdale du temps. Suivant la fréquence d'excitation, l'amplitude de la réponse est différente.

Pour les ouvrages dont la fréquence propre de vibration est voisine de celle de l'action sismique, les effets dynamiques entrent en jeu : la réponse de l'ouvrage interagit avec

l'action (il y a résonance). En réalité, les structures ont autant de modes de vibration que de degrés de liberté.

III.2. Nature des structures et leur comportement :

III.2.1. Types des structures :

Le mouvement du sol est connu (α) a posteriori par son accélérogramme (t) enregistré lors d'un séisme ; on peut envisager trois situations des structures liées au sol :

III.2.1.1. Structures parfaitement raides (la période $T=0$) :

Chaque point de la structure a le même déplacement absolu que le sol. Le déplacement relatif de la masse, quel que soit l'amortissement de la structure par rapport au sol est nul ; la réponse de l'oscillation est quasi-statique :

$d(t)=0$. l'accélération a période nulle ou à fréquence infinie. En conséquence une masse (m) attachée à cette structure (figure 3.1.a), une force d'inertie $f=m\cdot\gamma(t)$

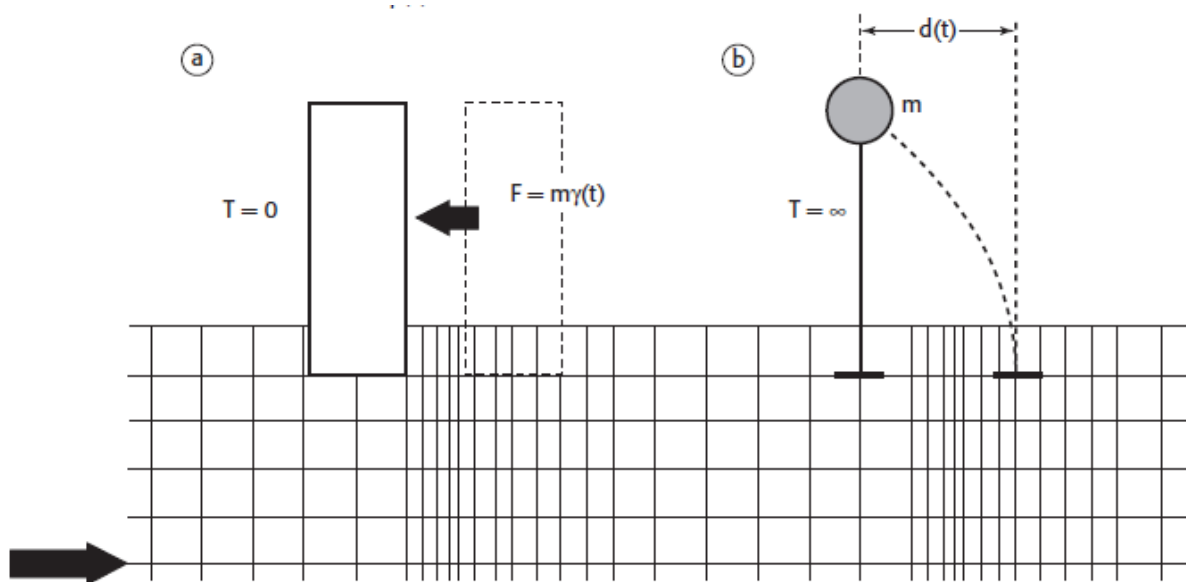


Figure 3.1. Types de structures :

a) Oscillateur parfaitement raide ; b) Oscillateur parfaitement souple.

III.2.1.2. Structures parfaitement souples $(T = \infty)$:

Le déplacement absolu des masses de la structure en dehors de celles directement liées au sol est nul sous l'action des forces d'inertie. Le déplacement relatif $d(t)$ de la structure par rapport au sol passe par maximum, et est opposé au déplacement absolu du sol (figure 3.1.b).

III.2.1.3. Structures courantes :

Le déplacement absolu des masses de la structure par rapport à celui du sol n'est ni nul ni égal, on rencontre aussi des structures comportant à la fois des parties raides et des parties souples extrêmement contrastées.

III.2.2. Comportement des bâtiments à l'action sismique :

- Les séismes ne constituent pas une charge extérieure, ils sollicitent les bâtiments à travers les mouvements de sol. [8]
- Dans les ouvrages courants, le cas d'un portique (déformation de type cisaillement) et dans le cas d'un mur (déformation de type flexion) les déformations correspondant aux premiers modes et aux modes supérieurs (figure 3.2).
- Le nombre de ces sollicitations et les périodes de leurs cycles correspondent au nombre et aux périodes des oscillations de la structure.
- Pour presque la totalité des structures la valeur de la période des cycles se trouve dans l'intervalle $t = 0.2$ à $2s$.
- La durée de la variation des oscillations de 0 à la valeur maximale pendant chaque cycle est $t' = \frac{t}{2} = 0.1$ à $1 s$.
- Les forces d'inertie qui apparaissent pendant l'action sismique dans un élément donnée résultent des actions transmises par les liaisons de cet élément avec le reste de la structure.

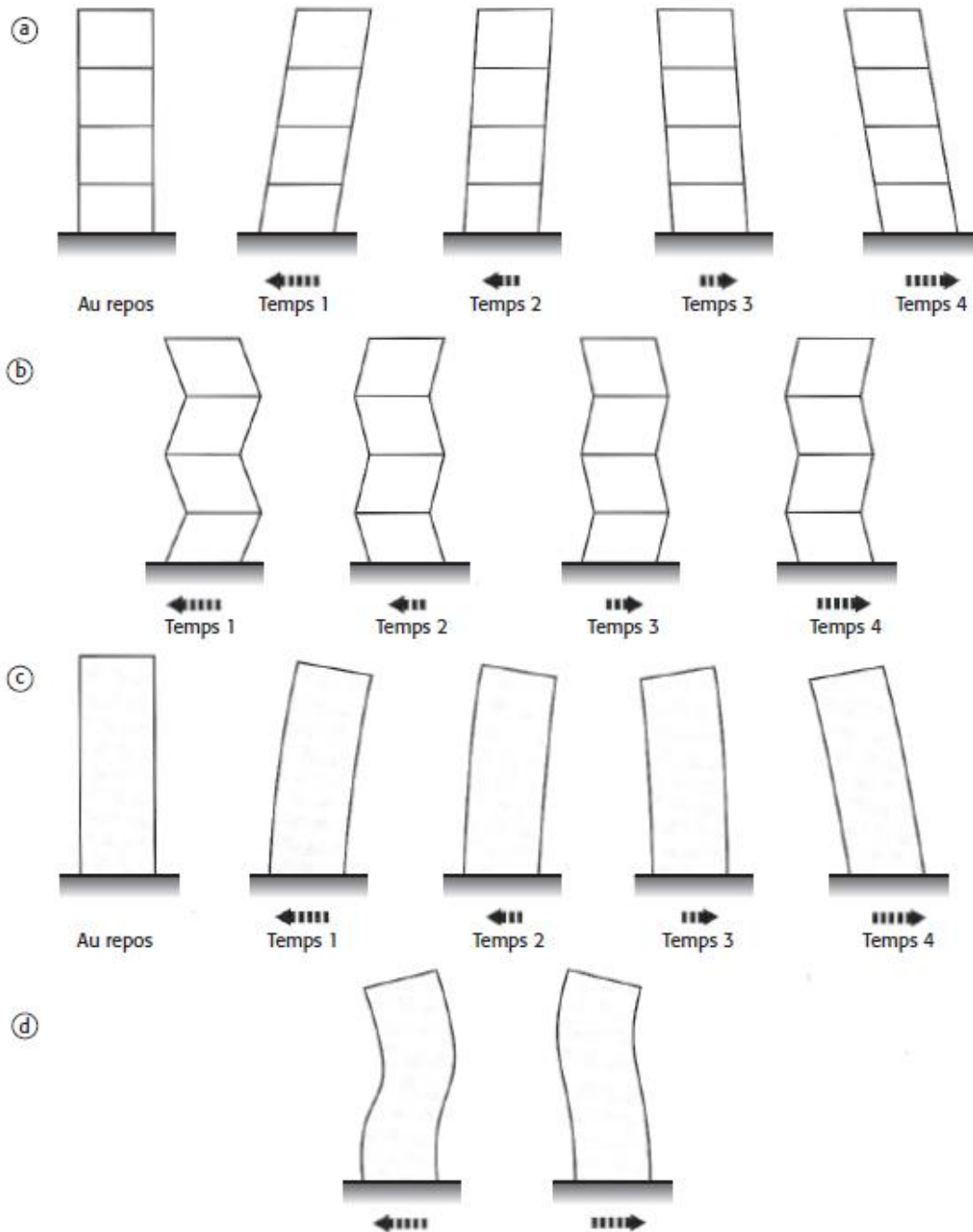


Figure 3.2. Modes de vibration :

a) Portique : premier mode – b) Portique : modes supérieurs

c) Mur : premier mode – d) Mur : modes supérieurs

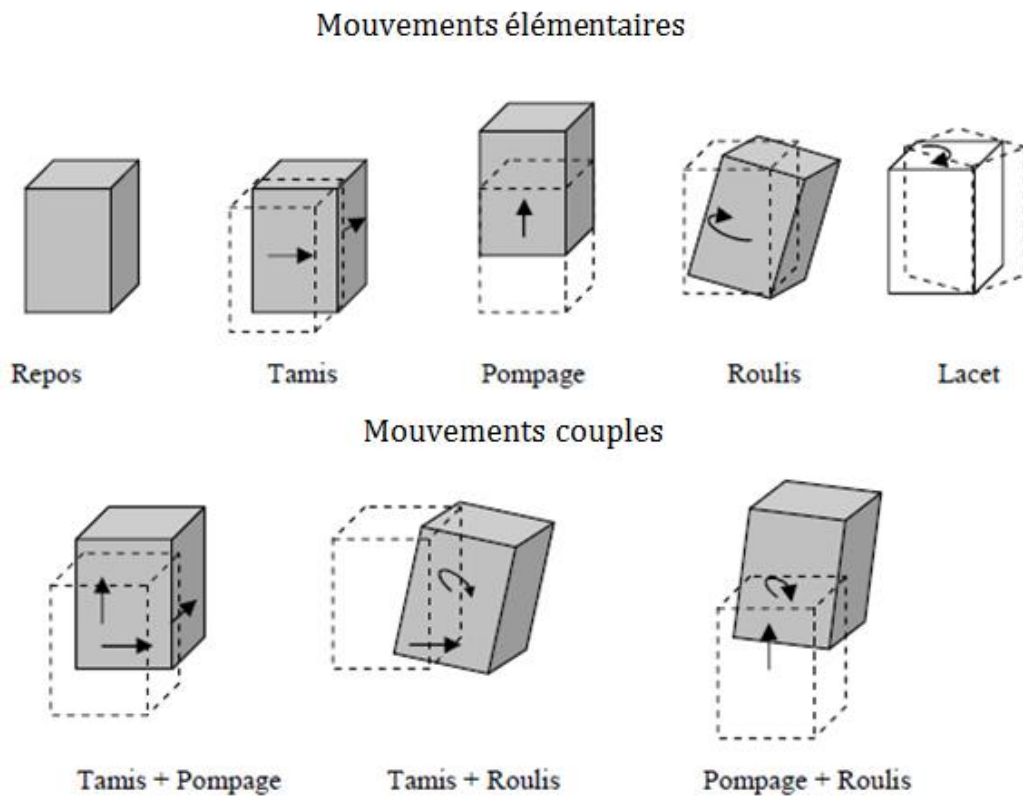


Figure 3.3. Réponses d'un ouvrage rigide aux mouvements provoqués par l'action sismique

III.3. Calcul Sismique des Structures :

Les calculs de structure statique et dynamique facilitent le travail de l'ingénieur, les trois méthodes de calcul (RPA99) dont le choix est fonction à la fois du type de la structure, de nature de l'excitation dynamique soit :

➤ **La méthode statique équivalente :**

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments régulières faiblement élevés, elle est basée sur l'hypothèse que le comportement structurel est dicté par le mode de vibration fondamental.

➤ **Les méthodes dynamiques** qui comprennent :

- **La méthode de modale spectrale** la plus fréquemment utilise pour l'analyse sismique des structures, il est recherché pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul.
- **La méthode d'intégration** pas à pas est l'approche la plus générale étudie la réponse dynamique d'un structure sous l'action sismique d'une séquence de pulses individuelles dépendantes du temps ayant un pas d'intégration.

➤ **La méthode de superposition modale :**

Qui utilise un accélérogramme tout en nécessitant un calcul modal.

➤ **La méthode temporelle :**

Comprend des outils qui utilisent un input d'un mouvement de sol spécifique et permettent d'obtenir des quantifications de la réponse de la structure sous forme des réponses temporelles .des divers quantités de la réponse.

III.4. Réponse dynamique :

III.4.1.Equation du mouvement :

La réponse limite d'un système indique tous les effets indiqués ci-dessus produits par le chargement dynamique.

La réponse sismique d'une structure est exprimée par la prise en compte d'équilibre dynamique des forces, s'exerçant sur la structure pendant la durée du séisme qui sont :

- Une force de rappel élastique exercé par le support de raideur qui est proportionnelle au déplacement relatif.
- Une force de freinage proportionnelle à l'amortissement et à la vitesse relative.

- Une force d'inertie développée par la masse (m) dans le sens contraire à l'accélération (t) de l'action sismique, les forces d'inertie caractérisent la résistance qu'opposent la masse et leur mise en mouvement ou à leur freinage elles sont donc opposées aux forces horizontales.

➤ **Dans le cas d'un oscillateur simple :**

La masse (m) occupe la position déformée définie par $d(t)$ et est soumise aux forces horizontales suivantes :

- Une force de rappel élastique :

$$F_1 = -k * u(t) \quad (3.1)$$

- Une force de freinage (ou d'amortissement) :

$$F_2 = -c * \dot{u}(t) \quad (3.2)$$

- Une force d'inertie :

$$F = -m * [\ddot{u}_s(t) + \ddot{u}(t)] \quad (3.3)$$

Avec :

- ✓ $\ddot{u}_s(t)$: L'accélération du sol.
- ✓ \dot{u} et $\ddot{u}(t)$: vitesse et l'accélération de la masse par rapport au sol.

En écrivant l'équilibre des forces, on obtient:

$$F_1 + F_2 = -F(t) \quad (3.4)$$

On en déduit l'équation du mouvement:

$$m\ddot{u}(t) + c\dot{u}(t) + ku(t) = -m\ddot{u}_s(t) \quad (3.5)$$

On obtient le tableau suivant :

Tableau 3.1. Equivalences des grandeurs dynamiques :

	k	t	f	ω
t période (s)	$2\pi\sqrt{\frac{m^{(*)}}{k}}$	–	$\frac{1}{f}$	$\frac{2\pi}{\omega}$
f fréquence(hertz) (cycles/s)	$\frac{1}{2\pi}\sqrt{\frac{k}{m}}$	$\frac{1}{t}$	–	$\frac{\omega}{2\pi}$
ω pulsation(rad/s)	$\sqrt{\frac{k}{m}}$	$\frac{2\pi}{t}$	$2\pi f$	–

(*) Dans cette relation on doit utiliser les unités du système international :

- la masse est exprimée en kilogrammes (ou en tonnes) ;
- le coefficient k en newtons par mètre (ou en kilo newtons par mètre).

En posant :

- ✓ k = la raideur du système.
- ✓ ω = la pulsation du système non amortie (radian/seconde).
- ✓ t = la durée d'un cycle est appelée période du mouvement.
- ✓ f = la fréquence (hertz).
- ✓ $\xi = \frac{c}{2\sqrt{mk}}$: L'amortissement.

Avec les notations du tableau en tenant compte de la définition de l'amortissement peut s'écrire sous la forme :

$$\ddot{u}(t) + 2\omega\xi\dot{u}(t) + \omega^2u(t) = \ddot{u}_s(t) \quad (3.6)$$

La solution est donnée par l'intégrale de Duhamel, on obtient le déplacement relatif:

$$u(t) = \frac{1}{\omega_D} \int_0^t \gamma(\tau). \exp[-\xi\omega(t - \tau)]. \sin \omega_D(t - \tau) d\tau \quad (3.7)$$

Ou :

- ✓ $\omega_D = \omega\sqrt{1 - \xi^2}$: pseudo - pulsation des oscillations libres amorties.

Les structures ayant toujours des amortissements très faibles, on peut considérer que $\omega_D = \omega$, ce qui correspond à un oscillateur très peu amorti, les composantes du mouvement sismique deviennent:

✓ Le déplacement relatif :

$$u(t) = -\frac{1}{\omega} \int_0^t \gamma(\tau) \cdot \exp[-\xi\omega(t - \tau)] \sin \omega(t - \tau) d\tau \quad (3.8)$$

✓ La vitesse relative :

$$\dot{u}(t) = -\int_0^t \gamma(\tau) \cdot \exp[-\xi\omega(t - \tau)] \cdot \cos \omega(t - \tau) d\tau \quad (3.9)$$

✓ Le pseudo accélération :

$$\ddot{u}(t) = -\omega \int_0^t \gamma(\tau) \cdot \exp[-\xi\omega(t - \tau)] \cdot \sin \omega(t - \tau) d\tau \quad (3.10)$$

$$\ddot{u}(t) = -\omega^2 u(t) \quad (3.11)$$

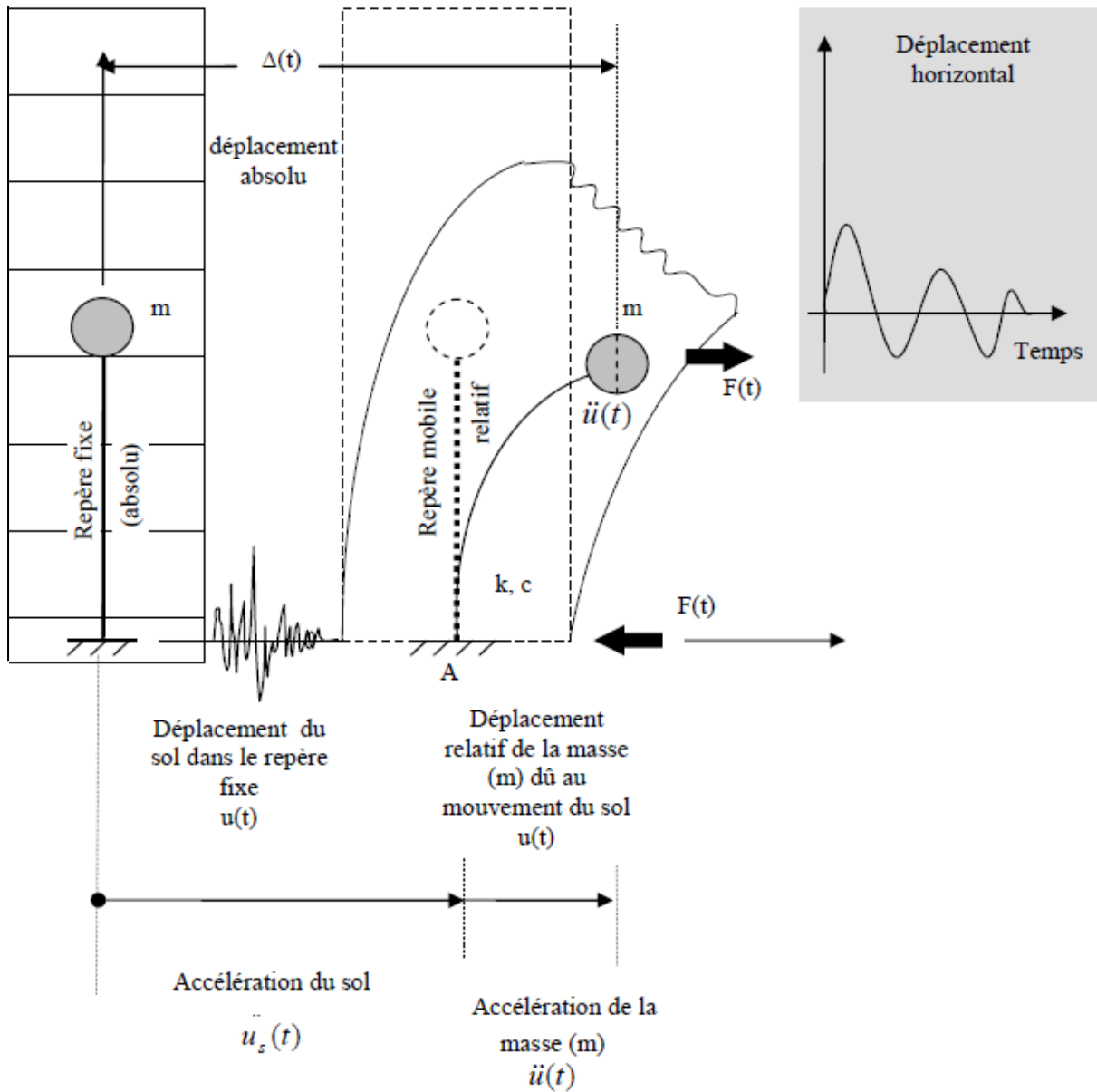


Figure 3.4. Oscillateur simple

➤ Dans le cas d'un oscillateur multiple:

Pour une structure à «n» degrés de liberté, la forme matricielle suivante :

$$[M]\ddot{U} + [C]\dot{U} + [K]U = F(t) \quad (3.12)$$

Avec :

- $[M]$: Matrice des masses.
- $[C]$: Matrice d'amortissement.
- $[K]$: Matrice de rigidité.
- U : Vecteur déplacement relatif des différents points de la structure.
- $F(t)$: Vecteur correspondant au chargement qui est une fonction du temps.

Dans le cas de l'analyse d'une structure à une excitation sismique, cette équation a pour expression :

$$[M]\ddot{U} + [C]\dot{U} + [K]U = -[M].\vec{\Gamma}(t) \quad (3.13)$$

Avec :

- $\vec{\Gamma}$: Vecteur correspondant à l'accélération du sol $\gamma(t)$

$$\vec{\Gamma}(t) = \gamma(t). \vec{u} \quad (3.14)$$

- \vec{u} : Vecteur unitaire dans la direction du séisme.

En générale ; dans le cas d'oscillateur multiples la situation se complique et il faut avoir recours à des techniques mathématique plus élaborées pour évaluer la réponse sismique. L'équation du mouvement peut être appliquée pour chaque degré de liberté les matrices de masses, afin de faciliter l'assimilation de l'analyse dès l'oscillateur multiples. [18]

III.4.2. Modes propres :

Les oscillations libres d'un oscillateur multiple non amorti constituent une bonne approximation du mouvement réel de cet oscillateur, soumis à un chargement extérieur variable dans le temps. Les modes propres de vibration se déterminent à partir de l'équation:

$$M\ddot{U} + KU = 0 \quad (3.15)$$

Avec des solutions générales de la forme: $U = A \sin \omega t$ (3.16)

On résout :

$$(K - \omega M)A = 0 \quad (3.17)$$

Soit :

$$|K - \omega^2 M| = 0 \quad (3.18)$$

On détermine la matrice colonne des valeurs propres : $\omega^2 = [\omega_1^2 \dots \dots \omega_n^2]$.

On calcul ensuite les vecteurs propres ϕ_i , associés à chaque valeur propre ω_i^2 :

$$(K - \omega_i^2 M)\phi_i = 0 \quad (3.19)$$

Ces vecteurs propres, orthogonaux deux à deux, constituent une base et on désigne par ϕ leur matrice : $\phi = [\phi_1 \dots \dots \phi_n]$.

Les déplacements s'expriment alors sur la base des vecteurs propres par:

$$U = \sum_i \phi_i Y_i = \phi Y (i = 1, n) \quad (3.20)$$

- Y : vecteur colonne des amplitudes (déplacements généralisés).

L'équation du mouvement devient:

$$M\phi\ddot{Y} + C\phi\dot{Y} + K\phi Y = -MJ\ddot{U}_S \quad (3.21)$$

Le système se transforme en « n » équations différentielles indépendantes en pré multipliant chaque terme de l'équation par ϕ^T :

$$\phi^T M \phi \ddot{Y} + \phi^T C \phi \dot{Y} + \phi^T K \phi Y = \phi^T J M \ddot{U}_S \quad (3.22)$$

Mais cette résolution n'est possible que si la matrice d'amortissement se présente sous forme particulière.

En posant:

- $C_i = 2\xi_i\omega_i M_i$: amortissement généralisé.
- $M_i = \phi_i^T M \phi_i$: masse généralisée.
- $K_i = \phi_i^T K \phi_i = \omega_i^2 M_i$: raideur généralisée.

En remarquant que: $\phi_i^T M \phi_j = \phi_i^T C \phi_j = \phi_i^T K \phi_j = 0$ si $i \neq j$ (3.23)

On obtient « n » équations découplées du mouvement qui est celles de « n » oscillateurs simples, ainsi l'équation du mouvement du mode « i » est:

$$\ddot{Y}_i + 2\xi_i\omega_i\dot{Y}_i = -\left(\frac{\phi_i^T M J}{M_i}\right)\ddot{U}_s = -q_i\ddot{U}_s \quad (3.24)$$

J : Vecteur colonne caractérisant la direction dans laquelle s'exerce cette accélération.

i : Correspond à la direction du déplacement du sol.

$i = 0$ dans le cas contraire.

q_i : Facteur de participation du mode « i » dans la direction J du séisme.

ξ_i : Pourcentage d'amortissement par rapport au critique du mode « i ».

$$\omega'_i = \omega_i\sqrt{1 - \xi_i^2}$$

Le mouvement du mode « i » avec des conditions initiales nulles est donné par:

$$Y_i(t) = -\frac{q_i}{\omega'_i} \int_0^t \ddot{u}_s(\tau) \cdot \exp[-\xi_i\omega_i(t - \tau)] \cdot \sin \omega'_i(t - \tau) d\tau \quad (3.25)$$

Connaissant le mouvement de chaque mode « i », on revient aux déplacements réels de la structure par:

$$u(t) = \phi Y(t) \quad (3.26)$$

Puis on détermine les efforts dans la structure par:

$$F(t) = KU(t) = K\phi Y(t) \quad (3.27)$$

III.4.3. Analyse modale spectrale :

L'analyse modale spectrale, désigne la méthode de calcul des effets maximaux d'un séisme sur une structure. Elle est caractérisée par :

- la sollicitation sismique d'écrite sous forme d'un spectre de réponse.
- le comportement supposé élastique de la structure, permettant le calcul des modes propres, elle est basé sur les observations suivantes :
- la définition du mouvement sismique imposé aux supports sous la forme d'un spectre de réponse.
- calcul des modes propres et fréquences particulière est appelle mode de vibration.
- le comportement global de la structure permettant l'utilisation des modes propres.

Elles peuvent êtres à toute sorte d'ouvrage sauf :

- ceux présentant des non linéarités géométriques accusées.
- ou non linéarité mécanique.

III.4.4. Méthodologie de calcul :

La méthode spectrale modale comporte les étapes suivantes:

- recherche des modes propres.
- sélection des modes utiles pour la suite de l'analyse.
- combinaison des réponses modales.
- cumul des effets des composantes du mouvement sismique.

A) Recherche des modes propres :

La connaissance de la réponse de l'ouvrage permet de juger la représentativité des résultats. A partir des modes propres, on doit être en mesure d'apprécier le comportement dynamique du bâtiment et de mettre, en évidence une erreur de modélisation. Le dessin des déformées modales est un outil privilégié pour cette

appréciation. Il permet de visualiser les modes globaux, essentiels, et les modes parasites à caractère local.

Le nombre limite des modes calculés ne constitue pas un handicap, pour trois raisons :

- Pour une action sismique donnée, la réponse globale de la structure est essentiellement constituée de quelques modes principaux, au-delà d'une certaine fréquence (généralement la fréquence de coupure), l'apport des modes supérieurs est négligeable.
- De plus, la précision des modes est d'autant plus illusoire qu'ils sont d'ordre supérieur.
- En fin, la technique du mode résiduel permet de prendre en compte l'ensemble de modes supérieurs situés au-delà de la fréquence de coupure.

B) Sélection des modes utiles :

Le nombre de modes retenus ne doit être inférieur à 3. Le premier mode est appelé mode fondamentale, pour les bâtiments courants, et réguliers, leur période proportionnelle à la hauteur **H**.

- **Les masses modales :**

Par définition, la masse modale pour le mode « i » est la masse effective dans la direction du séisme étudiée. Ce critère ne dépend pas directement des efforts, et ne permet donc pas toujours d'éliminer des modes peu significatifs. Par contre, la somme de toutes les masses modales étant connue, l'oubli d'un mode important peut être facilement détecté.

D'après RPA99 le nombre de modes de vibration à retenir dans chaque direction d'excitation doit être tel que :

- ✓ La somme des masses modales effectives pour les modes retenus soit égale à 90 % au moins de la masse totale de la structure.

- **Les énergies de déformation :**

L'énergie maximale de déformation (potentielle) va emmagasiner la structure dans sa réponse sur chacun de ces modes. Pour un mode « j », caractérisé par un vecteur propre ϕ_j , l'énergie de déformation correspondante est donnée par :

$$E_j = \frac{1}{2} U_j^t K U_j = \frac{1}{2} y_i^2 \phi_j^2 K \phi_j \quad \text{Avec : } K = \text{matrice de rigidité.}$$

C) Prise en compte des modes négligés : les pseudos - modes :

Si, à la fréquence de coupure (33Hz ou 25Hz), le cumul des masses modales dans la direction du séisme étudié n'atteint pas 90% de la masse totale de l'ouvrage, on doit prendre en compte les modes négligés appelés aussi modes résiduels ou pseudo - modes.

Pour chaque direction du séisme et à chaque niveau, l'effet du mode négligé est la différence entre la réponse statique sous l'accélération du sol et la somme des masses modales.

D) Les combinaisons des réponses modales:

Les combinaisons des réponses modales (déplacement ou efforts maximaux pour les modes i de 1 à n) issues de l'analyse modale doivent être combinées pour déterminer l'effet du séisme. On dispose de trois règles de combinaison des réponses modales:

✓ **Combinaison quadratique (SRSS):**

Valable lorsque l'on peut supposer l'absence de corrélation entre les différents modes propres

$$R = \sqrt{\sum_{i=1}^n R_i^2} \quad (3.28)$$

✓ **Combinaison quadratique complète (CQC):**

La réponse maximale R est alors déterminée à l'aide de la règle de combinaison CQC qui tient compte de la corrélation entre les réponses modales à travers un terme de couplage.

$$R = \sqrt{\sum_{i,j}^n \rho_{i,j} R_i R_j} \quad (3.29)$$

Avec :

- $R_i R_j$: Réponses maximales dans le mode i, j .
- $\rho_{i,j}$: coefficient de corrélation entre les modes i et j .

En remarque que la combinaison SRSS est un cas particulier de la combinaison CQC. [18]

✓ **Combinaison arithmétique (ABS):**

La réponse maximale R est déterminée en sommant les valeurs maximales absolues des sollicitations dans chaque mode:

$$R = \sum |R_i| \quad (3.30)$$

En telle combinaison conduirait à un sur dimensionnement excessif des éléments de la structure n'est réaliste n'est justifiée dans la majorité des cas, étant donné la faible probabilité que les différents modes atteignent leur maximum au même instant.

III.5. Conclusion:

Dans ce chapitre on a présenté les principales méthodes de calcul sismique pouvant être utilisé par les ingénieurs pour le calcul des structures en zones sismiques, en fonction de la complexité de la structure, de son importance et des moyens numériques disponibles.

CHAPITRE IV

INTERACTION SOL STRUCTURE (ISS)

CHAPITRE IV

INTERACTION SOL STRUCTURE (ISS)

IV.1. Introduction :

C'est l'étude du comportement d'une structure soumise à une sollicitation sismique elle traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) en présence de l'autre lors du séisme.

Les forces d'inertie développées dans la structure lorsqu'elle est soumise à un mouvement de son support, qui sont exercés par la structure sur sa fondation .on a également étudié 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.

Loin de la fondation, dans une région dénommée le champ libre, les couches de sol sont traversées par des ondes sismiques dont la nature peut être complexe. 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 mouvement de la superstructure, même en l'absence de superstructure. Le mouvement de 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 modifie le mouvement total du sol au voisinage de celle-ci 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 tout évidence, le dimensionnement de la fondation doit tenir compte de ces deux composantes de l'interaction.

Le grand risque associé à certaines structures lors des séismes a créé le besoin d'analyses dynamiques rigoureuses avec prise en compte de l'interaction sol-structure. L'évaluation de la réponse dynamique des fondations consiste à calculer les valeurs des amortissements et des rigidités dynamiques ou encore les fonctions d'impédance de ces fondations.

La résolution du problème d'interaction sol – structure, dépend de celle des problèmes suivants : [20]

- ✓ La définition de l'aléa sismique et du mouvement résultant.
- ✓ L'étude du comportement du sol sous chargement cyclique.
- ✓ L'évaluation du comportement du sol en champ libre.
- ✓ L'évaluation de la réponse de la structure sous chargement dynamique.

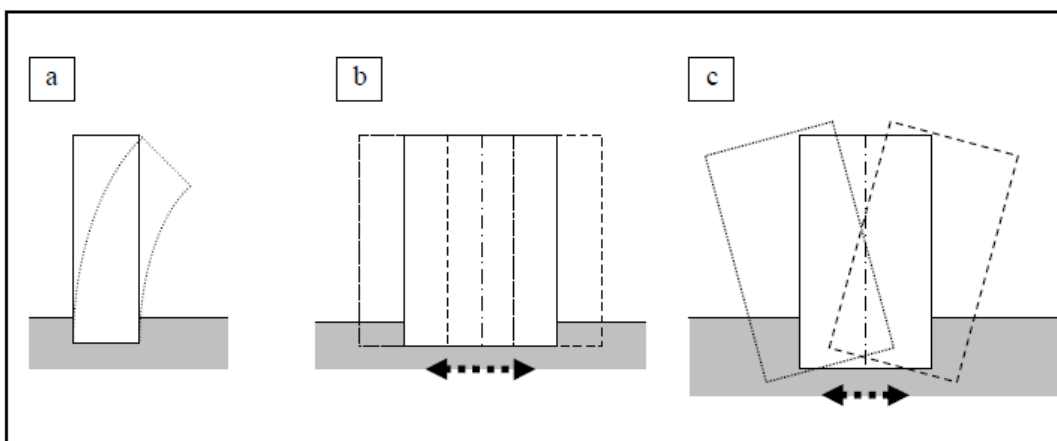


Figure 4.1. Interaction sol – structure

a) sans ISS, bâtiment souple et sol de très bonne résistance mécanique ; b) sans ISS, bâtiment raide et sol de très bonne résistance mécanique ; c) avec ISS, bâtiment raide et sol de faible ou moyenne résistance mécanique

IV.2. Etude du problème d'interaction sol structure :

IV.2.1. Formulation d'un problème d'interaction :

L'analyse complète d'un problème d'interaction doit prendre en compte :

- ✓ La variation des caractéristiques du sol avec la profondeur.
- ✓ Le comportement non linéaire du sol.
- ✓ Le caractère tridimensionnel du problème.
- ✓ Le schéma complexe de propagation des ondes qui engendrent le mouvement.
- ✓ L'interaction avec les structures avoisinante.

IV.2.2. Mouvement du sol en champ libre :

Les vibrations de la surface de sol dues aux mouvements sismiques en l'absence de l'influence de toute construction, sont définies comme mouvement sismique dit le champ libres.

Le mouvement sismique est défini par un accélérogramme ou par un spectre de réponse. Ce mouvement est très influencé par les conditions géotechniques locales.

L'étude d'un site doit suivre les principes suivants :

- ✓ Définition du mouvement à la surface du sol.
- ✓ Niveau d'accélération réaliste pouvant être transmis par le sol.
- ✓ Caractéristique fréquentielle du mouvement compatible avec les caractéristiques physiques du site.
- ✓ Variation de l'accélération avec la profondeur dans des limites raisonnables.

IV.3. Illustration de l'effet de l'interaction sol structure :

IV.3.1. Modèle analogique simplifié :

L'influence de l'interaction sol structure sur la réponse d'un ouvrage peut être illustrée à l'aide du modèle analogique de la figure 4.2. 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 celui-ci est modélisée par le biais des 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.

Le système de la figure 4.2 possède 3 degrés de liberté :

- ✓ Le déplacement horizontal « u » de la masse.
- ✓ Le déplacement horizontal « u_0 » de la fondation.
- ✓ La rotation « θ » de la fondation autour d'un axe horizontal.

Il est soumis à un déplacement horizontal du sol support, harmonique de pulsation « ω » et l'amplitude « u_g ».[3]

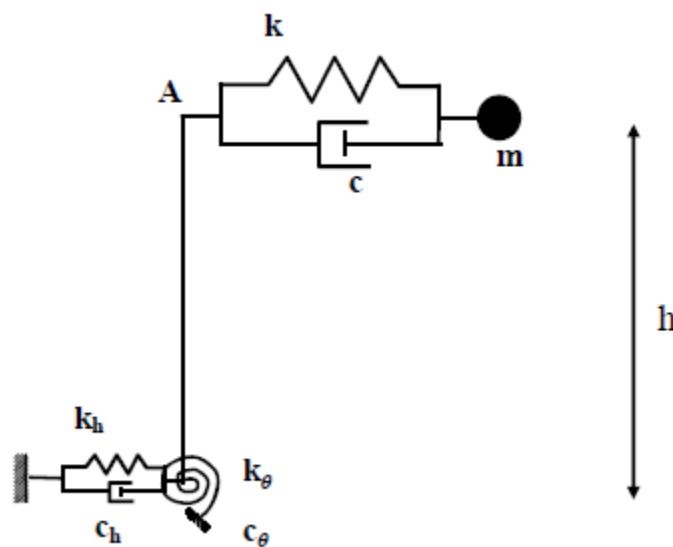


Figure 4.2. Modèle simplifié d'interaction sol – structure :

L'interaction sol structure a pour effet suivants :

- ✓ De diminuer la pulsation propre ω_s de la structure base encastree ($\tilde{\omega} < \omega_s$).
- ✓ D'augmenter l'amortissement du système ($\tilde{\xi} > \xi$) par rapport à la structure bas encastree.
- ✓ De diminuer la sollicitation incidente effective à la base de la structure ($\tilde{u}_g < u_g$).

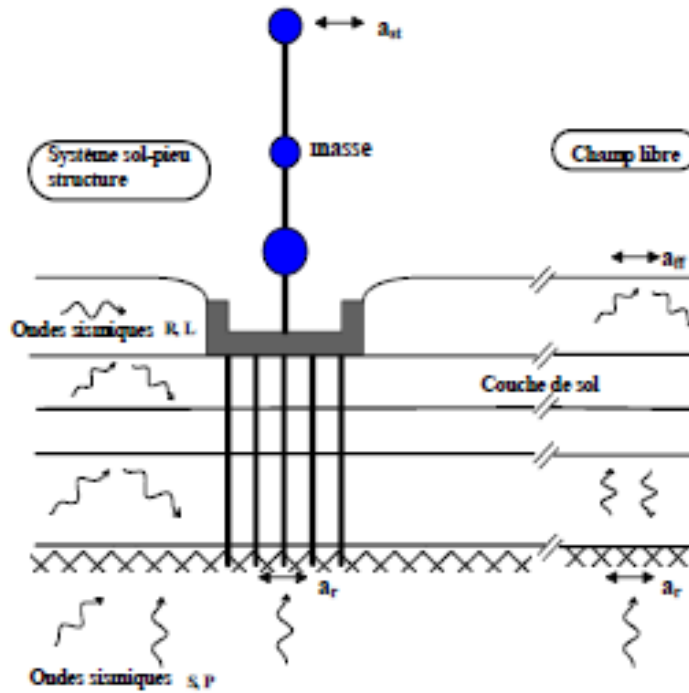


Figure 4.3. L'effet de l'interaction sol-structure sur un ouvrage

IV.3.2. Influence de l'interaction sol structure :

La figure 4.4 qui présente pour une fondation circulaire reposant sur un semi espace élastique homogène, les variations relatives $\tilde{\xi}$; $\frac{\tilde{\omega}}{\omega_s}$; $\frac{\tilde{u}_g}{u_g}$ en fonction des paramètres adimensionnels :

$$\bar{h} = \frac{h}{r} = 1, s = \frac{\omega_s}{v_s}, \bar{m} = \frac{m}{\rho \cdot r^3} \quad (4.1)$$

Où r est le rayon de la fondation et ρ, v_s la masse volumique et la célérité des S dans le sol.

La figure 4.4 met clairement en évidence que l'influence de l'interaction sol structure est d'autant plus importante que le sol de fondation est mou (s croissant) ou que la structure est massive (m) croissant. [3]

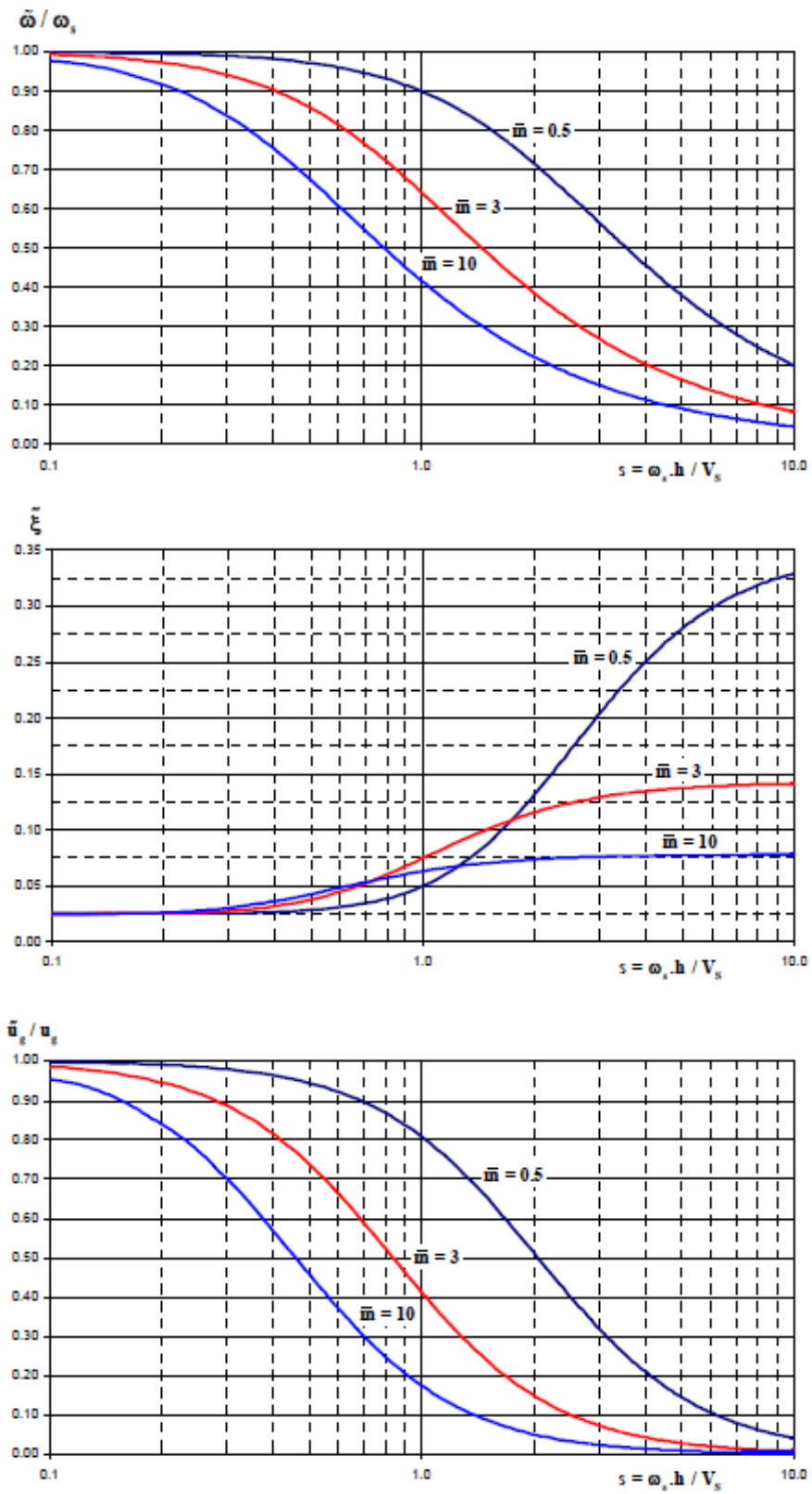


Figure 4.4. Influence de l'interaction sol – structure

IV.4. Formulation de l'interaction sol structure :

Les équations du mouvement sont obtenues par référence à la figure 4.5. qui schématise un ensemble sol structure. [2]

Désignant par \underline{M} , \underline{C} , \underline{K} les matrices de masses, amortissement et rigidité de système :
L'équation du mouvement s'écrit :

$$\underline{M}\ddot{\underline{U}} + \underline{C}\dot{\underline{U}} + \underline{K}\underline{U} = \underline{Q}_f \quad (4.2)$$

En l'absence de structure, l'équation du mouvement du champ libre est analogue de par sa forme à l'équation (4.2). les indices f désignant les matrices masses, amortissement et raideur relative au seul champ libre, cette équation s'écrit :

$$\underline{M}_f\ddot{\underline{U}}_f + \underline{C}_f\dot{\underline{U}}_f + \underline{K}_f\underline{U}_f = \underline{Q}_f \quad (4.3)$$

Posant :

$$\underline{U} = \underline{U}_i + \underline{U}_f \quad (4.4)$$

L'équation (4.5) définit le déplacement d'interaction \underline{U}_i qui satisfait l'équation :

$$\underline{M}_i\ddot{\underline{U}}_i + \underline{C}_i\dot{\underline{U}}_i + \underline{K}_i\underline{U}_i = -\underline{Q}_i \quad (4.5)$$

Avec :

$$\underline{Q}_i = [\underline{M} - \underline{M}_f]\ddot{\underline{U}}_f + [\underline{C} - \underline{C}_f]\dot{\underline{U}}_f + [\underline{K} - \underline{K}_f]\underline{U}_f \quad (4.6)$$

Le vecteur de charge \underline{Q}_i est déterminé à partir des déplacements en champ libre.
Pour les systèmes linéaires on a alors le théorème de superposition illustré sur la figure.4.5 :

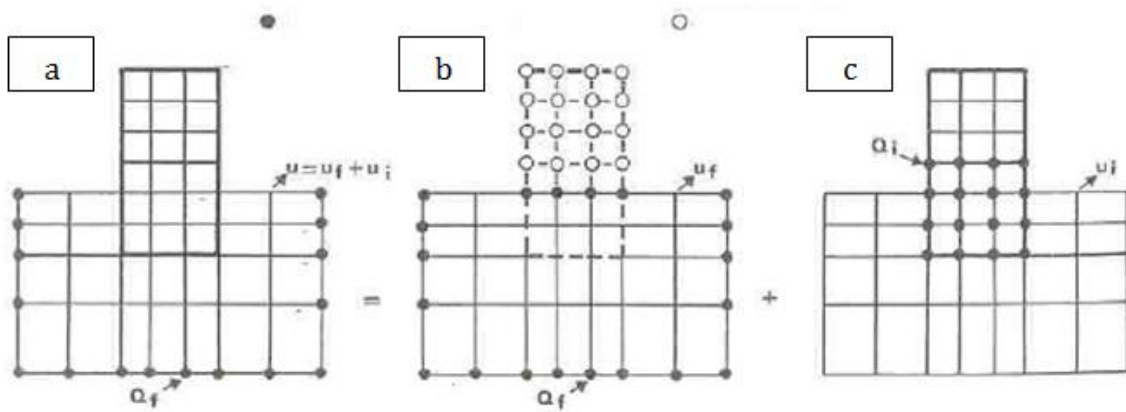


Figure 4.5. Décomposition du problème d'interaction sol - structure

Le problème d'interaction est décomposé en la somme d'un problème de réponse du sol en champ libre et d'un problème source où les forces appliquées Q_i n'ont des composantes non nulles qu'aux nœuds communs à la structure et sol.

IV.5. Fondamentaux de l'interaction sol structure :

L'équation (4.6) met clairement en évidence le fait qu'il y a interaction dès que Il y'a :

- ✓ Différence de masse entre le sol et la structure.
- ✓ Différence de raideur entre le sol et la structure.

Les forces Q_i appliquées à la base de la structure engendrant un mouvement du support, équivalent à un champ de force d'inertie dans la structure .par suite l'interaction ne résulte que des d'inertie développés dans cette structure.

L'interaction inertielle est liée à la différence de masse entre le sol et la structure dans les domaines communs.

$$\underline{K} = \underline{K}_f \Rightarrow \underline{Q}_i = [\underline{M} - \underline{M}_f] \underline{\ddot{U}}_f \quad (4.7)$$

Interaction cinématique: Elle est liée à la différence de raideur entre le sol et la structure dans les domaines communs.

$$\underline{M} = \underline{M}_f \Rightarrow \underline{Q}_i = [\underline{K} - \underline{K}_f] \underline{U}_f \quad (4.8)$$

Dans le cas le plus générale l'interaction résulte d'une interaction inertielle et interaction cinématique.

IV.6. Détermination de la réponse dynamique :

Pour l'étude de l'interaction sol – structure, en plus de l'amortissement interne du sol on considère que l'amortissement géométrique ou radiatif ne dépend que de la forme de la fondation, des propriétés du sol et de la fréquence du mouvement l'amortissement géométrique correspond à une perte d'énergie par propagation à l'infini, par rayonnement des vibrations dans le sol.

IV.6.1. Un amortissement visqueux: caractérisant la dissipation d'énergie dans le domaine élastique et lié à la viscoélasticité des matériaux dépendant de la fréquence

$$\xi = \frac{c}{2\sqrt{km}}$$

On traite l'amortissement externe et l'amortissement d'hystérésis comme un amortissement visqueux donnant lieu à la même dissipation d'énergie.

IV.7. Méthodes de prise en compte de l'interaction sol structure :

Parmi les méthodes de prise en compte de l'interaction sol structure on peut citer les méthodes globales, qui résolvent, comme leur nom l'indique, le problème globale et celles qui s'appuient sur une décomposition du système en sous-systèmes, ces méthodes sont désignées sous le nom générique de méthodes de sous structure. [2]

IV.7.1 Méthode globale :

La méthode consiste à résoudre en une seule étape l'équation dynamique :

$$\underline{M}\ddot{U} + \underline{C}\dot{U} + \underline{K}U = -\underline{M}I\ddot{U}_g \quad (4.9)$$

Ou :

- \underline{U} : représente le vecteur des déplacements relatifs du système par rapport à l'assise
- \underline{I} : un vecteur unité, donnant la direction de la sollicitation $\underline{\ddot{U}}_g$.
- $\underline{M}, \underline{K}, \underline{C}$: les matrices de masses, de rigidité et d'amortissement du système.

La problématique de la résolution par une méthode globale est illustrée sur la figure.4.6 :

- ✓ Le mouvement sismique de dimensionnement est connu (spécifié) à la surface du sol, en champ libre.
- ✓ Le mouvement est calculé à la base inférieure du modèle, choisie à une profondeur suffisante pour que la présence d'une structure en surface n'affecte pas ce mouvement; cette étape est connue sous le nom de déconvolution du mouvement sismique.
- ✓ Le mouvement déconvolué est imposé uniformément à la base du système sol structure et la réponse est calculée par résolution de l'équation (4.9).

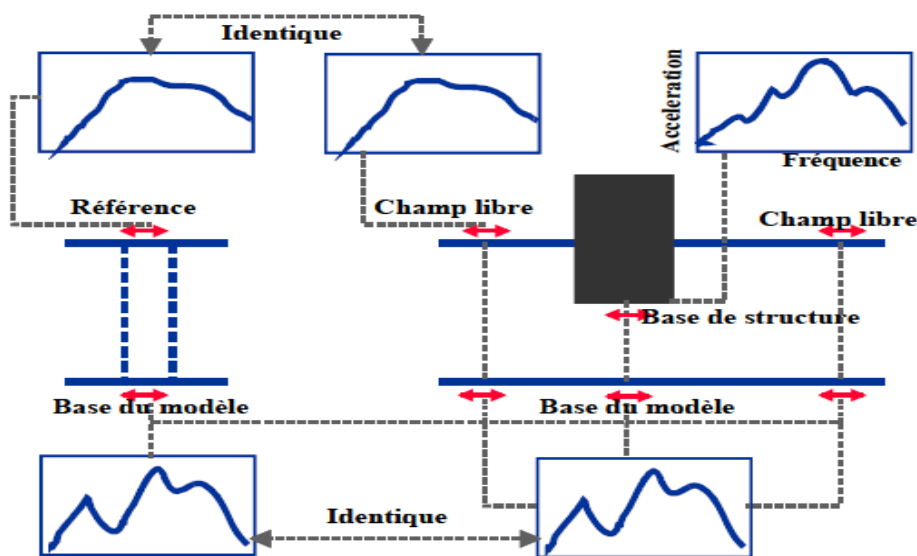


Figure 4.6. Schématisation d'un problème d'interaction sol-structure en éléments finis

La difficulté de la résolution par éléments finis des problèmes dynamiques d'interaction sol structure réside dans le traitement des conditions aux limites.

IV.7.2. Méthode de sous structure :

Les sous structures envisagées sont constitués d'une part par le sol et d'autre part par la structure comme indiqué sur la figure 4.7 :

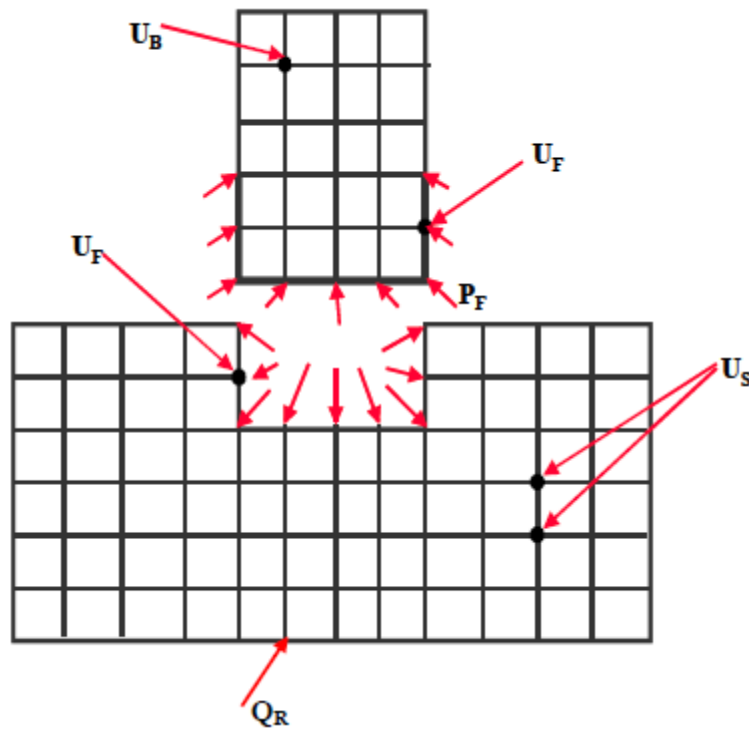


Figure 4.7. Schématisation d'une méthode de sous structure

Les équations des différents sous-systèmes s'écrivent :

- **Structure :**

$$\begin{bmatrix} m_B & 0 \\ 0 & m_{FB} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_B \\ \ddot{u}_F \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{BB} & K_{BF} \\ K_{FB} & K_{FF} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_B \\ u_F \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 0 \\ P_F \end{bmatrix} \tag{4.10}$$

- Sol :

$$\begin{bmatrix} m_{FS} & 0 \\ 0 & m_S \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \ddot{u}_F \\ \ddot{u}_S \end{bmatrix} + \begin{bmatrix} K_{FF} & K_{FS} \\ K_{SF} & K_{SS} \end{bmatrix} \begin{bmatrix} u_F \\ u_S \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} -P_F \\ 0 \end{bmatrix} \quad (4.11)$$

IV.7.3. Modélisation du sol par un système de ressort amortis :

Une méthode simple et maintenant classique pour la prise en compte de l'ISS est de séparer le sol et la structure (approche par sous – structure).

- Compte le sol, est de le représenter par un tapis de ressorts répartis sous le radier et reliant les nœuds de celui-ci à une base rigide à laquelle on impose le mouvement.
- Le sol est donc modélisé par un ressort horizontal, un ressort vertical et un ressort de basculement en chaque nœud du radier. Un tel système est schématisé par la figure 4.8 :

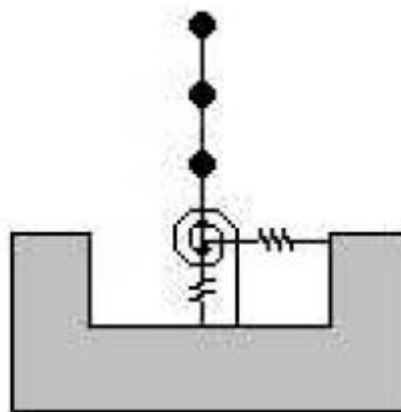


Figure 4.8. Représentation schématique des ressorts de sol

IV.8. Définition des fonctions d'impédance :

Une fondation soumise à une charge complexe $P = P_0 e^{i\omega t}$ est similaire à un oscillateur à un degré de liberté dont le déplacement complexe est $u(t) = u_0 e^{(i\omega t + \varphi)}$. Ainsi on a :

$$u(t) = \frac{P}{K} \quad (4.12)$$

K est l'impédance dynamique qui modélise l'interaction de la structure avec le sol sur lequel elle repose. Par définition, l'impédance est le quotient de la force appliquée à la fondation par le déplacement et est une fonction de la pulsation de vibration $K = f(i\omega)$.

L'impédance peut être représentée par un ensemble de ressorts et d'amortisseur.[2]

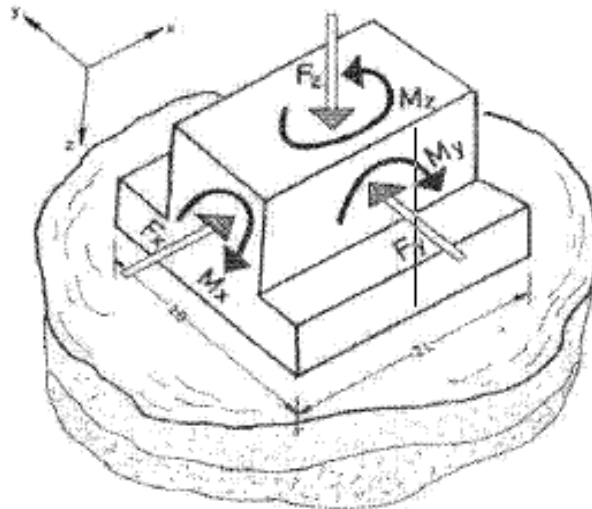


Figure 4.9. Les degrés de liberté d'une fondation superficielle rigide

L'impédance dynamique K s'écrit sous la forme :

$$K = K_s [k(\omega) + ia_0 c(\omega)] \quad (4.13)$$

Avec :

ω : Pulsation.

K_s : Rigidité statique.

$C(\omega) = \frac{K_s B c(\omega)}{V_s}$: Amortissement.

V_s : Vitesse de propagation de l'onde de cisaillement.

$a_0 = \frac{\omega B}{V_s}$ Avec $V_s = \sqrt{\frac{G}{\rho}}$.

G : Module de cisaillement transversal.

$k(\omega)$: Coefficient de rigidité.

$C(\omega)$: Coefficient d'amortissement.

Les coefficients a_0 , k et c sont sans dimensions et dépendent de la pulsation ω .

On constate donc que l'impédance est le produit d'un terme correspondant à la rigidité statique (rigidité à fréquence nulle) K_s et d'un terme correspondant à la partie dynamique.

L'amortissement radiatif est dû à la dissipation de l'énergie par les ondes s'éloignant de la fondation et l'amortissement propre dépend des caractéristiques du sol en question. Souvent, pour un milieu homogène et des sollicitations de faibles à moyennes amplitudes.

IV.8.1. Impédance d'une fondation superficielle :

La vibration d'une fondation circulaire reposant sur un demi-espace élastique homogène et isotrope. La fondation est soumise à un chargement vertical harmonique.

Etant donné qu'il s'agit d'une sollicitation harmonique :

$$\dot{u} = i\omega u \quad (4.14)$$

On obtient alors l'équation suivante :

$$R = K_s [k(\omega)]u + \left[\frac{K_s B c(\omega)}{V_s} \right] \dot{u} \quad (4.15)$$

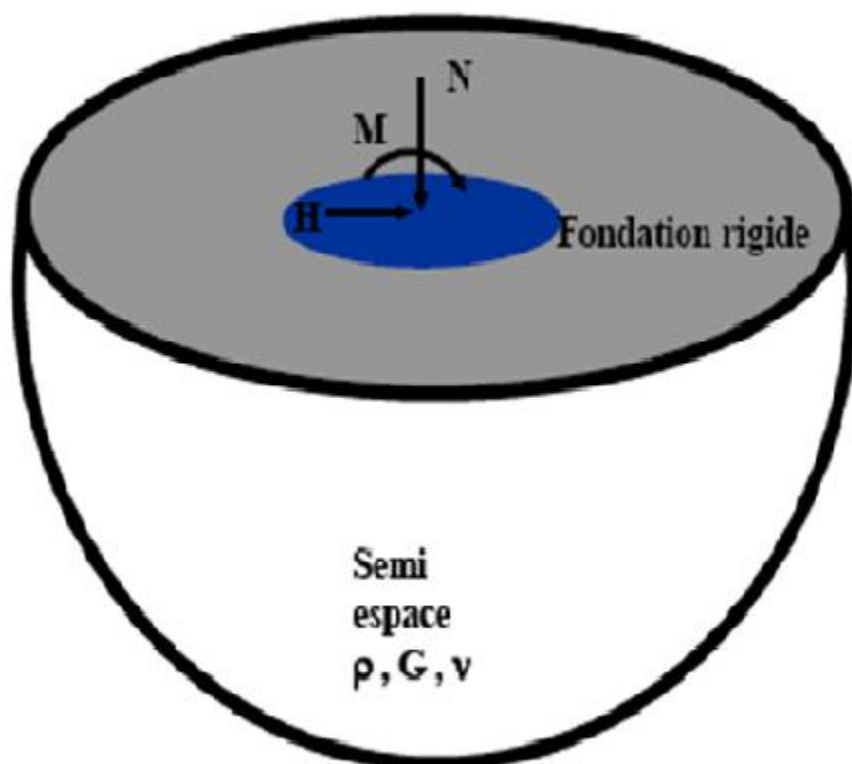


Figure 4.10. Impédance d'une fondation superficielle circulaire

Notons enfin les coefficients d'impédance sont pris indépendants de la fréquence, le sol de fondation est simplement modélisé à l'aide de ressort et d'amortissement, de caractéristique constante.

IV.9. Conclusion :

Ce chapitre contient un exposé de la problématique et une étude de l'état des connaissances sur l'interaction sol-structure, et l'étude de l'influence des impédances sur le comportement dynamique d'un ouvrage.

CHAPITRE V

MODELISATION AVEC PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE

CHAPITRE V

MODELISATION AVEC PRISE EN COMPTE DE L'INTERACTION SOL STRUCTURE

V.1. Introduction :

La façon dont le RPA99 (ver2003) prend en compte la modification de l'action sismique par les catégories de site ainsi proposé dans la gamme des hautes fréquences avec ou sans prise en compte de l'Interaction Sol-Structure (ISS).

Pour l'analyse du problème, on utilise une approche numérique par éléments finis. Le logiciel **ETABS** permet de combiner les réponses modales obtenues en considérant systématiquement une combinaison quadratique complète (CQC). Il utilise la méthode de superposition modale par le spectre de réponse.

La réponse dynamique de la structure étudiée est évaluée dans un premier temps en considérant l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base (modèle classique).

Dans un deuxième modèle (modèle sol-structure), nous considérons le couplage sol structure en utilisant les ressorts de sol. Les simulations numériques ont été effectuées en considérant les quatre types de spectres de réponse associés aux différentes catégories de site.

V.2. Classification des sites selon le RPA 99 (ver 2003) :

Selon le RPA99 (V2003) les sites sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent RPA99 (V2003). Les différentes catégories des sites sont les suivantes :

- S_1 : (site rocheux), caractérisé par une vitesse d'onde de cisaillement $V_s \geq 800 \text{ m/s}$.

- S_2 : (site ferme), caractérisé par une vitesse d'onde de cisaillement $V_s \geq 400 \text{ m/s}$ à partir de 10m de profondeur.
- S_3 : (site meuble), caractérisé par une vitesse d'onde de cisaillement $V_s \geq 200 \text{ m/s}$ à partir de 10m de profondeur.
- S_4 : (site très meuble), caractérisé par une vitesse d'onde de cisaillement $V_s \leq 200 \text{ m/s}$ dans les 20 premiers mètres.

Les périodes caractéristiques T_1 et T_2 de chaque catégorie de site sont donnés dans le tableau 5.1 :

Tableau 5.1. Périodes caractéristiques des sites

Sites	S_1	S_2	S_3	S_4
$T_1(sec)$	0.15	0.15	0.15	0.15
$T_2(sec)$	0.30	0.40	0.50	0.70

V.3. Spectre de réponse selon le RPA 99 (ver 2003) :

A chaque catégorie de site est associé un spectre de réponse en accélération, en considérant les périodes caractéristiques du tableau 1. Selon le RPA99 (v2003), la forme du spectre élastique normalisé en accélération en fonction de la période T se calcule à l'aide des relations suivantes :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3.0s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0s \end{cases}$$

Avec :

- A : coefficient d'accélération de zone.
- $\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7$: correction d'amortissement si ($\xi \neq 5\%$).
- ξ : pourcentage d'amortissement critique.
- R : coefficient de comportement de la structure.
- Q : facteur de qualité.

La modification de l'action sismique est prise en compte donc par la forme du spectre de réponse. Il est indispensable alors, de connaître la nature du sol de fondation avant de choisir le spectre de réponse à utiliser dans les calculs.

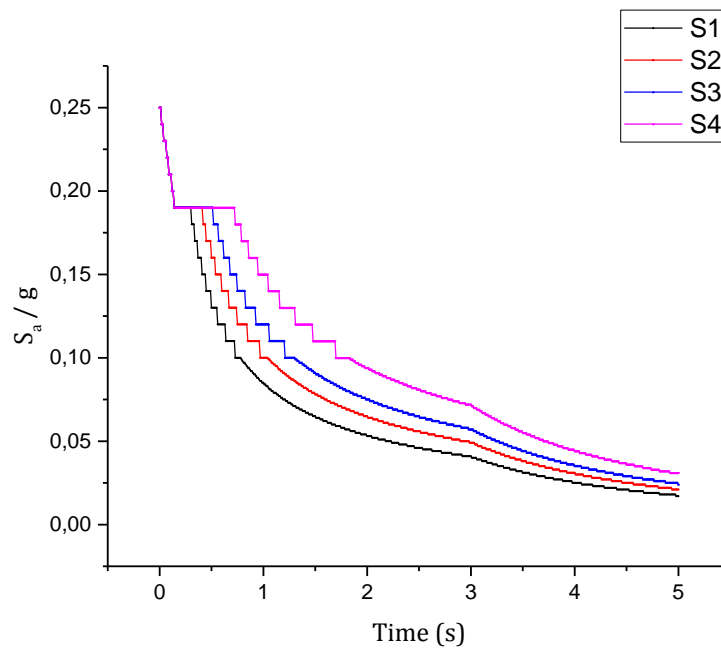


Figure 5.1. Spectre de réponse utilisé

V.4. Modélisation de la structure :

Dans le cas sans (ISS), on utilisera l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base. Il s'agit donc du modèle utilisé classiquement pour les bâtiments courants.

On considère une loi de comportement linéaire élastique. La réponse de la structure est évaluée en considérant les quatre spectres de calcul associés aux différentes catégories de site (S1; S2; S3; S4).

La structure est classée dans le groupe d'usage 2 (voir RPA 99 Version 2003) et supposée être implantée la sismicité élevée en (zone III).

V.5. Modélisation du sol (ressorts de sol) :

Le même modèle de la structure que précédemment à été repris avec prise en compte de l'interaction sol-structure (ISS).

La loi de comportement du sol est supposée linéaire élastique. Les non linéarités introduites par le phénomène de décollement du radier ne sont pas prises en compte.

Les différents sites considérés sont constitués d'une importante couche de sol homogène et ne présentent aucun risque d'instabilité.

Le modèle ressorts de sol définit les réactions élastiques de ce dernier (sol) à l'égard des composantes de déplacement statique de la fondation.

Plusieurs formulations de calcul des raideurs des ressorts de sol sont proposées. Parmi celles-ci les formules de Newmark-Rosenbleuth, les formules de DELEUZE et la méthode simplifiée de VELETSOS (Davidovici.V,99) [8] (Zacek,96) [14]. Les valeurs des raideurs des ressorts de sol sont calculées à l'aide des relations données dans le tableau 5.2 en considérant les caractéristiques des sites donnés dans le tableau 5.3.

Les valeurs des coefficients sans dimension β_x , β_z et β_ϕ du tableau 5.2 sont données par des abaques spécifiques en fonction du rapport des dimensions du radier et la direction de l'action sismique considérée (Newmark-Rosenbleuth 1971).[17]

Tableau 5.2. Raideurs équivalentes pour un milieu semi-infini

Mouvement	Raideurs K	
	Fondation circulaire	Fondation rectangulaire
Vertical	$K_v = \frac{4G \cdot r_0}{(1 - \nu)}$	$K_v = \frac{G}{(1 - \nu)} \beta_z \sqrt{A}$
Horizontal	$K_h = \frac{32(1 - \nu)G \cdot r_0}{(7 - 8\nu)}$	$K_h = 2(1 + \nu)G \beta_x \sqrt{A}$
Basculement	$K_\phi = \frac{8G \cdot r_0^3}{3(1 - \nu)}$	$K_\phi = \frac{G}{(1 - \nu)} \beta_\phi a^2 b$
Rotation autour de l'axe vertical	$K_r = \frac{16G \cdot r_0^3}{3}$	$K_r = \frac{1 + \nu}{4} G \beta_x (a^2 + b^2) \sqrt{A}$

Avec :

- A : Aire de la fondation.
- a : Dimension parallèle à la direction du séisme.
- b : Dimension perpendiculaire à la direction du séisme.
- β_x et β_z : Paramètres dépendant du rapport a/b .
- ν : Coefficient de poisson.
- $G = \frac{E}{2(1+\nu)}$: Module de cisaillement du sol.

V.6. Caractéristiques géométriques:

Tableau 5.3. Caractéristiques des différentes catégories de site

Sites	Description	$E_s(Mpa)$	E Choisi	ν	$G_s(Mpa)$	Vitesse $V_s(m/s)$
S_1	Rocheux	100-250	150	0.41	53.191	≥ 800
S_2	Ferme	20-80	40	0.44	13.889	≥ 400
S_3	Meuble	5-20	10	0.40	3.571	≥ 200
S_4	Très meuble	1-4	2	0.37	0.730	≥ 100

$$\beta_z = 2.18$$

$$\beta_x = 1.00$$

$$\beta_\Phi = 0.60$$

Tableau 5.4. Structure R+6 (a=b=2.40m)

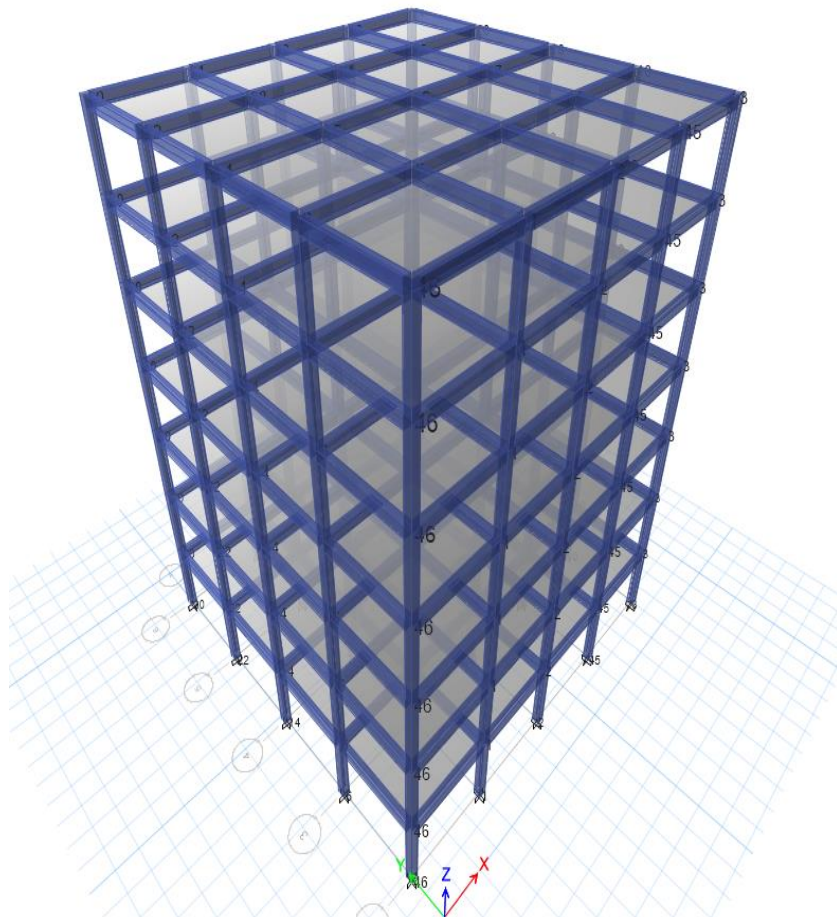
Sites	$K_h (K_n/m)$	$K_v (K_n/m)$	$K_\Phi (K_n \cdot m/rd)$	$K_r (K_n \cdot m/rd)$
S_1	$3.6 \cdot 10^5$	$4.717 \cdot 10^5$	$7.478 \cdot 10^5$	$5.184 \cdot 10^5$
S_2	$9.6 \cdot 10^4$	$1.308 \cdot 10^5$	$2.057 \cdot 10^5$	$1.382 \cdot 10^5$
S_3	$2.4 \cdot 10^4$	$3.114 \cdot 10^4$	$4.937 \cdot 10^4$	$3.456 \cdot 10^4$
S_4	$4.8 \cdot 10^3$	$6.062 \cdot 10^3$	$9.611 \cdot 10^3$	$3.913 \cdot 10^3$

Tableau 5.5. Structure R+4 (a=b=2.00m)

Sites	$K_h (K_n/m)$	$K_v (K_n/m)$	$K_\Phi (K_n \cdot m/rd)$	$K_r (K_n \cdot m/rd)$
S_1	$3 \cdot 10^5$	$3.931 \cdot 10^5$	$4.327 \cdot 10^5$	$3 \cdot 10^5$
S_2	$8 \cdot 10^4$	$1.081 \cdot 10^5$	$1.190 \cdot 10^5$	$8 \cdot 10^4$
S_3	$2 \cdot 10^4$	$2.595 \cdot 10^4$	$2.857 \cdot 10^4$	$2 \cdot 10^4$
S_4	$4 \cdot 10^3$	$5.052 \cdot 10^3$	$5.562 \cdot 10^3$	$4 \cdot 10^3$

Tableau 5.6. Structure R+2 (a=b=1.50m)

Sites	$K_h (K_n/m)$	$K_v (K_n/m)$	$K_\Phi (K_n \cdot m/rd)$	$K_r (K_n \cdot m/rd)$
S_1	$2.250 \cdot 10^5$	$2.950 \cdot 10^5$	$1.826 \cdot 10^5$	$1.266 \cdot 10^5$
S_2	$6 \cdot 10^4$	$8.110 \cdot 10^4$	$5.022 \cdot 10^4$	$3.375 \cdot 10^4$
S_3	$1.5 \cdot 10^4$	$1.946 \cdot 10^4$	$1.205 \cdot 10^4$	$8.436 \cdot 10^3$
S_4	$3 \cdot 10^3$	$3.789 \cdot 10^3$	$2.346 \cdot 10^3$	$1.688 \cdot 10^3$

V.6.1. Structure R+6 :**Figure 5.2.** Structure R+6 sans ISS (*Sans ressort*)

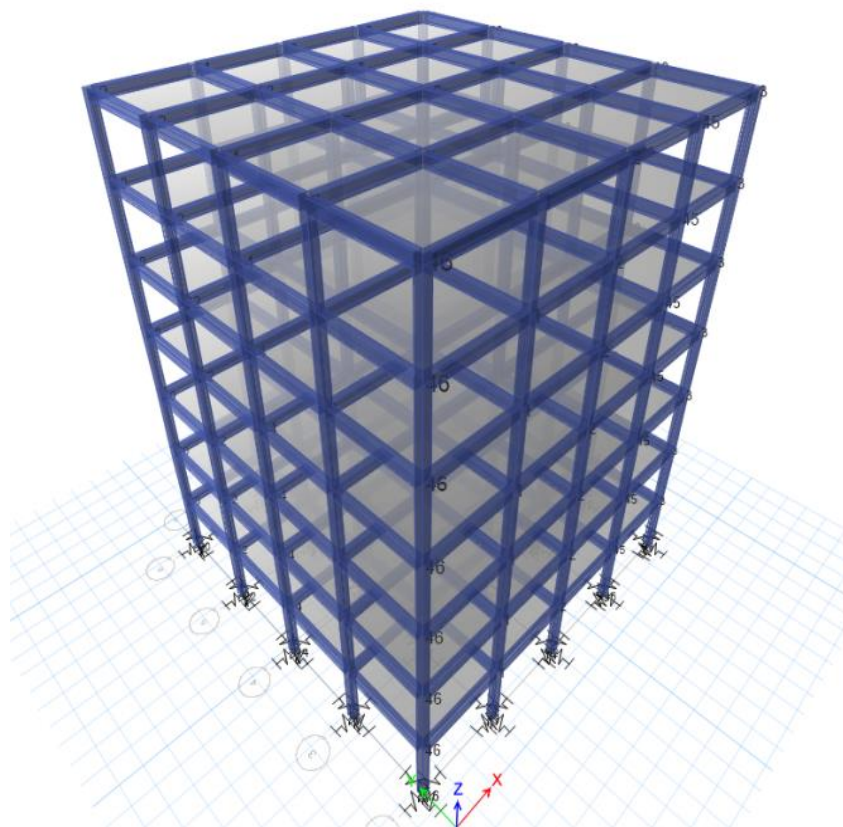


Figure 5.3. Structure R+6 avec ISS (*Avec ressort*)

V.6.2. Structure R+4 :

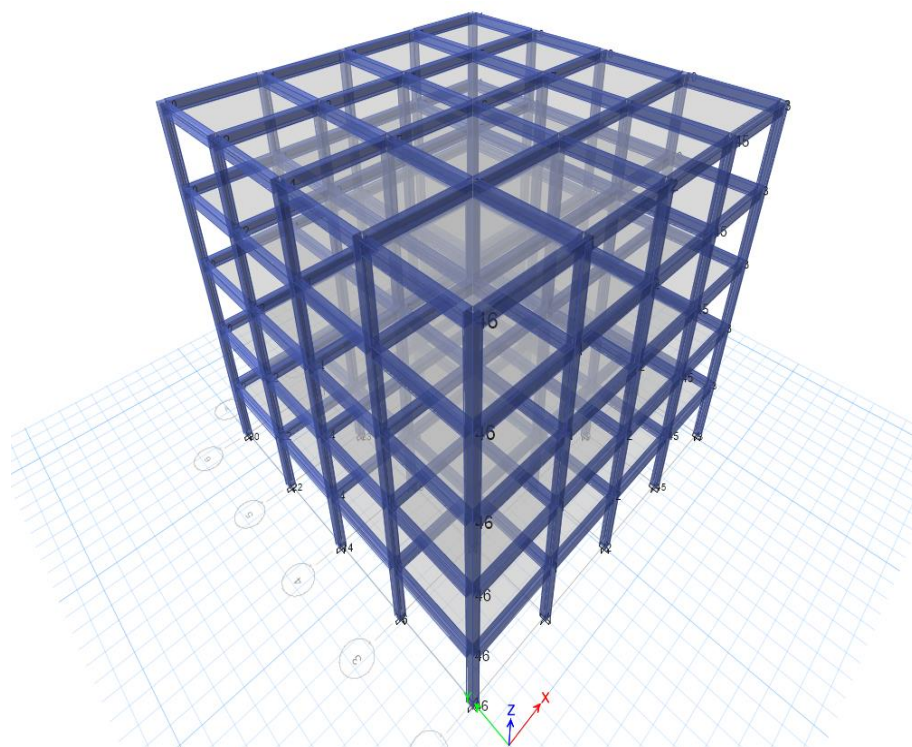


Figure 5.4. Structure R+4 sans ISS (*Sans ressort*)

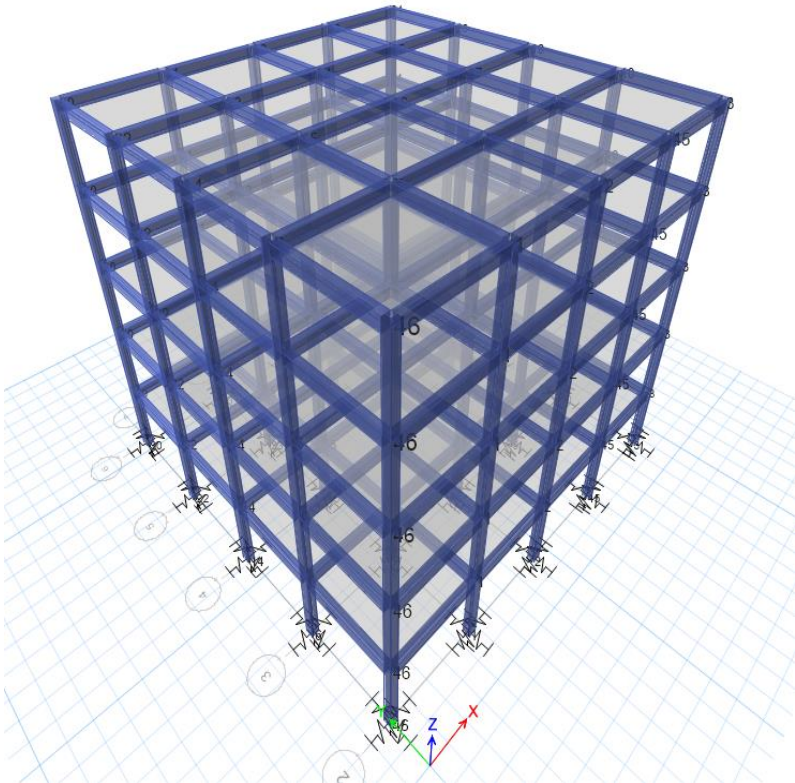


Figure 5.5. Structure R+4 avec ISS (Avec ressort)

V.6.3. Structure R+2 :

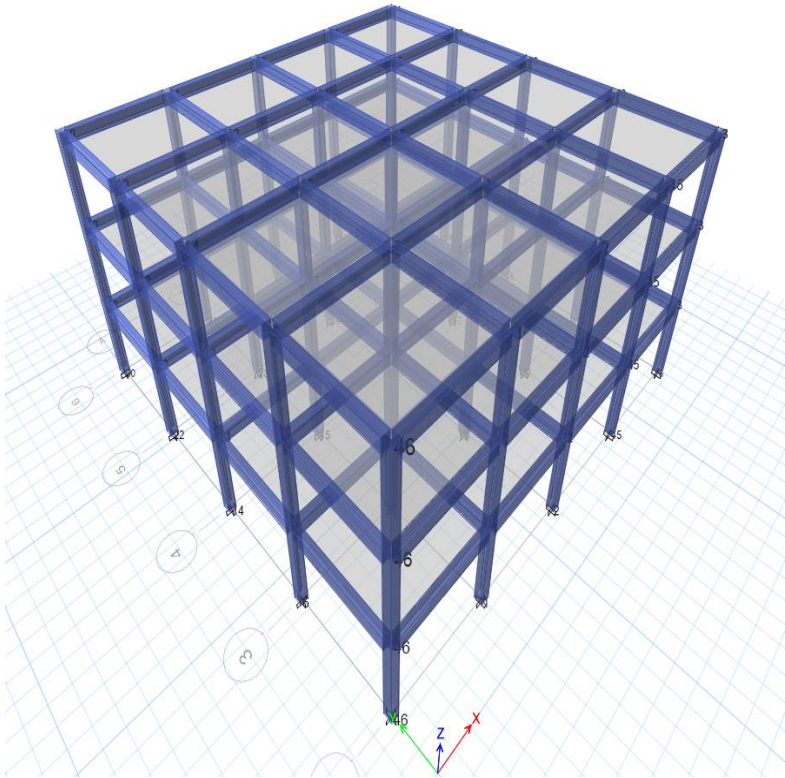


Figure 5.6. Structure R+2 sans ISS (Sans ressort)

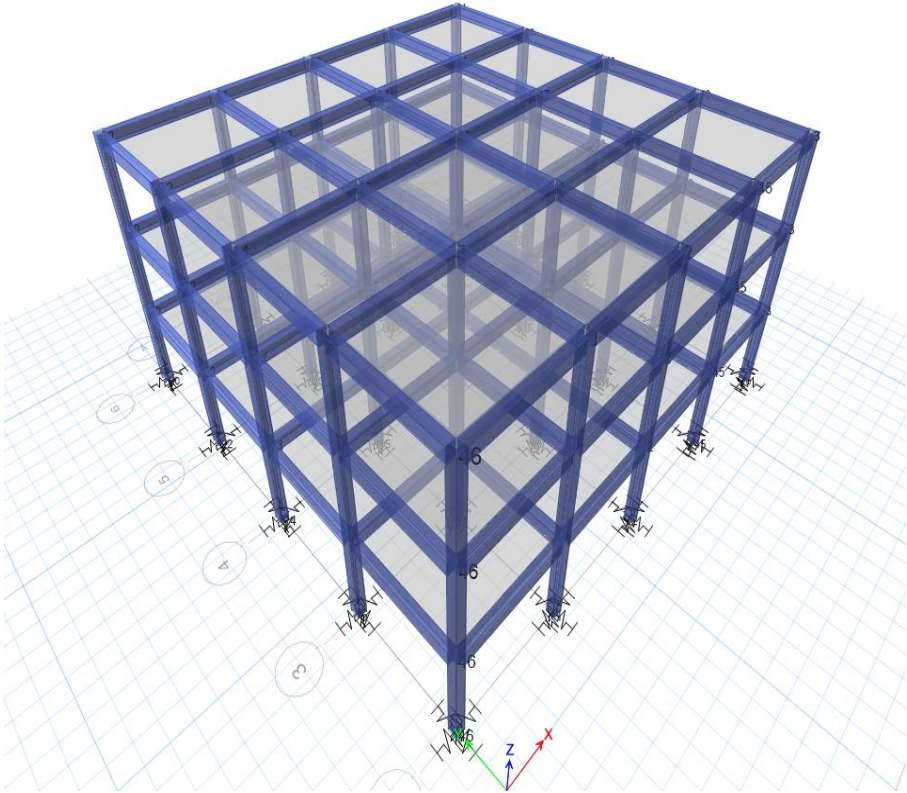


Figure 5.7. Structure R+2 avec ISS (Avec ressort)

CHAPITRE VI
RESULTATS ET INTERPRETATIONS SUR
LES STRUCTURES EN BETON ARME

CHAPITRE VI

RESULTATS ET INTERPRETATIONS SUR LES STRUCTURES EN BETON ARME

VI.1. Résultats de l'étude du bâtiment R+6 avec et sans interaction (ISS) :

VI.1.1. Périodes propres :

Tableau 6.1. Périodes propres (s) avec et sans ISS

Fixe	S1	S2	S3	S4
1,33	1,349	1,394	1,56	2,216
ΔL %	1,43	3,34	11,91	42,05

Commentaires :

- ✓ Dans le cas sans ISS, la période fondamentale de la structure est constante quel que soit la catégorie de site d'implantation de celle-ci, figure 6.1.
- ✓ Dans le cas avec ISS, on donne la variation de la période fondamentale en fonction des sites sous l'effet de l'interaction sol structure, figure 6.1. On observe un allongement de celle-ci, plus le sol est déformable plus la période augmente, cet allongement atteint 42.05 % environ dans le cas du site S4 par rapport au modèle encasté à la base (sans ISS).
- ✓ La comparaison entre les sites sans ISS et avec ISS montre que la période fondamentale augmente de 1.43% pour le site 1 et 3.34% pour le site 2 11.91 pour le site 3 et de 42.05% pour le site 4.

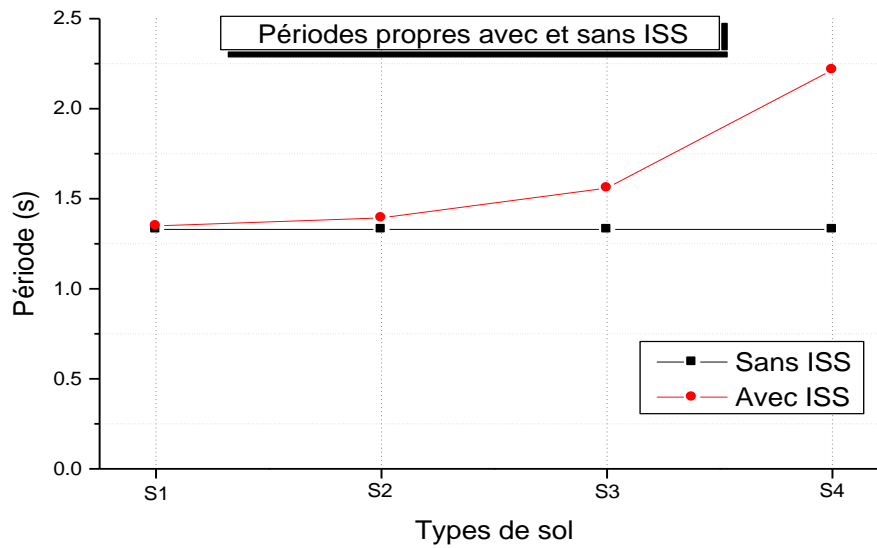


Figure 6.1. Périodes propres avec et sans ISS

VI.1.2. Efforts tranchants à la base :

- Analyse dynamique par la méthode temporelle :

Commentaire:

On observe dans ce diagramme (figure 6.2), que la valeur maximale atteint 1523.215 (kn) environ dans le cas du site S2.par contre la valeur minimale est -1473.67 (kn) environ dans le cas sans ISS.

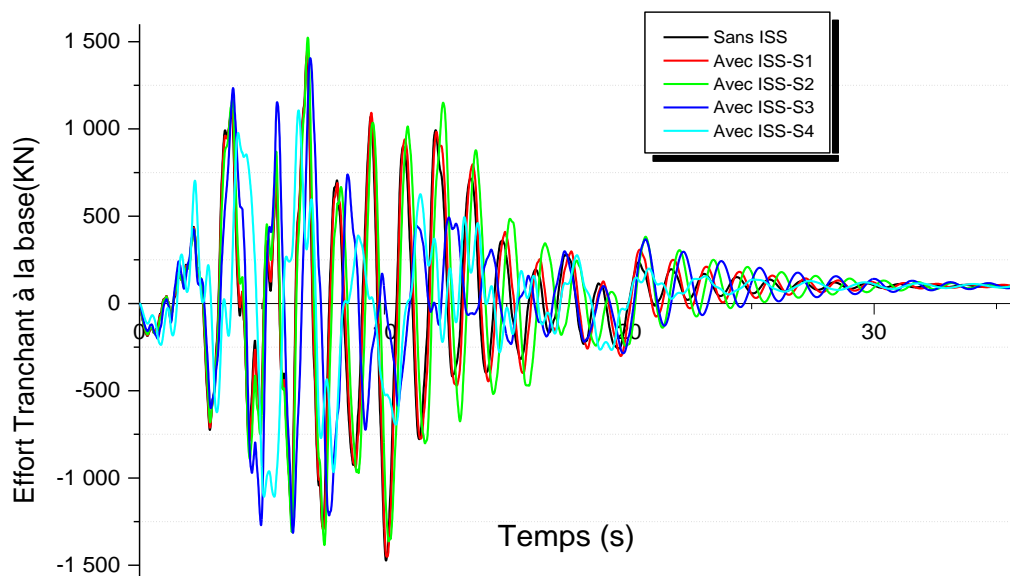


Figure 6.2. Efforts tranchants à la base(R+6)

Tableau 6.2. Valeurs maximales des efforts tranchants (*kn*) sous accélération max

	S1	S2	S3	S4
Sans ISS	1423,07	1423,07	1423,07	1423,07
Avec ISS	1454,34	1523,21	1405,91	1106,34
$\Delta L \%$	2,20	7,04	-1,21	-22,26

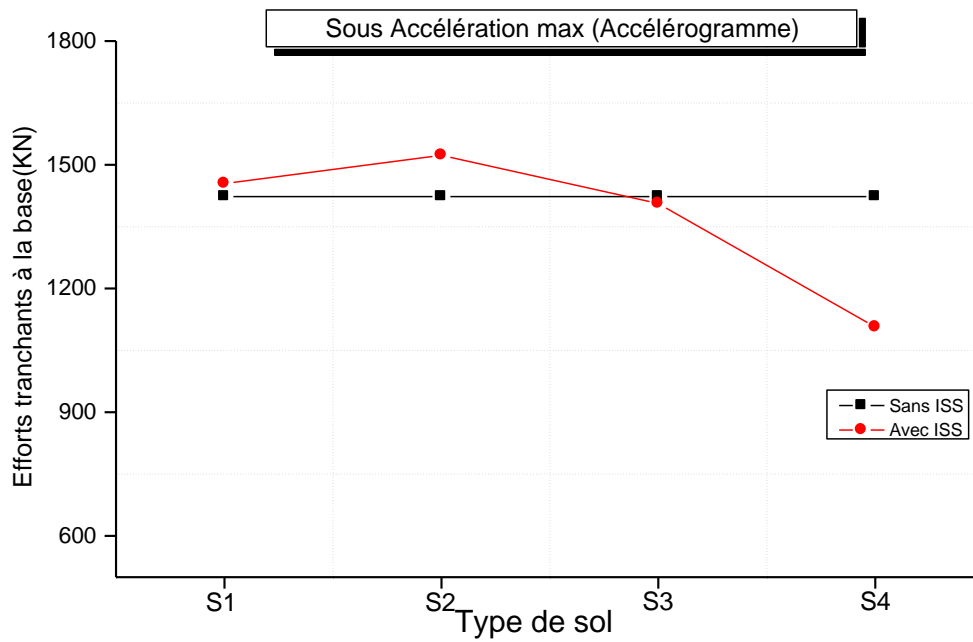


Figure 6.3. Sous accélération max (Accélérogramme)

Tableau 6.3. Valeurs minimales des efforts tranchants (*kn*) sous accélération min

	S1	S2	S3	S4
Sans ISS	-52,704	-52,704	-52,704	-52,704
Avec ISS	-54,254	-57,714	-63,082	-109,183
$\Delta L \%$	2,941	9,506	19,691	107,163

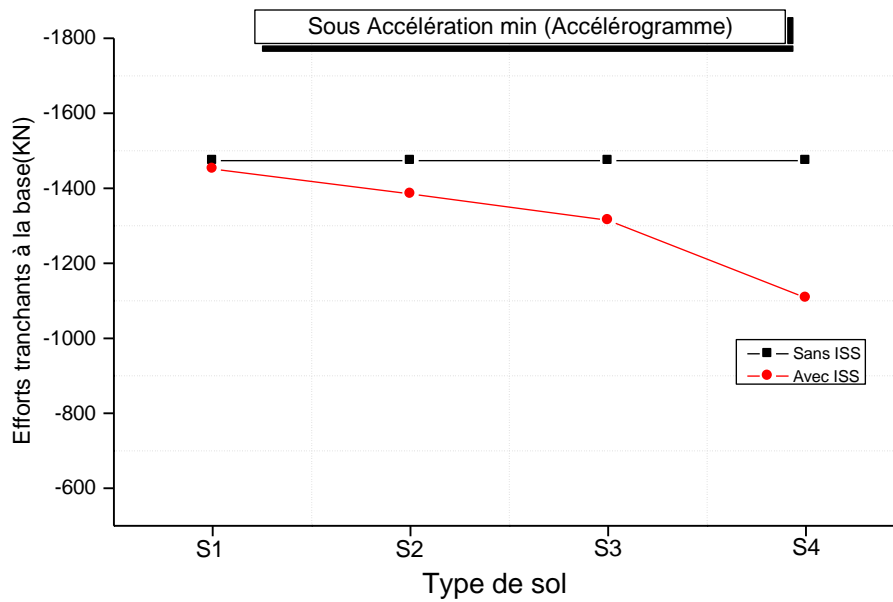


Figure 6.4. Sous accélération min (Accélérogramme)

- **Analyse dynamique par la méthode modale spectrale**

Tableau 6.4. Efforts tranchants (kn) à la base avec et sans ISS

	S1	S2	S3	S4
Sans ISS	1079,59	1306,69	1504,88	1816,82
Avec ISS	1075,98	1270,35	1398,18	1414,17
$\Delta L \%$	-0,33	-2,78	-7,09	-22,16

Commentaires :

- ✓ Dans le cas sans ISS et avec ISS l'effort tranchant à la base de la structure augmente quel que soit le type de site (figure 6.5).
- ✓ Dans le cas sans ISS, et contrairement à la méthode temporelle, les efforts à la base augmentent de S1 à S4 à cause de l'utilisation d'un spectre propre à chaque sol.
- ✓ La comparaison entre les sites montre que l'effort tranchant à la base (avec ISS) diminue par rapport (sans ISS) de 0,33% pour le site1 et 2,78% pour le site 2 et 7,09% pour le site 3 et de 22,16% pour le site 4.

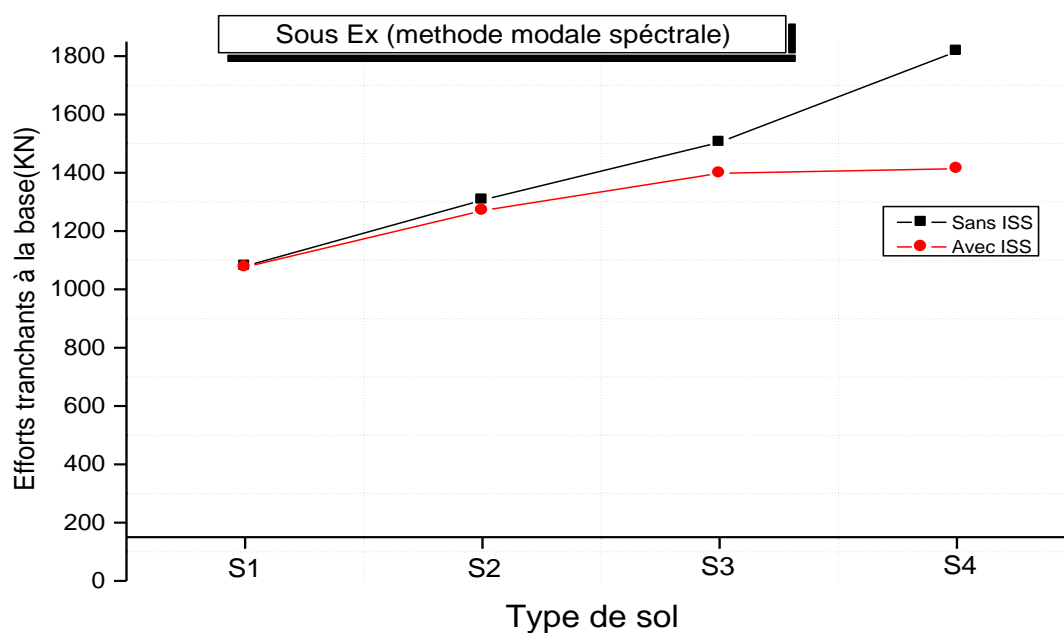


Figure 6.5. Sous Ex (Méthode modale spectrale)

VI.1.3. Efforts tranchants aux étages :

- Analyse dynamique par la méthode temporelle :

Tableau 6.5a. Efforts tranchants (kn) aux étages avec et sans ISS (max)

	Sans ISS	Avec ISS			
		S1	S2	S3	S4
STORY7	417,97	412,93	390,27	309,59	271,77
STORY6	830,40	820,25	777,55	610,74	535,13
STORY5	1006,02	1003,80	980,57	812,82	692,62
STORY4	1140,38	1149,32	1163,83	913,87	802,87
STORY3	1273,72	1280,84	1291,89	1102,89	863,85
STORY2	1321,64	1341,42	1390,54	1265,82	888,64
STORY1	1426,21	1454,26	1522,89	1404,96	1102,84
ΔL %		-1,21	-6,63	-25,93	-34,98

Tableau 6.5b. Efforts tranchants (kn) aux étages avec et sans ISS (min)

	Sans ISS	Avec ISS			
		S1	S2	S3	S4
STORY7	-279,95	-285,62	-283,37	-317,60	-351,98
STORY6	-570,65	-567,92	-575,70	-630,83	-704,04
STORY5	-821,14	-841,93	-876,58	-811,31	-919,65
STORY4	-1062,78	-1072,26	-1072,68	-1036,77	-1020,91
STORY3	-1280,18	-1278,17	-1173,85	-1173,98	-1049,92
STORY2	-1433,33	-1416,92	-1301,70	-1305,48	-1061,62
STORY1	-1475,25	-1451,62	-1384,93	-1314,60	-1106,50
$\Delta L \%$		2,02	1,22	13,45	25,73

Commentaires :

- ✓ Dans le cas avec ISS les efforts tranchants aux étages sont moins que dans le cas sans ISS. On observe aussi que quand la déformabilité du sol augmente les efforts tranchants diminuent. Cette diminution peut être interprétée par l'augmentation de la période fondamentale.

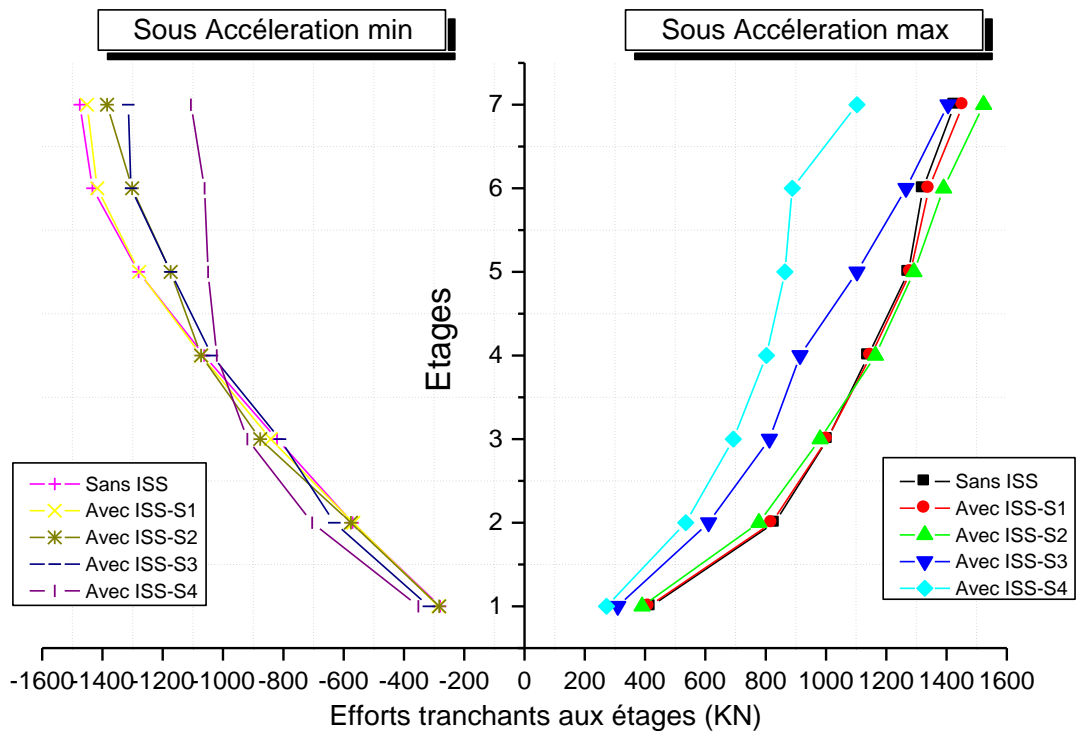


Figure 6.6. Efforts tranchants aux étages (Sous accélération min/max)

- Analyse dynamique par la méthode modale spectrale:

Tableau 6.6. Efforts tranchants (kn) aux étages avec et sans ISS (Méthode M.S)

	S1		S2		S3		S4	
	Sans ISS	Avec ISS	Sans ISS	Avec ISS	Sans ISS	Avec ISS	Sans ISS	Avec ISS
STORY7	246,68	245,77	289,39	280,32	321,18	300,99	367,24	296,04
STORY6	479,40	478,08	576,30	558,87	651,55	609,99	763,41	605,76
STORY5	656,93	654,51	795,42	770,54	910,94	842,16	1089,14	839,46
STORY4	802,04	798,14	970,49	938,91	1119,92	1021,50	1356,78	1015,04
STORY3	922,68	917,95	1117,70	1080,85	1293,46	1174,08	1573,74	1161,10
STORY2	1022,25	1017,58	1240,19	1200,81	1432,98	1310,05	1737,95	1300,23
STORY1	1079,59	1075,94	1306,69	1270,19	1504,88	1397,59	1816,82	1412,50
ΔL %	-0,37		-3,13		-6,28		-19,39	

Commentaires :

- ✓ La prise en compte de ISS diminue l’effort tranchant aux étages de la structure quel que soit le type de site figure 6.7.a, b, c et d.
- ✓ La comparaison entre les sites montre que les efforts tranchants aux étages (avec et sans ISS) sont plus proches dans S1, par contre quand la déformabilité augmente les écarts augmentent.

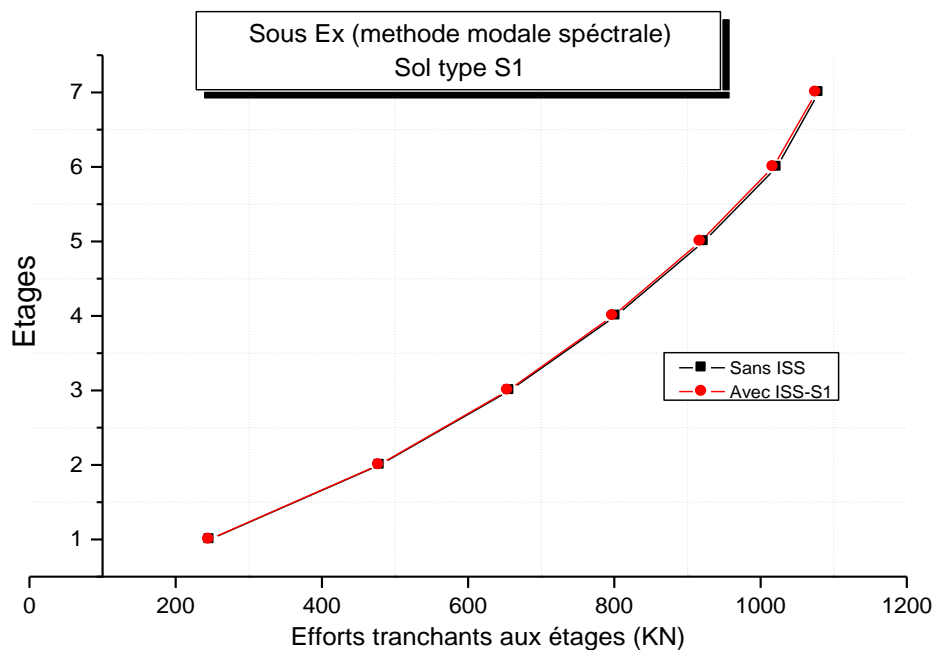


Figure 6.7a. Efforts tranchants aux étages (Méthode modale spectrale) sol S1

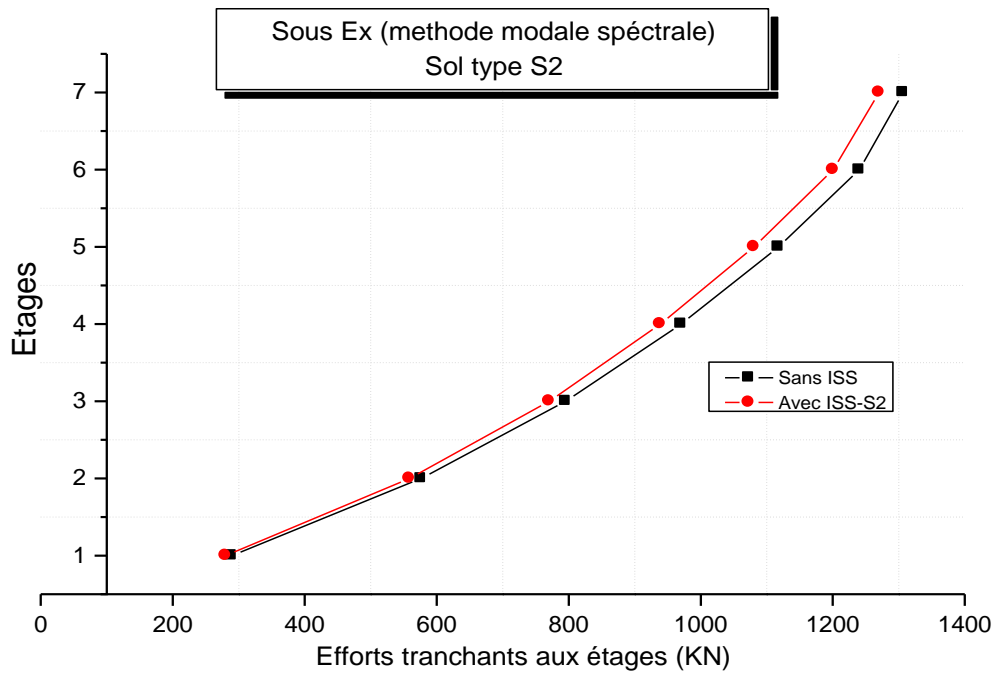


Figure 6.7b. Efforts tranchants aux étages (Méthode modale spectrale) sol S2

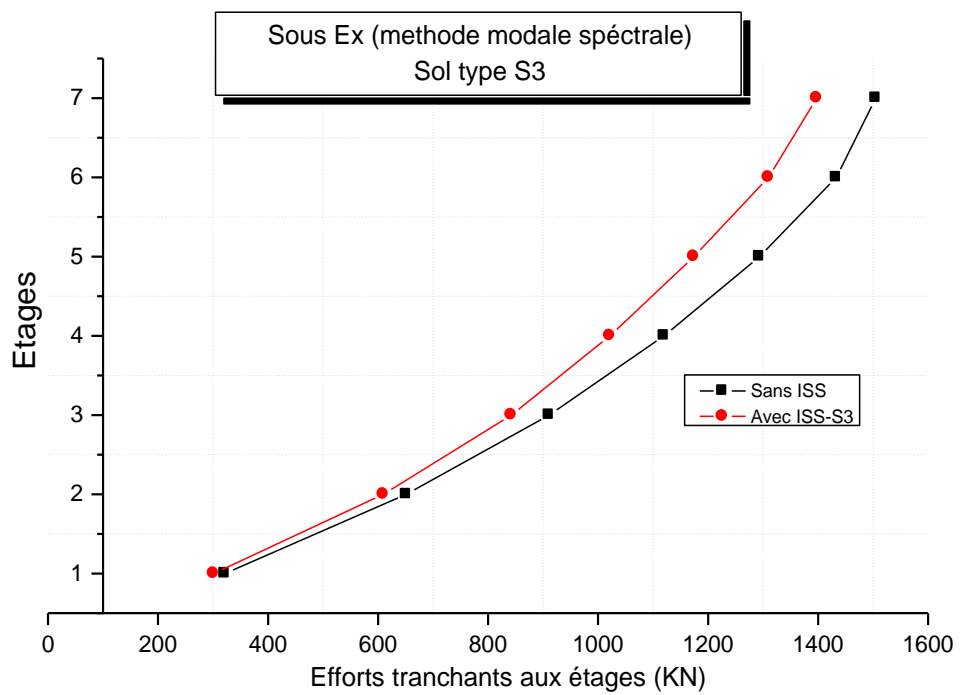


Figure 6.7c. Efforts tranchants aux étages (Méthode modale spectrale) sol S3

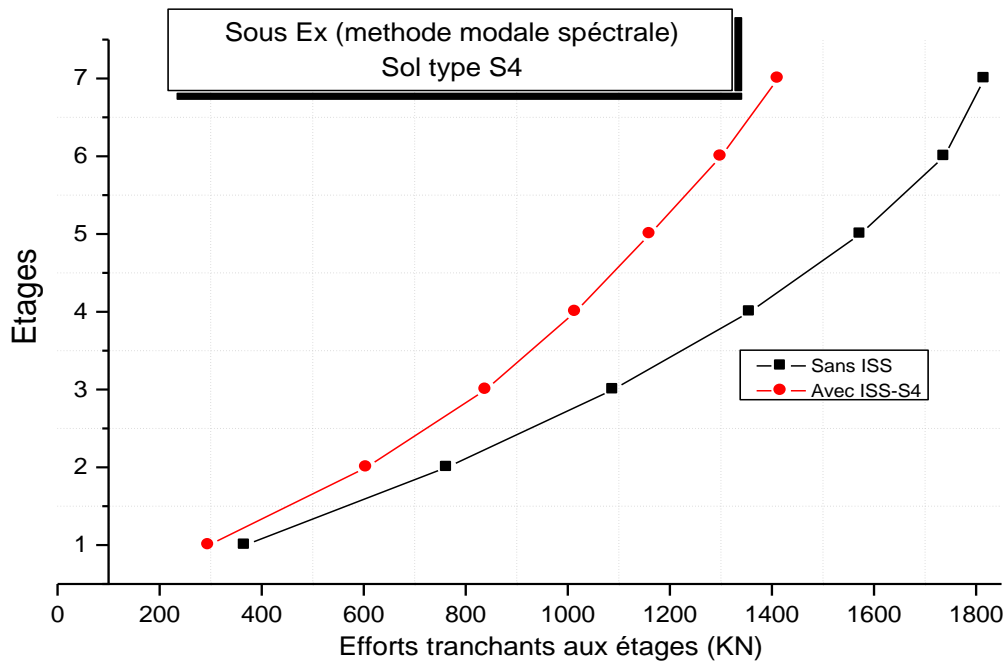


Figure 6.7d. Efforts tranchants aux étages (Méthode modale spectrale) sol S4

VI.1.4. Déplacements des étages :

1-4-1- Déplacements de dernier étage :

- Analyse dynamique par la méthode temporelle :

Commentaires :

- ✓ On observe dans ce diagramme (figure 6.8), que la valeur maximale atteint 134.48 (mm) environ dans le cas du site S4. par contre la valeur minimale est - 109.183 (mm) environ dans le cas S4 aussi.

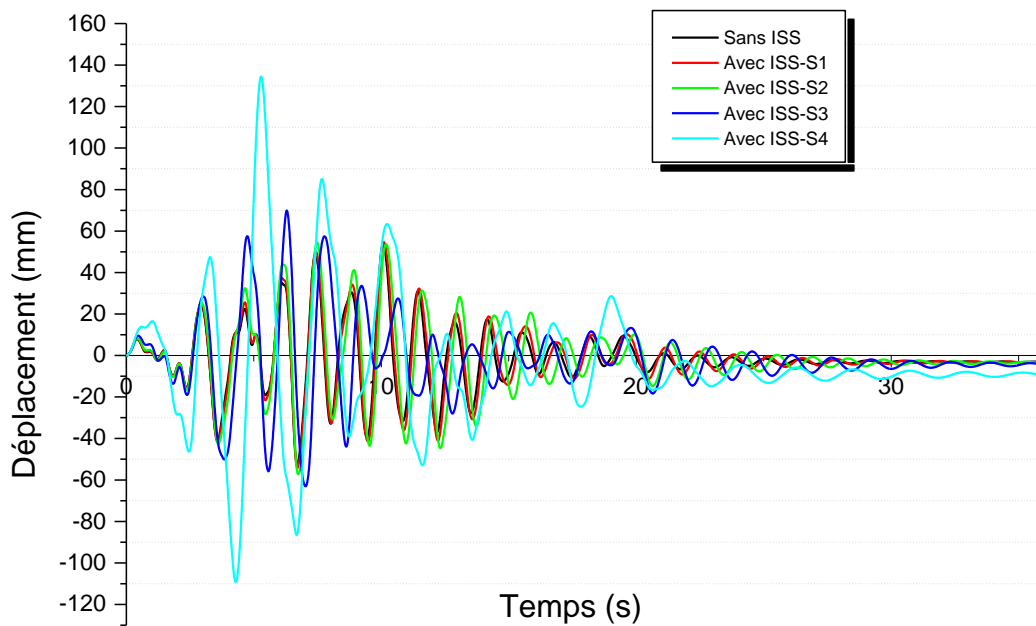


Figure 6.8. Déplacements de dernier étage (R+6)

Tableau 6.7. Valeurs maximales des déplacements (*mm*) sous accélérations

	S1	S2	S3	S4
Sans ISS	53,66	53,66	53,66	53,66
Avec ISS	54,712	55,16	69,891	134,48
ΔL %	1,96	2,80	30,25	150,62

Commentaires :

- ✓ Dans le cas sans ISS le déplacement maximale de dernier étage de la structure est constante quel que soit le type de site (figure.6.9).
- ✓ Dans le cas avec ISS .On observe une augmentation de déplacement maximale de dernier étage de la structure quand le sol est plus déformable.
- ✓ La comparaison entre les sites montre que le déplacement maximale de dernier étage de la structure (avec ISS) augmente par rapport (sans ISS) atteint de 1,96% pour le site 1 et 2,80% pour le site 2 et 30.25% pour le site 3 et de 150.62%pour le site 4.

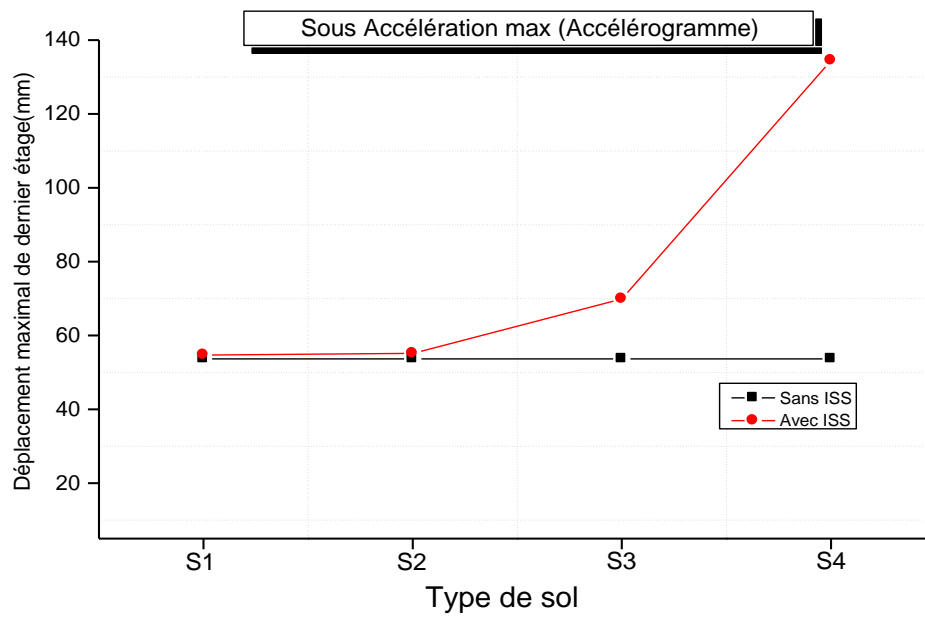


Figure 6.9. Sous accélération max (Accélérogramme)

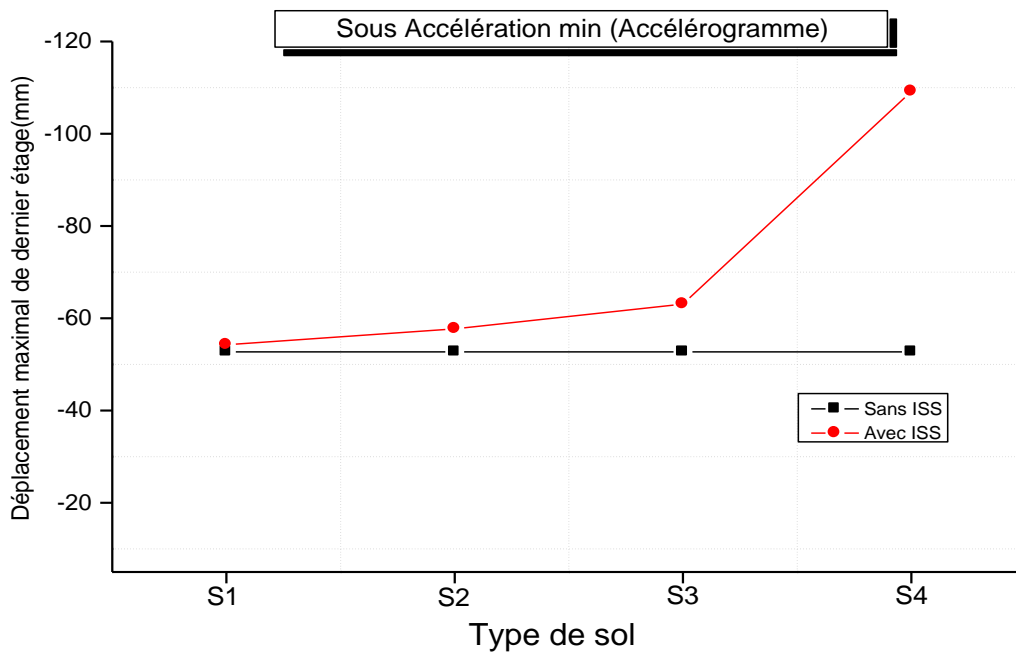


Figure 6.10. Sous accélération min (Accélérogramme)

- Analyse dynamique par la méthode modale spectrale:

Tableau 6.8. Déplacement (*mm*) maximale de dernier étage avec et sans ISS

	S1	S2	S3	S4
Sans ISS	39,143	47,525	55,046	67,012
Avec ISS	40,145	50,861	70,268	144,881
ΔL %	2,56	7,02	27,65	116,20

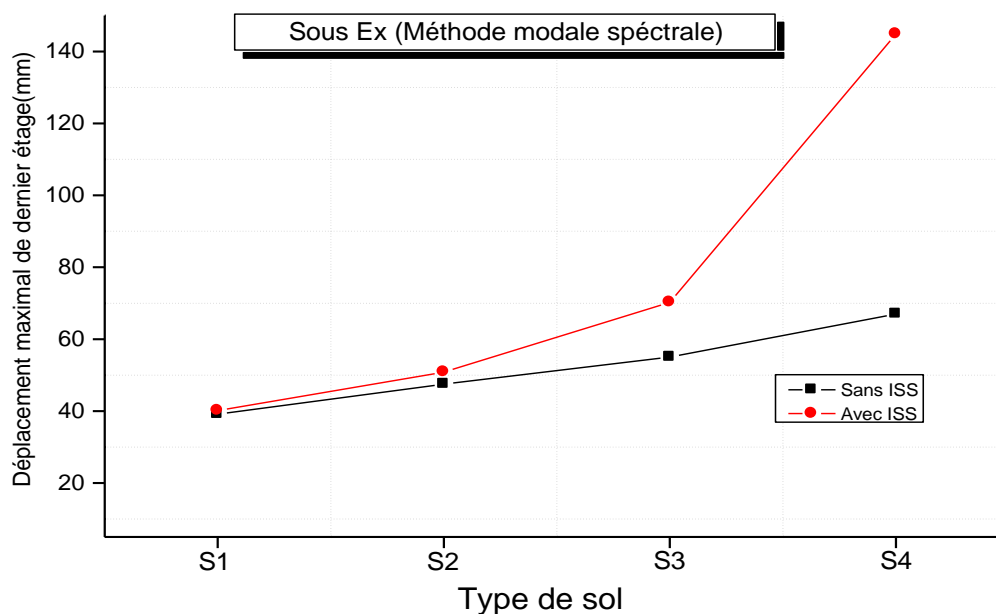


Figure 6.11. Déplacement maximale de dernier étage (Méthode modale spectrale)

- ✓ Dans le cas de la méthode modale spectrale, les valeurs de déplacement sans ISS sont toujours moins que dans le cas avec ISS.
- ✓ Dans le cas sans ISS, et contrairement à la méthode temporelle, les déplacements augmentent de S1 à S4 à cause de l'utilisation d'un spectre propre à chaque sol.
- ✓ le déplacement maximal de dernier étage de la structure augmente quand la déformabilité du sol augmente (figure.6.11).
- ✓ Cet accroissement des déplacements peut être traduit par l'augmentation de la période fondamentale.

1-4-2- Déplacements de tous les étages :

- Analyse dynamique par la méthode temporelle :

Tableau 6.9a. Déplacements (mm) maximums de tous les étages avec et sans ISS (max)

	Sans ISS	Avec ISS			
		S1	S2	S3	S4
STORY7	53,66	54,71	55,16	69,89	134,48
STORY6	51,20	52,31	52,26	64,75	120,60
STORY5	46,63	47,76	47,45	57,48	104,06
STORY4	39,95	40,79	40,36	48,64	85,74
STORY3	31,11	31,70	31,35	38,46	66,59
STORY2	20,55	20,96	21,11	26,76	47,54
STORY1	9,04	9,37	10,03	14,07	29,26
Base	0	0,14	0,51	1,92	8,50
ΔL %		1,96	2,80	30,25	150,61

Tableau 6.9b. Déplacements (mm) maximums de tous les étages avec et sans ISS (min)

	Sans ISS	Avec ISS			
		S1	S2	S3	S4
STORY7	-52,70	-54,25	-57,71	-63,08	-109,18
STORY6	-49,55	-50,99	-54,52	-59,57	-98,16
STORY5	-44,24	-45,62	-49,29	-54,26	-85,17
STORY4	-37,27	-38,50	-41,83	-46,96	-70,85
STORY3	-28,60	-29,66	-32,66	-37,78	-55,65
STORY2	-19,11	-20,05	-22,60	-26,97	-39,91
STORY1	-8,64	-9,25	-10,91	-14,69	-26,69
Base	0	-0,14	-0,55	-2,069	-8,66
ΔL %		2,94	9,51	19,69	107,16

Commentaires :

- ✓ Pour tous les types de sol la prise en compte de l'interaction augmente les déplacements de tous les étages.
- ✓ les déplacements maximums de l'ensemble des étages de la structure augmentent quand la déformabilité du sol augmente (figure.6.12).
- ✓ les déplacements de l'ensemble des étages de la structure dans le cas avec ISS-S1 sont plus voisins que dans le cas sans ISS.

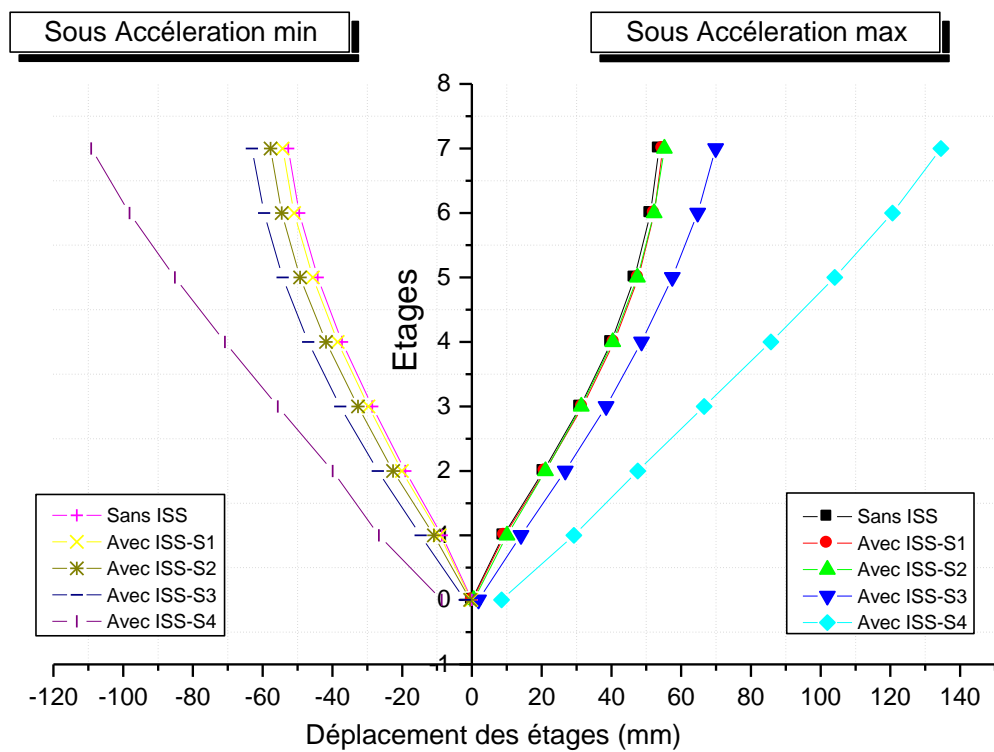


Figure 6.12. Déplacement des étages (Sous accélération min/max)

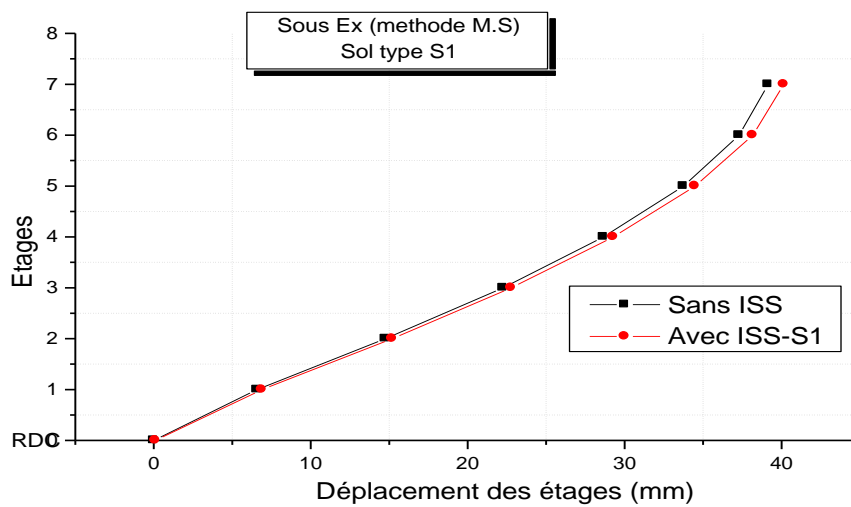
- Analyse dynamique par la méthode modale spectrale:

Tableau 6.10. Déplacements (mm) des étages avec et sans ISS (Méthode MS)

	S1		S2		S3		S4	
	Sans ISS	Avec ISS	Sans ISS	Avec ISS	Sans ISS	Avec ISS	Sans ISS	Avec ISS
STORY7	39,14	40,145	47,53	50,861	55,05	70,27	67,01	144,88
STORY6	37,30	38,169	45,29	48,135	52,47	65,61	63,91	131,45
STORY5	33,74	34,49	40,97	43,395	47,48	58,76	57,84	115,85
STORY4	28,65	29,285	34,79	36,852	40,29	49,96	49,06	98,34
STORY3	22,25	22,78	27,01	28,777	31,26	39,51	37,99	79,24
STORY2	14,76	15,193	17,91	19,418	20,69	27,66	25,07	58,83
STORY1	6,58	6,896	7,97	9,201	9,18	14,78	11,10	37,17
Base	0	0,107	0	0,471	0	2,11	0	11,05
ΔL %	2,56		7,02		27,65		116,20	

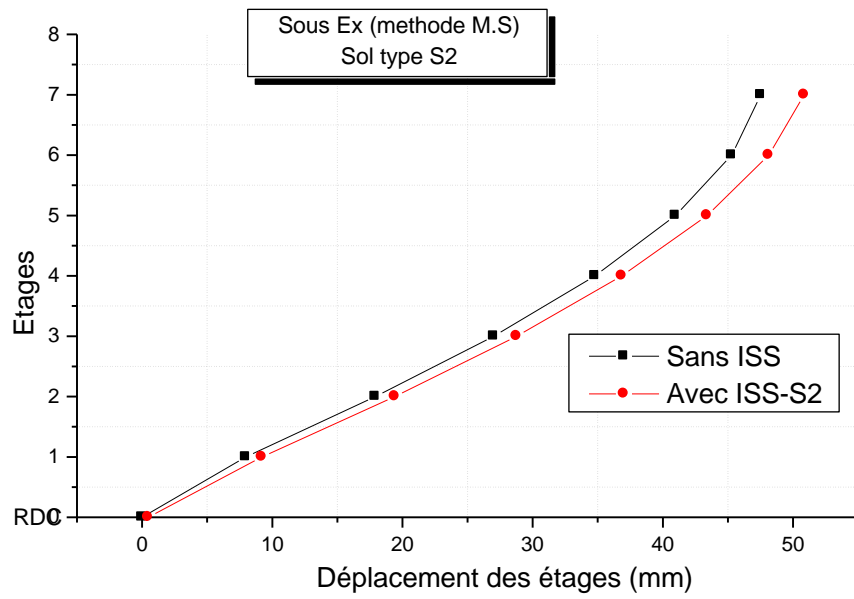
Commentaires :

- ✓ La prise en compte de ISS diminue les déplacements des étages de la structure quel que soit le type de site figure 6.13.a, b, c et d.
- ✓ La comparaison entre les sites montre que les déplacements des étages (avec et sans ISS) sont plus proches dans S1, par contre quand la déformabilité augmente les écarts augmentent.



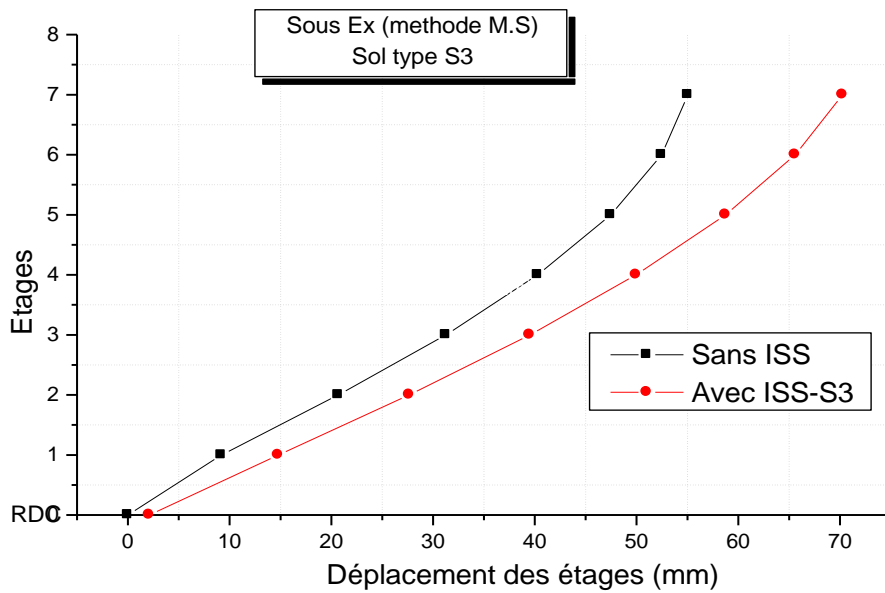
Déplacement des étages (mm)

Figure 6.13a. Déplacement des étages sol (S1)



Déplacement des étages (mm)

Figure 6.13b. Déplacement des étages sol (S2)



Déplacement des étages (mm)

Figure 6.13c. Déplacement des étages sol (S3)

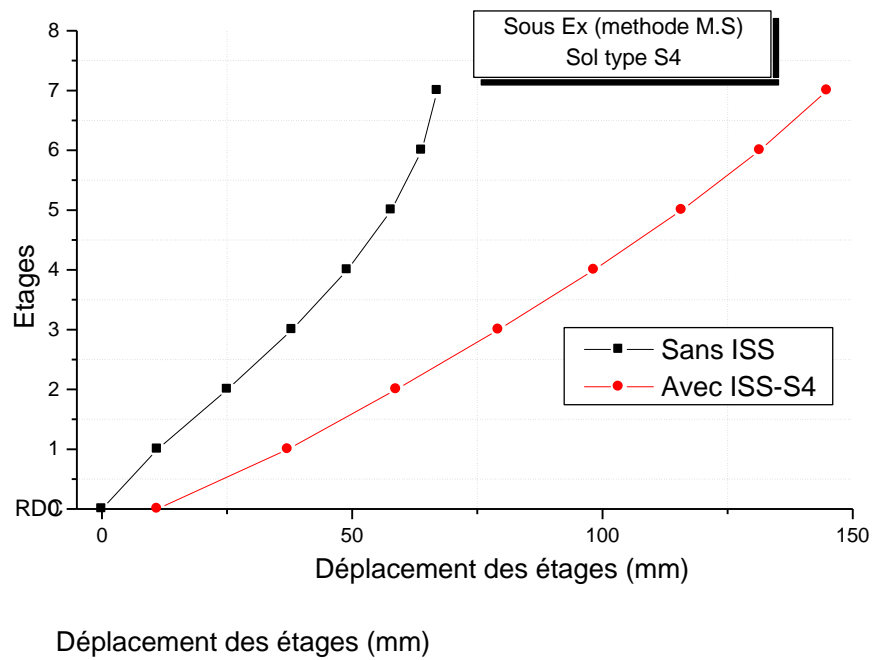


Figure 6.13d. Déplacement des étages sol (S4)

VI.1.5. Accélération de dernier étage :

Commentaires :

- ✓ On observe dans ce diagramme (figure 6.14), que la valeur maximale atteint 2.18 (m/sec^2) environ dans le cas du site S1. par contre la valeur minimale est -2.21 (m/sec^2) environ dans le cas S3.

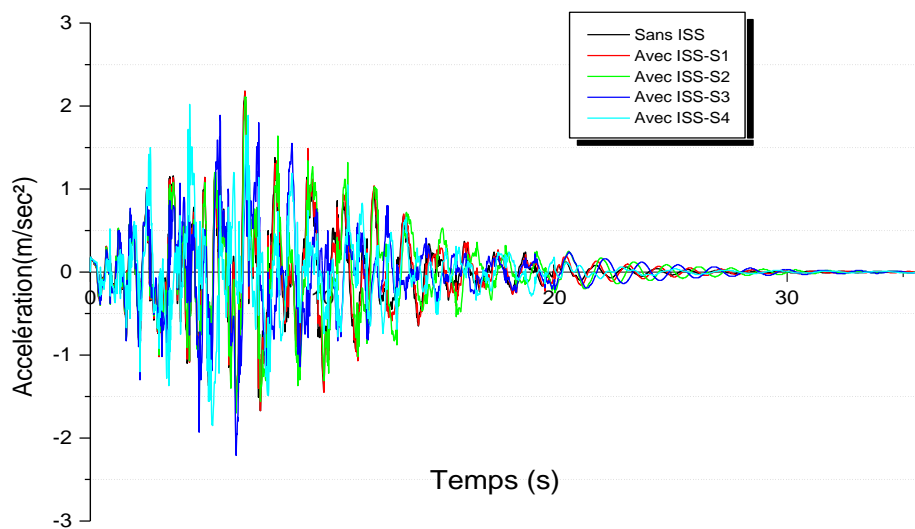


Figure 6.14. Accélération de dernier étage (R+6)

- ❖ La prise La remarque tirée de cette comparaison est que les accélérations de la structure avec ISS sont moins importantes par rapport aux accélérations de la structure sans ISS, ceci est dû au découplage entre le mouvement du sol et celui de la superstructure.

VI.2. Résultats de l'étude paramétrique des bâtiments R+6, R+4 et R+2 avec interaction (sur sol S3) :

Tableau 6.11. Comparaison des réponses des trois structures

		Période (s)	Déplacement (mm)	Accélération (m/s ²)	E.T base (KN)	
					Accle max	Accle min
R+6	Sans ISS	1.330	53.66	2.18	1423.06	-1473.67
	Avec ISS	1.560	69.89	2.21	1405.91	-1314.78
	Différence	17.30 %	30.25 %	1.37 %	-1.20 %	-10.80 %
R+4	Sans ISS	0.984	39.84	1.62	1248.62	-1477.51
	Avec ISS	1.194	44.42	1.63	1325.62	-1167.90
	Différence	21.30 %	11.50 %	0.60 %	6.16 %	-21.00 %
R+2	Sans ISS	0.603	19.00	2.17	1278.06	-1169.47
	Avec ISS	0.828	23.19	1.56	770.65	-842.99
	Différence	37.30 %	22.05 %	-28.11 %	-39.70 %	-28.00 %

VI.2.1. Déplacements :

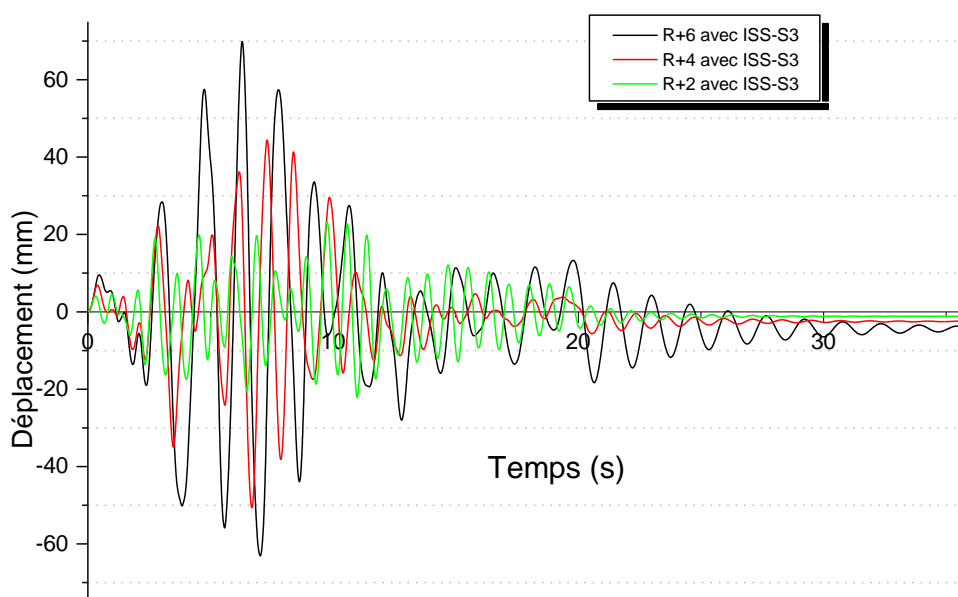


Figure 6.15. Déplacement des bâtiments R+6, R+4 et R+2 avec ISS (S3)

VI.2.2. Efforts tranchants à la base :

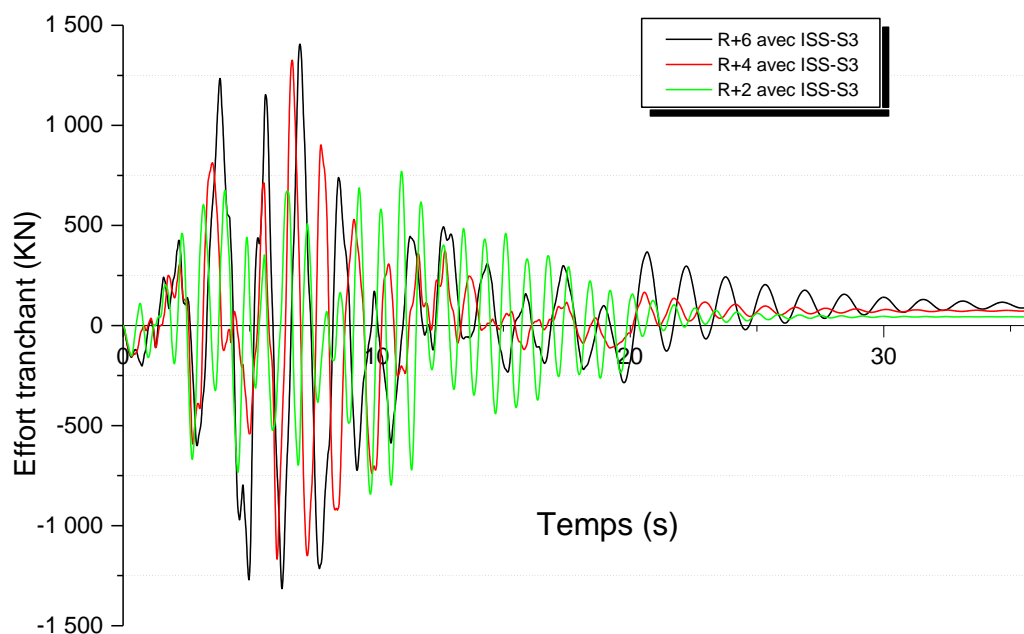


Figure 6.16. Efforts tranchants des bâtiments R+6, R+4 et R+2 avec ISS (S3)

VI.2.3. Accélération :

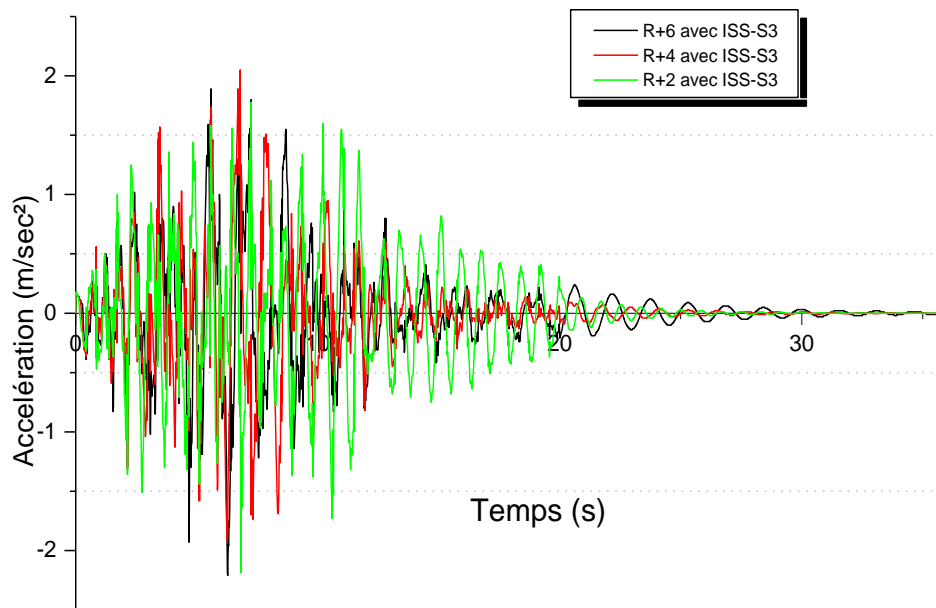


Figure 6.17. Accélération des bâtiments R+6, R+4 et R+2 avec ISS (S3)

D'après les résultats du tableau, on constate que :

- ✓ Pour la période fondamentale, et quand la hauteur de la structure augmente l'écart entre les deux cas (avec et sans ISS) diminue.
- ✓ Pour les déplacements, la structure R+6 montre une grande différence entre les deux cas (plus de 30%) par contre la structure R+4 présente la plus petite disparité (moins de 12%).
- ✓ En termes d'accélération, la structure R+6 montre toujours la plus grande différence entre les deux cas (1.37%). Par contre les valeurs dans la structure R+4 sont plus proches.
- ✓ Pour les efforts tranchants à la base, on a enregistré toujours une réduction des valeurs dans les deux cas, et cette réduction est plus remarquable dans la structure R+2 et ça peut être interprété par l'augmentation de la période fondamentale.

VI.3.Conclusion :

Dans ce chapitre, nous avons présenté les différents résultats de comparaison obtenus entre la structure sans interaction et celle avec interaction ISS. En premier lieu nous avons comparé les différentes réponses (période fondamentale, efforts tranchants déplacements, accélérations...) de la structure R+6 avec et sans ISS en utilisant les deux méthodes d'analyse à savoir la méthode temporelle et la méthode statique équivalente. Ensuite, une analyse paramétrique entre trois structure (R+2, R+4 et R+6) a été faite en tenant compte ISS et en choisissant le sol S3.

CONCLUSION GENERALE

Le comportement et la réponse d'une structure dans une zone sismique sont liés à ses caractéristiques mécaniques et aux propriétés du sol. Dans le cas des structures habituelles l'utilisation de méthodes simplifiées conduit à prendre un modèle sans interaction sol structure (ISS) en considérant la structure parfaitement encastree au niveau de sa base. Ce modèle s'avère valable dans le cas des structures rigides implantées sur des sols de bonne résistance mécanique et non déformable. Dans le cas de d'autres types de sol (mou ou moyennement mou) l'interaction sol structure intervient de façon significative.

Les simulations numériques ont été effectuées en considérant les quatre types de spectre de réponse associées aux différentes catégories de site ainsi que le même accelerogramme pour l'ensemble de sites. Le sol est modélisé par des ressorts. La démarche pour la prise en compte de l'ISS comprend les étapes suivantes:

- Le calcul de manière approchée des raideurs de sol avec les méthodes Newmark Resenbleuth; [17]
- La prise en compte de l'effet de site d'après le règlement RPA; [19]
- Le calcul de la fréquence de la structure avec des ressorts ayant ces raideurs;
- Le calcul des déplacements relatifs et absolus ;
- Le calcul de l'effort tranchant total à la base.

Les résultats présentés dans cette étude avec les hypothèses considérées ont montré l'importance de l'interaction sol-structure dans la réponse d'une structure. D'un point de vue du règlement parasismique Algérien l'effet de site est pris en compte à travers les spectres de réponse de dimensionnement spécifiques à chacun des sites. Les résultats obtenus peuvent être résumés comme suit:

- Pour le modèle sans ISS, la période fondamentale de vibration ne subit aucun changement. les déplacements et l'effort tranchant à la base de la structure qui sont issus de la méthode temporelle sont constants puisque le même accelerogramme a été utilisé, par contre utilisation de la méthode modale spectrale conduit à des résultats différents ce qui indique que l'effet de site est nul.

- Pour le modèle avec ISS il y a une évolution de la période fondamentale en fonction des sites considérés ce qui a conduit à une augmentation de période fondamentale, des déplacements relatifs et absolus, et une diminution de l'effort tranchant à la base de la structure et aux étages.
- Allant du sol S1 au sol S4, on a enregistré une augmentation de la période fondamentale, et par la suite une augmentation des déplacements que ce soit relatifs ou absolus, une diminution de l'effort à la base et aux étages,

Une étude paramétrique en considérant trois structures à savoir R+2, R+4 et R+6. Les principaux résultats sont les suivantes :

- En termes de périodes fondamentales, quand la hauteur de la structure diminue, l'écart entre le modèle avec et sans ISS augmente;
- En termes de déplacements absolus, quand la hauteur de la structure augmente, l'écart entre le modèle avec et sans ISS augmente;
- En termes d'effort tranchant à la base, quand la hauteur de la structure diminue, l'écart entre le modèle avec et sans ISS augmente;

Finalement, l'interaction sol structure intervient de façon significative et ses conséquences principales sont les suivantes :

- Augmentation de la période de vibration, qui entraîne une réduction de l'effort tranchant à la base;
- Augmentation des déplacements relatifs et absolus;
- Le pourcentage de la masse augmente pour une structure flexible sous l'effet de l'ISS et diminue pour une structure rigide.
- Augmentation de l'amortissement;

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] Alain Pecker : "Dynamique des sols", Presses de l'ENPC, Paris, 1984.
- [2] Alain Pecker : "Dynamique des ouvrages", Presses de l'ENPC, Paris, 1986.
- [3] Alain Pecker : "Interaction sol structure et comportement des fondations".
- [4] Albert Fuentes : "Bâtiments en zone sismique", Presses de l'ENPC, Paris, 1998.
- [5] Anil K. Chopra: "Dynamics of structures theory and applications to Earthquake.Engineering", University of California at Berkeley.
- [6] Branci Taib et M.Tamahoult "SICZS_ "Influence de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse dynamique des structures des bâtiments" «Thèse de doctorat». Département de Génie Civil, Faculté des Sciences et Sciences de l'Ingénieur, Université Hassiba Benbouali, Chlef, octobre 2010.
- [7] Davidovici.V : "Génie parasismique". Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris, 1985.
- [8] Davidovici.V : "La construction en zone sismique" ISBN : Groupe Moniteur (Edition Le Moniteur), Paris, 1999.
- [9] Eric Melmoux : "N°180 Secousses sismiques et équipements électriques".
- [10] Frank Sampson : "Les séismes".
- [11] Hadid, M. and Berrah, M. K., (2001). Structural , "Response for Stochastic Kinematic Interaction Earthquake Engineering and Structural.Dynamics", 30, 97-114.
- [12] Khalil Loay,Sadek Merwan et Shahrour Isam : "Influence de l'interaction sol structure (ISS) sur la fréquence fondamentale des bâtiments"«Thèse de doctorat 2009»(USTL),Polytech-Lille.
- [13] Michel PRAT : "La modélisation des ouvrages", Hermès, Paris, 1995.

[14] Milan. Zacek : “Construire parasismique (Risque sismique ; conception parasismique des bâtiments, réglementation)”.

[15] M. Oudjene , M. Meghlal, Y. Bouafia : “Influence de la catégorie de site sur le comportement sismique des structures rigides ; application des règles parasismiques algériennes 99(RPA99)”.

[16] Mémoire du magister, présenté par Benlaala Nawel “Influence de l’interaction sol-structure sur la reponse sismique des batiments” Université Mohamed Khider– Biskra Faculté des Sciences et de la Technologie Département : Génie civil et Hydraulique.

[17] Newmark and Rosenbleuth, Prentice-Hall.1971 “: Soil –interaction, adapted from fundamentals of Earthquake Engineering”.

[18] Pluralis : “Dynamique des structures” , PLURALIS, 1980.

[19] Règles parasismiques algériennes RPA99/ Version 2003.

[20] S. P. Gopal Madabhushi: “Modelling of deformations in dynamic soil structure interaction problems”.

Nous avons l'honneur de remercier avant tout -DIEU le Tout- puissant qui nous a donné le courage et la volonté pour atteindre notre objectif l'obtention du diplôme de Master en génie civil spécialité travaux publics avec mention EXCELLENT 19.50/20.

A tous ceux ou celles qui nous apportés leur soutien, toute notre sincère reconnaissance et nos remerciement les plus distingués.

الحمد لله أتمننا مناقشة رسالة التخرج لشهادة الماستر تخصص أشغال عمومية بتقدير امتياز 19.5/20 مع رفيقة الدرب Lilya AMANI.

نتقدم بجزيل الشكر لكل من ساندنا من قريب أو من بعيد فالله لن أنسى هذا اليوم 27 جوان 2018 ما دمت حيا .

