



FACULTÉ DES SCIENCES APPLIQUÉES
DÉPARTEMENT GÉNIE CIVIL

Mémoire de fin d'études en vue de l'obtention du diplôme de Master

Spécialité : Génie Civil

Option : Génie de la construction

Présenté par :

MEDJERNENE Sanaa

ZBOUDJ Kheira

Sujet du mémoire

**Influence de l'interaction sol-structure sur la
réponse sismique des bâtiments en béton
armé**

Soutenu publiquement le 24/05/2017. devant le jury composé de :

Mr, A.B.BENYAMINA

Mr, M.MIMOUNI

Mr, B.DJEBLI

Mr, G.ABADA

Mr, D.I.KLOUCHE

Président

Rapporteur

Examineur

Examineur

Examineur

Remerciements

*Nous adressons en premier lieu notre reconnaissance à notre **DIEU** tout puissant, de nous donné la santé et la volante d'entamer et de terminer ce mémoire.*

*Nous adressons le grand remerciement à notre encadreur Ms **MIMOUNI.M** qui à proposé le thème de ce mémoire, pour ses conseils, son soutiens moral et ses dirigés du début à la fin de ce travail.*

Nous somme conscientes de l'honneur que nous a fait le membre du jury d'avoir accepté d'examiner notre travail.

Nous n'oublions pas de dire un grand merci à toutes les personnes, tous les professionnels qui ont contribuées de près et de loin à l'enrichissement de notre travail et à notre épanouissement intellectuel.

*Nous remercions également tous les enseignants du département de Génie Civil de l'université d'**IBN KHALDOUN** qui ont participé à notre formation pendant tout le cycle universitaire.*



Dédicace

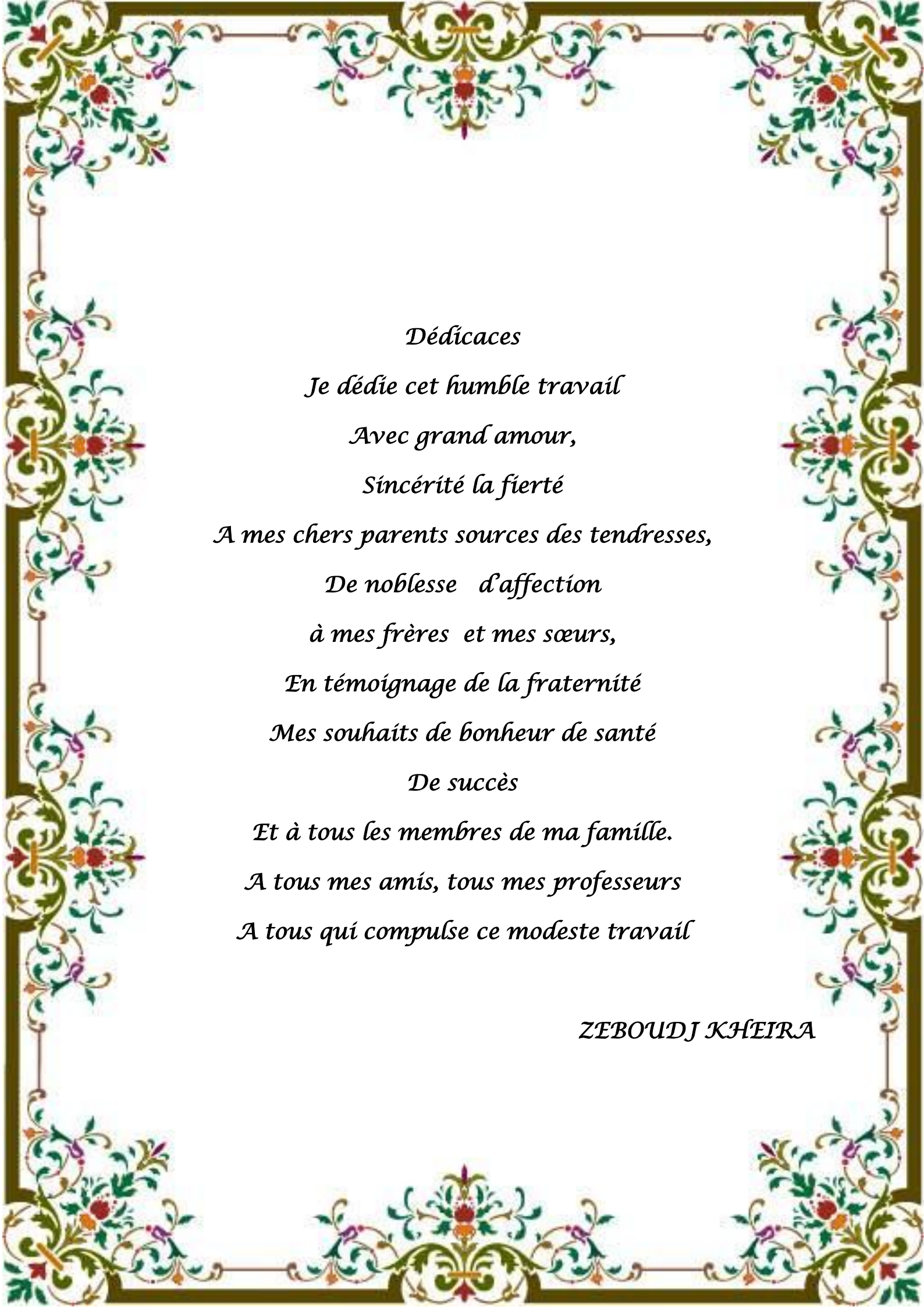
Je dédie ce mémoire à :

Mes chers parents, que nulle dédicace ne puisse exprimer mes sincères sentiments, pour leur patience illimitée, leur encouragement contenu, leur aide, en témoignage de mon profond amour et respect pour leurs grands sacrifices.

Mes chers frères : MOHAMED, ZAKARIA, BILLEL et OUSSAMA, pour leur grand amour et leur soutien qu'ils trouvent ici l'expression de ma haute gratitude.

Mes chers amis qui sans leur encouragement ce travail n'aura jamais vu le jour et à toute ma famille et à tous ceux que j'aime.

MEDJERNENE SANAA



Dédicaces
Je dédie cet humble travail
Avec grand amour,
Sincérité la fierté
A mes chers parents sources des tendresses,
De noblesse d'affection
à mes frères et mes sœurs,
En témoignage de la fraternité
Mes souhaits de bonheur de santé
De succès
Et à tous les membres de ma famille.
A tous mes amis, tous mes professeurs
A tous qui compulse ce modeste travail

ZEBOU DJ KHEIRA

Résumé

Selon les caractéristiques de la structure et le mouvement du sol, l'interaction sol structure peut avoir un effet sur la magnitude des forces induites à la structure en question.

L'évaluation sismique des bâtiments dépend de la nature du mouvement du sol, des propriétés mécaniques et physiques de la structure et de celles du sol. Il y a donc interaction entre la structure et le milieu extérieur. Ce phénomène peut décrire les effets qui se produisent dans le plan du contact sol-structure de sorte que, dans l'analyse de la réponse dynamique, non seulement les propriétés structurelles soient incluses mais également les propriétés du sol sous-jacent. L'interaction sol structure peut donc contribuer à amplifier ou à diminuer la réponse dynamique de la structure.

L'influence de l'interaction sol-structure sur les bâtiments en béton armé est étudiée.

Le comportement sismique d'un bâtiment en béton armé à usage d'habitation (R+4) dans une zone à forte sismicité est analysé 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 avec quatre variantes de sol (sol rocheux, sol ferme, sol meuble et sol très meuble)

L'analyse de la réponse dynamique du bâtiment concerne les périodes fondamentales, les efforts tranchants à la base, les déplacements et les niveaux d'endommagement avec et sans interaction. Cette analyse montre l'importance de la prise en compte de ce phénomène au stade de la conception du projet pour différents types de sol. L'étude est réalisée en utilisant le code Sap2000 .V14 où la structure est modélisée par des éléments barres et le sol par des ressorts discrets.

Mots –clefs :

Interaction sol-structure, séisme, fondation, dynamique, modélisation

Abstrat

According to on the characteristics of the structure and the movement of the ground, the ground structure interaction can have an effect on the magnitude of forces induced at the structure in question. Seismic evaluation of buildings depends on the nature of the ground movement, the mechanical and physical properties of the structure and the ground. There is interaction between the structure and the external environment. This phenomene can describe the effects that occur in the plane of soil-structure contact so that in the dynamic response analysis not only the structural properties are included but also the properties of the underlying soil. The ground structure interaction can thus contribute to amplify or decrease the dynamic response of the structure.

The influence of soil-structure interaction on reinforced concrete buildings is studied.

The seismic behavior of a reinforced concrete building (R + 4) in a high-seismic zone is analyzed first by considering the assumption of perfect embedding at the base (classic model). In a second model (soil-structure model), we consider soil-structure coupling with four soil variants (rocky soil, firm soil, loose soil and very loose soil)

The analysis of the dynamic response of the building refers to the fundamental periods, the cutting forces at the base, the displacements and the levels of damage with and without interaction. This analysis shows the importance of taking this phenomenon into account at the design stage of the project for different types of soil. The study is carried out using the code Sap2000 .V14 where the structure is modeled by bar elements and the ground by discrete springs.

Keywords :

Soil-structure interaction, earthquake, foundation, dynamics, modeling

الخلاصة

وفقاً لخصائص المبنى و حركة التربة، فإن التأثير المتبادل بين التربة و المبنى يولد قوى داخلية في المبنى و يرتبط السلوك الزلزالي للمنشأ بطبيعة موجات الأرض الزلزالية، التي تأتي إليها من خلال الأساسات، و استجابة المبنى لشدة الزلزال و لا ترتبط فقط بخصائص المبنى و لكنها تشمل أيضاً الخصائص الميكانيكية للتربة و لهذا نأخذ بعين الاعتبار التأثير المتبادل و التفاعل بين التربة و المبنى.

و في هذا العمل نبين انه يمكن أن ندرس التغيرات الطارئة على المنشأ (مبنى لاستخدام سكني مكون من خمس طوابق في منطقة زلزالية عالية).

نقوم أولاً بدراسة المبنى بالقاعدة الكلاسيكية (تركيب مثالي في القاعدة) و ثانياً ندرس المبنى بوجود تفاعل بين التربة و الأرض، والذي نلجأ إليه بتمثيله بمجموعة من النواض و ذلك مع كل أنماط التربة (تربة صخرية، تربة صلبة، تربة لينية، تربة لينية جداً).

قمنا بهذه الدراسة باستخدام نظام SAP2000 V14.0.0

المفاهيم الأساسية:

التفاعل المتبادل بين التربة و المبنى، الزلزال، الأساسات، الحركة، النمذجة .

Sommaire :

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre I : Généralité sur le séisme

I.1 Introduction.....	4
I.2 La sismicité dans le monde	4
I.3 Les caractéristiques de la source sismique.....	5
I.3.1 Hypocentre (ou foyer).....	6
I.3.2 Epicentre	6
I.3.3 Magnitude	6
I.3.4 Intensité.....	7
I.3.5 La faille	8
I.3.6 Ondes sismiques.....	10
I.3.7 Le sismographe (ou sismomètre)	12
I.4 Le risque sismique	13
I.5 Histoire d'activité sismique en Algérie.....	13
I.6 Risque sismique en Algérie	14
I.6.1 Aléas sismiques en Algérie	14
I.6.1.1 Caractéristiques de l'aléa	16
I.6.1.2 Les zones sismogènes de la région nord	17
I.6.2 La vulnérabilité en Algérie	18
I.7 Conclusion	22

Chapitre II : Interaction sol structure

II.1 Introduction	24
II.2 Etude du problème d'interaction sol structure.....	25
II.3 Les effets de l'interaction sol structure.....	26
II.4 Modélisation de l'interaction sol structure	27

II.5 Formulation de l'interaction sol structure	28
II.6 Inventaire des méthodes	29
II.6.1 Méthode de NEWMARK –ROSENBLEUETH.....	29
II.6.2 Méthode de Deleuze	30
II.7 Modèle analogique simplifié	31
II.7.1 Méthode directe	32
II.7.2 Méthode de sous structure	35
II.7.3 Méthodes hybrides.....	36
II.8 Problèmes limites et idéalisation des problèmes réalistes	37
II.9 Conclusion.....	38

Chapitre III : la modélisation du bâtiment étudié

III.1 Description du bâtiment	40
III.2 Modélisations linéaire	40
III.2.1 Caractéristiques géométriques.....	40
III.2.2 Ossature et système constructif adopté	41
III.2.2.1 Planchers	41
III.2.2.2 Poteaux	42
III.2.2.3 Poutres	42
III.2.3 Les matériaux et leurs caractéristiques.....	42
III.2.3.1 Le béton.....	42
III.2.3.2 Aciers	43
III.3 Dimensions et ferrailage des poteaux et des poutres de la structure à 5 niveaux	44
III.4 Les charges réglementaires	44
III.4.1 Les charges permanentes G.....	44
III.4.2 Les charge d'exploitation Q	44
III.5 Descente de charges	45
III.5.1 Introduction	45

III.5.2 Fonctionnement mécanique d'une structure de type Bâtiment	45
III.5.3 Hypothèses	45
III.5.4 Plancher terrasse.....	45
III.5.5 Plancher étages Courants	46
III.5.6 Mures extérieure en maçonnerie	46
III.5.7 Etude de l'acrotère.....	47
III.5.7.1 Surface de l'acrotère.....	47
III.6 Chargement des portiques	47
III.6.3 Calculs des Poids.....	48
III.7 Modélisation de la structure avec le logiciel SAP2000/Version14.0.0.....	50
III.7.1 Introduction	50
III.7.2 Modélisation de la structure	51
III.7.3 Différentes étapes de modélisation avec le logiciel SAP 2000.....	51
III.7.4 Modélisation de la structure dans le domaine élastique linéaire.....	51
III.7.4.1 Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés.....	51
III.7.4.2 Définition des éléments de la structure	51
III.7.4.3 Chargement de la structure.....	52
III.8.3 Calcul de la force sismique	55
III.8.4 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur	55
III.9 Les résultats de l'analyse linéaire élastique	56
III.9.1 Les périodes (T)	56
III.9.2 Les modes de vibrations.....	57
III.10 Vérifications exigées par le RPA/version2003	58
III.10.1 Vérification de l'effort tranchant à la base (Article 4.6.3 rpa99/2003).....	58
III.10.2 Vérification des déplacements relatifs	58
III.10.3 L'Effet P- Δ	59
III.11 Modélisation non linéaire (push-over) de la structure.....	60

III.11.1 Définition de l'analyse Push-over	60
III.11.2 Objectifs d'une analyse Push-over	60
III.11.3 Définition du comportement non linéaire des poteaux et des poutres	61
III.11.4 Introduction des rotules plastiques	61
III.11.5 Définition du chargement de l'analyse push-over.....	63
III.11.5.1 Définition de l'analyse push over sous charges gravitaires	64
III.11.5.2 Définition de l'analyse push over sous charges horizontales (sens X)	64
III.11.5.3 Définition de l'analyse push over sous charges horizontales (sens-Y)	65
III.11.6 Niveaux de dommages	66
III.11.7 Résultats de l'analyse statique non-linéaire (push-over).....	67
III.12 Conclusion.....	69

Chapitre IV : Etude paramétrique

IV.1 Introduction :.....	71
IV.2 Classification des sites selon le RPA 99 (ver 2003) :	71
IV.3 Modélisation de la structure :.....	72
IV.4 Modélisation du sol (ressorts de sol) :	72
IV.5 Résultats de l'analyse linéaire élastique :.....	76
IV.5.1 Les périodes :	76
IV.5.2 Les efforts tranchants :.....	77
IV.5.3 Déplacement absolue linéaire suivant l'axe x :.....	79
IV.5.4 Déplacement absolue linéaire suivant l'axe y :.....	80
IV.5.5 Le déplacement relatif linéaire suivant l'axe x :.....	81
IV.5.6 Le déplacement relatif linéaire suivant l'axe y :.....	82
IV.6 Résultats de l'analyse push over	83

IV.6.8 : les niveaux de dommage :84

VI.7 Conclusion87

La liste des figures

Chapitre I : Généralité sur le séisme

Figure I.1 : Les zones de sismicité se trouvant aux lignes inter – plaquent..... 5

Figure I.2 : Caractéristiques d'un séisme..... 5

Figure I.3: Cycle sismique 8

Figure I.4 : Caractéristiques d'une faille normale..... 8

Figure I.5: Caractéristiques d'une faille inverse 9

Figure I.6 : Caractéristiques d'une faille décrochant 9

Figure I.7 : Mouvement des particules au passage d'une onde P10

Figure I.8 : Mouvement des particules au passage d'une onde S11

Figure I.9: Caractéristiques des ondes de Rayleigh11

Figure I.10 : Caractéristique des ondes de Love12

Figure I.11 : Schéma d'un sismomètre12

Figure I.12 : Conception, critères et caractéristiques.....13

Figure I.13 : Les principales failles intra-plaque de l'Algérois16

Figure I.14 : Carte de l'aléa sismique maritime en Algérie17

Figure I.15 : Carte de l'activité sismique du nord algérien.....18

Figure I.16 : Carte de classification des zones sismiques par wilaya19

Figure I.17 : Densité de la population par wilaya en 200820

Figure I.18 : Concentration économique dans le nord Algérien21

Chapitre II : Interaction sol- structure

Figure II.1 : Schématisation de l'interaction sol structure25

Figure II.2 : Interaction sol – structure25

Figure II.3 : Phénomène "coup de fouet" qui peut être amplifié par l'ISS26

Figure II. 4 : Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS.....27

Figure II. 5 : Modélisation de l'ISS.....28

Figure II. 6: Abaques donnant les coefficients de New mark β_z , β_x et β_Φ 30

Figure II.7. Modèle simplifié d'interaction sol – structure	31
Figure II.8: Modèle en éléments finis sol-structure en tant que problème limite.....	32
Figure II 9 : Méthodes multi étapes	32
Figure II. 10 : Système sol-structure.....	33
Figure II.11 : Schématisation d'un problème d'interaction Sol structure en éléments finis....	34
Figure II.12 : Modélisation de la méthode l'analyse de par sous structure	35
Figure II.13 : Interaction Sol-Structure	36
Figure II.14 : Schématisation d'une méthode de sous structure.....	36

Chapitre III : Modélisation du bâtiment étudié

Figure III.1 : Vue en 3D du bâtiment	40
Figure III.2 : Vue en plan du bâtiment	41
Figure III.3 : plancher en corps creux	42
Figure III.4 : Composition du plancher terrasse inaccessible.....	45
Figure III.5 : Composition du plancher étage courant, R.D.C	46
Figure III.6 : Acrotère.....	47
Figure III.7 : Représentation des poids du bâtiment existant	49
Figure III.8 : Spectre de réponse	52
Figure III.9 : Translation dans le sens Y (mode 1).....	57
Figure III.10 : Translation dans le sens X (mode 2).....	57
Figure III.11: Rotation dans le sens Z (mode 3).....	57
Figure III.12 : Signification phtisque	60
Figure III.13 : Introduction des rotules plastiques des poutres.....	62
Figure III.14 : Types de rotules plastiques (cas des poutres).....	62
Figure III.15 : Introduction des rotules plastiques des poteaux.....	63
Figure III.16 : Types de rotules plastiques (cas des poteaux).....	63
Figure III.17: Définition de l'analyse push-over sous charges gravitaires.....	64
Figure III.18: Définition de l'analyse push-over sous charges horizontales suivant l'axe X..	65

Figure III.19: Définition de l'analyse push-over sous charges horizontales suivant l'axe Y.65

Figure III.20 : Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages66

Figure III.21 : Courbe de capacité (sens X)67

Figure III.22 : Courbe de capacité (sens-Y)67

Figure III.23 : Formation des rotules plastiques (vue en 3D).....68

Figure III.24 : Formation des rotules plastiques (sens X)68

Figure III.25 : Formation des rotules plastiques (sens-Y)69

Chapitre IV : Etude paramétrique

Figure IV.1 : Abaques donnant les coefficients de NEWMARK β_z , β_x et $B\phi$73

Figure IV.2 : Evaluation de la 1ère périodes fondamentales (s) en fonction de site (Avec et sans ISS).76

Figure IV.3: Histogramme d'évaluation de la 1ère périodes fondamentale (s) en fonction de site (Avec et sans ISS).77

Figure IV.4 : Effort tranchant (V_x en KN) à la base en fonction du site avec et sans ISS.78

Figure VI.5: Effort tranchant (V_y en KN) à la base en fonction du site avec ou sans ISS.78

Figure IV.6 : Déplacements absolus linéaires suivant x avec et sans ISS.79

Figure IV.7 : Déplacements absolus linéaires suivant y avec et sans ISS.80

Figure IV.8 : Déplacements relatifs linéaires suivant x avec et sans ISS.81

Figure IV.9 : Déplacements relatifs linéaire suivant y avec et sans ISS.82

Figure IV.10:les courbes de capacités du bâtiment existant au sens (x).83

Figure IV.11:les courbes de capacités du bâtiment existant au sens (y).84

Figure IV.12 : Les formations des rotules plastiques sans ISS suivant sens x et y84

Figure IV.13 : Les formations des rotules plastiques avec ISS (S1) suivant sens x et y85

Figure IV.14 : Les formations des rotules plastiques avec ISS (S2) suivant sens x et y85

Figure IV.15 : Les formations des rotules plastiques avec ISS (S3) suivant sens x et y86

Figure IV.16 : Les formations des rotules plastiques avec ISS (S4) suivant sens x et y86

Liste des tableaux

Chapitre I : Généralité su le séisme

Tableau I.1 : Classification des magnitudes sur l'échelle de Richter	6
Tableau I.2 : Classification de l'intensité sur l'échelle EMS	7
Tableau I.3 : Historique de la sismicité en Algérie	14
Tableau I.4 : Occupation déséquilibrée du territoire algérien	20

Chapitre II : Interaction-sol structure

Tableau II. 1 : Coefficient d'amortissement et de raideur	29
--	----

Chapitre III : Modélisation du bâtiment étudié

Tableau III.1 : Les dimensions des poutres et des poteaux	44
Tableau III.2: Les charges décente sur plancher terrasse dans le sens principal	47
Tableau III.3 : les charges décente sur plancher terrasse dans le Sens secondaire	47
Tableau III.4 : les charges décente sur plancher étages courant :(2+3) dans le sens principal.....	48
Tableau III.5 : les charges décente sur plancher étages courant :(2+3) dans le sens secondaire	48
Tableau III.6 : les charges décente sur plancher étages courant (RDC+1) dans le sens principal	48
Tableau III.7 : les charges décente sur plancher étages courant (RDC+1) dans le sens secondaire.....	48
Tableau III.8 : Inerties massiques des planchers	50
Tableau III.9 : Coefficient d'accélération de zone A	53
Tableau III. 10 : Facteur de qualité	55
Tableau III.11 : Forces sismiques au niveau des étages	56
Tableau III.12 : Périodes du bâtiment existant correspondant aux différents modes de Vibration.....	56
Tableau III.13: Condition de l'effort tranchant	58
Tableau III.14 : Déplacements des différents niveaux dans le sens X et le sens Y.....	58

Tableau III.15 : L'effet P- Δ dans le sens X et Y59

Chapitre IV : Etude paramétrique

Tableau IV. I: Caractéristiques des différentes catégories de site 72

Tableau IV.2 : Les formules de NEWMARK-RESENBLUETH.....73

Tableau IV.3 : Coefficient de raideur de ressort latéral du le sol74

Tableau IV.4 : Coefficient de raideur de ressort latéral du sol74

Tableau IV.5: Coefficient de raideur de ressort latéral du sol75

Tableau IV.6: Coefficient de raideur de ressort latéral du sol75

Tableau IV.7 : les périodes de calcul avec et sans ISS76

Tableau IV.8: les efforts tranchants à la base (V_x et V_y) avec et sans ISS77

Tableau IV.9: Déplacement absolue linéaire suivant x avec et sans ISS79

Tableau IV.10 : Déplacement absolue non linéaire suivant y avec et sans ISS80

Tableau IV.11 : Déplacement relatif non linéaire suivant x avec et sans ISS81

Tableau IV.12 : Déplacement relatif non linéaire suivant y avec et sans ISS.82

Introduction générale

Introduction générale :

Depuis le séisme d'El Asnam de 1980 et le séisme de Boumerdes 2003, de nombreux travaux de recherche ont été menés les sites sont classés en Cinq catégories en fonction des propriétés des sols qui les constituent. dans le but d'atténuer les effets des séismes sur les constructions. Selon les règles RPA99 chaque type de sol est associé à un spectre de réponse élastique calculé en fonction des caractéristiques du site considéré et de celle de la structure étudiée.

L'intensité avec laquelle un séisme est ressenti en un lieu donné dépend dans une large mesure de la nature des terrains traversés par les ondes sismiques et des conditions locales, il convient donc d'adapter le spectre de réponse à utiliser dans les calculs à la nature du site considéré. Par ailleurs, il est important dans certains cas de tenir compte de l'action sol-fondation-structure.

L'interaction sol structure est un concept qui cherche à montrer que pour une structure reposant sur un sol de fondation il existe une influence réciproque dans le comportement du sol et de la structure. Selon les caractéristiques de la structure et le mouvement du sol, 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 mouvements sismiques du sol sont transmis à travers ses fondations au système fondation-structure. La complexité du problème d'interaction sol structure réside dans l'intégration et le couplage des deux éléments, le sol et la structure.

Ce phénomène peut décrire les effets qui se produisent dans le plan du contact entre la masse de sol et la structure, de sorte que, dans l'analyse de la réponse dynamique, non seulement les propriétés structurelles soient incluses mais également les propriétés du sol sous-jacent. L'interaction sol structure, peut contribuer à amplifier ou à diminuer la réponse dynamique de la structure.

Le comportement sismique d'un ouvrage dépend du mouvement sismique imposé par le sol à la réponse dynamique de l'ouvrage, du comportement des fondations pendant et après le séisme, ainsi que la capacité de résistance de la superstructure. La prise en compte des caractéristiques du sol, qui jouent un rôle important sur les de la structure, revêt donc une importance particulière dans l'étude des effets de l'interaction sol structure sur la réponse sismique de l'ouvrage.

Problématique :

L'étude menée consiste à montrer l'influence de l'interaction sol-structure sur le comportement sismique des structures en portiques. 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.

Concernant ce travail, les questions qui peuvent être posées sont les suivantes :

- Quelle est l'influence de l'interaction sol-structure sur le comportement globale du bâtiment étudié ?
- Quel est l'effet de la catégorie du sol sur la réponse sismique du bâtiment étudié ?

Organisation du mémoire:

Le présent mémoire est composé de quatre chapitres, une introduction générale et conclusions générale.

- Le premier chapitre de cette étude est un rappel des phénomènes sismiques, il comprend quelques généralités sur les séismes pour mieux comprendre le phénomène.
- L'interaction sol-structure fait l'objet du deuxième chapitre ; dans ce chapitre on montre l'importance de l'interaction sol-structure, la formulation, 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.
- Dans le troisième chapitre, on présente l'analyse numérique d'un bâtiment en Portiques en béton armé, l'étude comporte une simulation dynamique en utilisant le code de simulation SAP2000.V14 qui nous permet de déterminer les périodes, les facteurs de participation modale, les déplacements, et les modes propres, et l'effort tranchant à la base et les différentes déformées
- Dans le quatrième chapitre on présente une étude paramétrique. afin d'évaluer l'influence des conditions du sol sur la réponse sismique du bâtiment.
- Enfin le travail se termine par une conclusion générale résumant tous les résultats obtenus.

Chapitre I :

Généralités sur le

séisme

I.1 Introduction :

Le séisme à ce jour est la catastrophe naturelle la plus meurtrière. Cette catastrophe résulte d'une rupture brutale des roches provoquant de nombreuses secousses. Ce phénomène entraîne des conséquences inimaginables d'un point de vue humain, environnemental et économique. On pourra alors se demander le nombre de victimes causé par ces séismes, beaucoup trop, aujourd'hui l'homme doit apprendre à vivre avec un séisme, pour cela il doit connaître sa nature, son environnement et les moyens mis en œuvre pour atténuer toutes ces conséquences. Des pays comme le Japon, la Turquie ou encore le Chili sont continuellement touchés par cette catastrophe naturelle, les séismes sont pour eux un élément de la vie quotidienne [16].

Un séisme ou un tremblement de terre se traduit en surface par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. La croûte terrestre est constituée de plusieurs grandes plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres : certaines s'écartent, d'autres convergent, et d'autres coulissent. Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques.

Lorsque les contraintes dépassent un certain seuil, une rupture d'équilibre se produit et donne naissance aux ondes sismiques qui se propagent dans toutes les directions et atteignent la surface du sol. Ces mouvements du sol excitent les ouvrages par déplacement de leurs appuis et sont plus ou moins amplifiés dans la structure. Le niveau d'amplification dépend essentiellement de la période de la structure et de la nature du sol. Ce qui implique de bien faire toute une étude pour essayer de mettre en exergue le comportement dynamique de l'ouvrage [18].

I.2 La sismicité dans le monde :

Met en évidence des zones à activité hautement sismique en rapport avec leur localisation aux frontières inter-plaques telles que : En Asie (Japon, Chine, Indonésie, Himalaya), au Proche-Orient (Turquie, Afghanistan) en Afrique du nord (Algérie, Maroc) et en Amérique (Chili, Mexique, USA) [16].

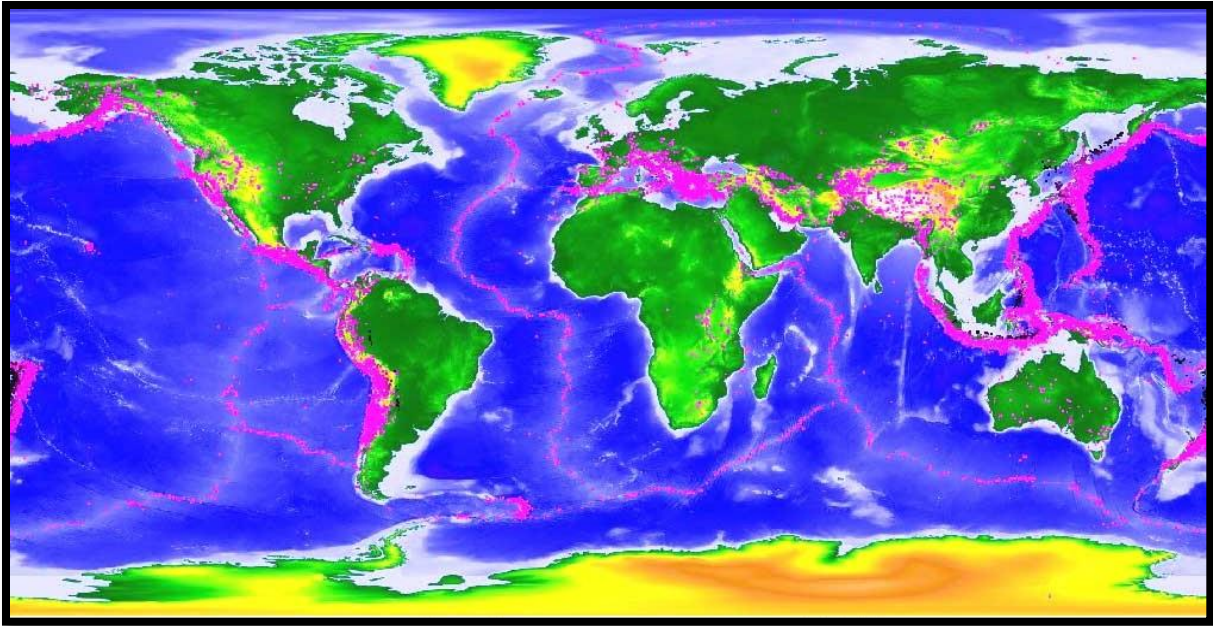


Figure I.1 : Les zones de sismicité se trouvant aux lignes inter – plaquent.

I.3 Caractéristique de la source sismique :

Les caractéristiques principales d'un séisme, représentées dans la Figure I.2 sont définies dans les paragraphes suivants.

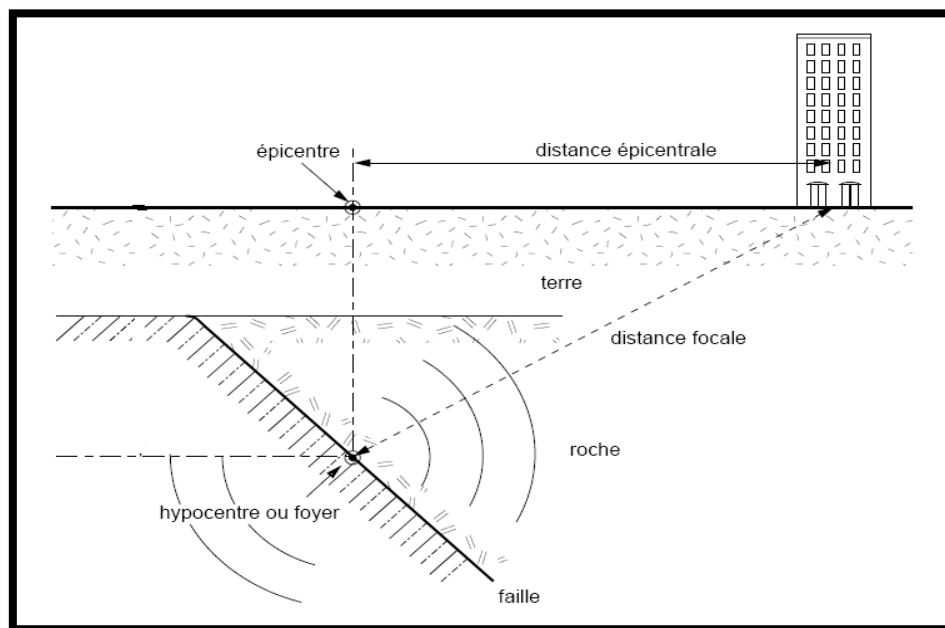


Figure I.2 : Caractéristiques d'un séisme.

L'importance des secousses perçues donc des dégâts sera principalement fonction de la :

- ❖ Distance par rapport à l'épicentre,
- ❖ Profondeur du foyer,
- ❖ Vulnérabilité des constructions.

I.3.1 Hypocentre (ou foyer) :

On appelle hypocentre ou foyer le point intérieur du globe où se forme la rupture engendrée par le séisme.

I.3.2 Epicentre :

L'épicentre est le lieu de la surface terrestre situé exactement à la verticale du foyer, où l'intensité du séisme est la plus importante [17].

I.3.3 Magnitude :

La notion de « magnitude » a été introduite en 1935 par le sismologue américain Charles Francis Richter pour les séismes locaux Californiens pour pouvoir ainsi comparer les séismes entre eux. On parle depuis de l'échelle de Richter. L'échelle de Richter n'est, en réalité, plus utilisée en tant que telle par les scientifiques. En effet, celle-ci est très efficace "localement". Depuis 1977, c'est "l'échelle de magnitude du moment" qui est utilisée à travers le monde. Celle-ci correspond à l'énergie émise par le tremblement de terre. Contrairement à l'intensité qui apparaît comme limitée supérieurement par définition au degré XII, la magnitude peut atteindre théoriquement n'importe quelle valeur [10].

Tableau I.1 : Classification des magnitudes sur l'échelle de Richter

Description	Magnitude	Effets	Fréquence
Micro	<2,8	Micro tremblement de terre, non ressenti.	8000 par jour
Très mineur	2,0 – 2,9	Généralement non ressenti mais détecté/enregistré.	1000 par jour
Mineur	3,0 – 3,9	Souvent ressenti mais causant rarement des dommages.	49000 par an
Léger	4,0 – 4,9	Secousses notables d'objets à l'intérieur des maisons, bruits d'entrechoquement. Dommages importants peu communs.	6200 par an
Modéré	5,0 – 5,9	Peut causer des dommages majeurs à des édifices mal conçus dans des zones restreintes. Cause de légers dommages aux édifices bien construits.	800 par an
Fort	6,0 – 6,9	Peut être destructeur dans des zones allant jusqu'à 180 kilomètres à la ronde si elles sont peuplées.	120 par an
Majeur	7,0 – 7,9	Peut provoquer des dommages sévères dans des zones plus vastes.	18 par an
Important	8,0 – 8,9	Peut causer des dommages sérieux dans des zones à des centaines de kilomètres à la ronde.	1 par an
Exceptionnel	>9,0	Dévaste des zones de plusieurs milliers de kilomètres à la ronde.	1 tous les 20 ans

I.3.4 Intensité :

Elle caractérise les effets et les dommages d'un séisme en un lieu donné. Pour un séisme, l'intensité diminue avec la distance et n'est donc pas une mesure objective mais une appréciation de la manière dont le séisme se traduit en surface et dont il est perçu. Les échelles d'intensité comportent des degrés notés en nombres romains, de I à XII pour les échelles les plus connues :

L'échelle Medvedey-Sponheuer-Karnik (aussi notée MSK) ;

L'échelle de Mercalli (notée MM dans sa version modifiée) ;

L'échelle macrosismique européenne (aussi notée EMS98).

Le Tableau (I.2) : Montre la classification de l'intensité sur l'échelle EMS98 [10].

Intensité EMS	Définition	Description des effets typiques observés
I	Imperceptible	Non ressenti.
II	A peine ressenti	Ressenti seulement par quelques rares personnes au repos dans leurs habitations.
III	Faible	Ressenti par quelques personnes à l'intérieur des bâtiments. Les personnes au repos ressentent une oscillation ou un léger tremblement.
IV	Largement ressenti	Ressenti par de nombreuses personnes à l'intérieur des bâtiments, par quelques rares personnes à l'extérieur. Quelques personnes endormies sont réveillées. Les fenêtres, les portes et la vaisselle font un bruit de tremblement.
V	Fort	Ressenti par la plupart des personnes à l'intérieur des bâtiments, par quelques personnes à l'extérieur. De nombreux dormeurs sont réveillés. Quelques personnes sont effrayées. Les bâtiments tremblent dans toute leur structure. Les objets suspendus oscillent nettement. Les petits objets sont déplacés. Les portes et les fenêtres s'ouvrent et se ferment.
VI	Dégâts légers	De nombreuses personnes sont effrayées et se précipitent à l'extérieur des bâtiments. Quelques objets tombent. Quelques maisons subissent de légers dégâts non structuraux (légères fissures, chute de petits morceaux de plâtre).
VII	Dégâts	La plupart des personnes sont effrayées et se précipitent à l'extérieur des bâtiments. Le mobilier est déplacé et les objets tombent des étagères en grand nombre. De nombreux bâtiments bien construits subissent des dégâts modérés (petites fissures dans les murs, chutes de plâtre, chutes partielles de cheminées). Des bâtiments plus anciens présentent des fissures dans les murs et des désordres au niveau des cloisons.
VIII	Dégâts Importants	De nombreuses personnes éprouvent des difficultés à se tenir debout. De nombreuses maisons présentent des crevasses dans les murs. Quelques bâtiments bien construits présentent des désordres au niveau des murs, tandis que d'autres bâtiments plus anciens s'effondrent partiellement.
IX	Destructeur	Panique générale. De nombreuses constructions s'effondrent. Même les bâtiments bien construits présentent des dégâts très importants (désordres au niveau des murs et effondrement partiel des structures).
X	Très destructeur	De nombreux bâtiments pourtant bien construits s'effondrent.
XI	Catastrophe	La plupart des bâtiments bien construits s'effondrent. Quelques bâtiments construits selon les règles parasismiques sont détruits
XII	Catastrophe complète	Presque tous les bâtiments sont détruits.

I.3.5 La faille :

Une faille est un plan ou une zone de rupture le long duquel deux blocs rocheux se déplacent l'un par rapport à l'autre. Ce plan divise un volume rocheux en deux compartiments qui ont glissé l'un par rapport à l'autre.

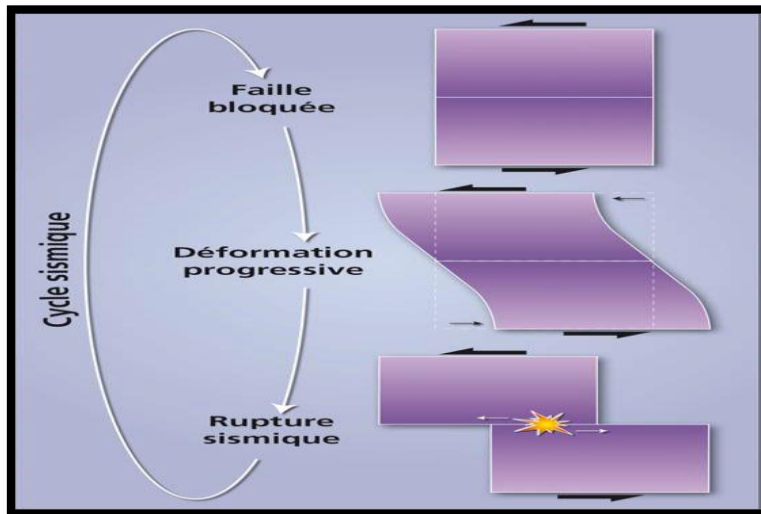


Figure I.3: Cycle sismique.

On détermine trois types de failles :

a) Faille normale :

Une faille normale est un plan incliné (d'environ 60°) séparant deux compartiments rocheux. Le glissement sur ce plan de faille se traduit par écartement des deux compartiments, et l'abaissement du bloc supérieur par rapport au bloc inférieur. Ce mouvement relatif accommode un allongement horizontal.

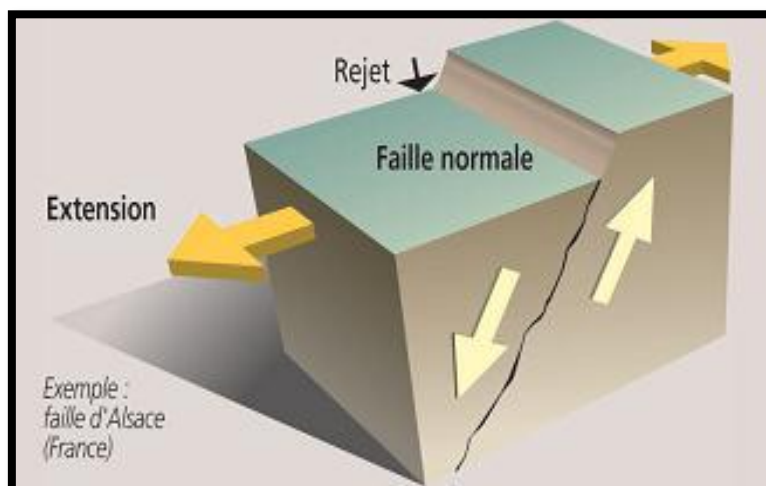


Figure I.4 : Caractéristiques d'une faille normale.

b) Faille inverse :

Une faille inverse est un plan incliné (le plus souvent d'environ 30°) séparant deux compartiments rocheux. Le glissement sur ce plan se traduit par le rapprochement des deux compartiments et par le soulèvement du compartiment supérieur par rapport au compartiment inférieur. Ce mouvement relatif accommode un raccourcissement horizontal.

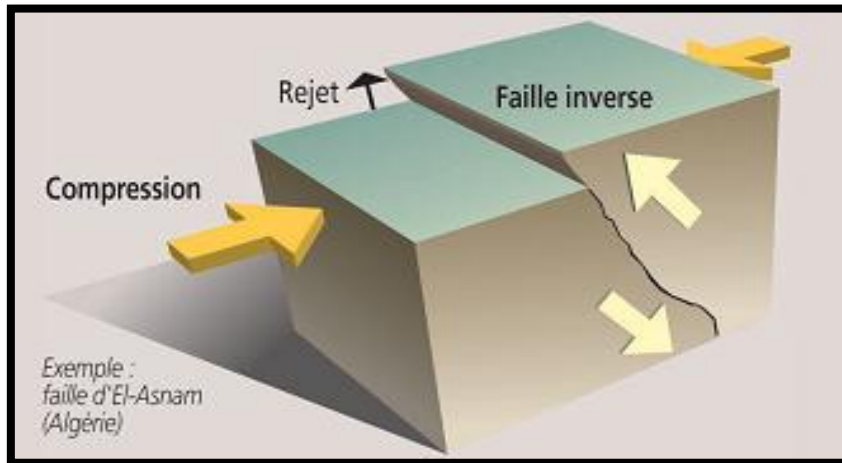


Figure I.5: Caractéristiques d'une faille inverse

c) Faille décrochante :

Elle est souvent verticale, le long de laquelle deux compartiments rocheux coulissent horizontalement l'un par rapport à l'autre. Ce mouvement relatif accommode aussi bien un allongement horizontal que le raccourcissement horizontal qui serait perpendiculaire à cet allongement [3].

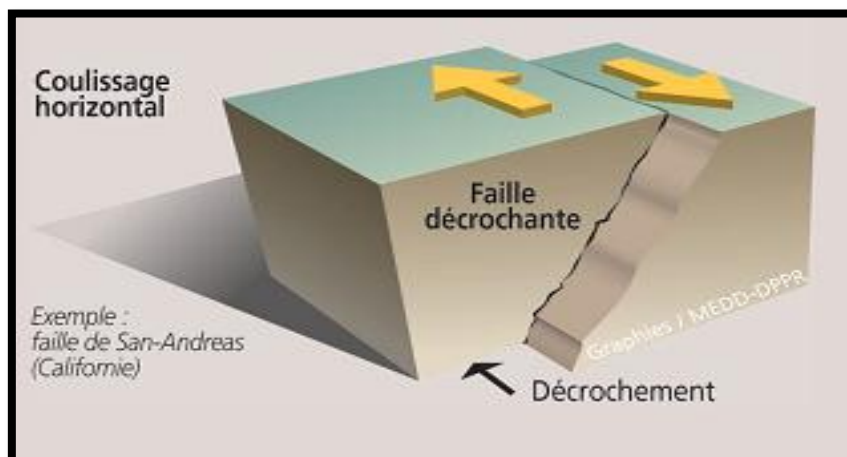


Figure I.6 : Caractéristiques d'une faille décrochante.

I.3.6 Ondes sismiques :

A partir du foyer, la secousse sismique se propage sous forme d'ondes de divers types, qui, compte tenu de l'hétérogénéité du sol, engendrent en surface un mouvement complexe difficilement prédictible en un site donné.

On peut distinguer les types d'ondes suivants :

a) Ondes de Volume :

Elles prennent naissance dans le foyer et se propagent à l'intérieur de la terre sous deux formes :

✚ Ondes primaires (P) ou ondes longitudinales :

Ces ondes se propagent avec une vitesse de 7 à 8 km/s et s'accompagnent d'un changement de volume (compression et dilatation alternées).

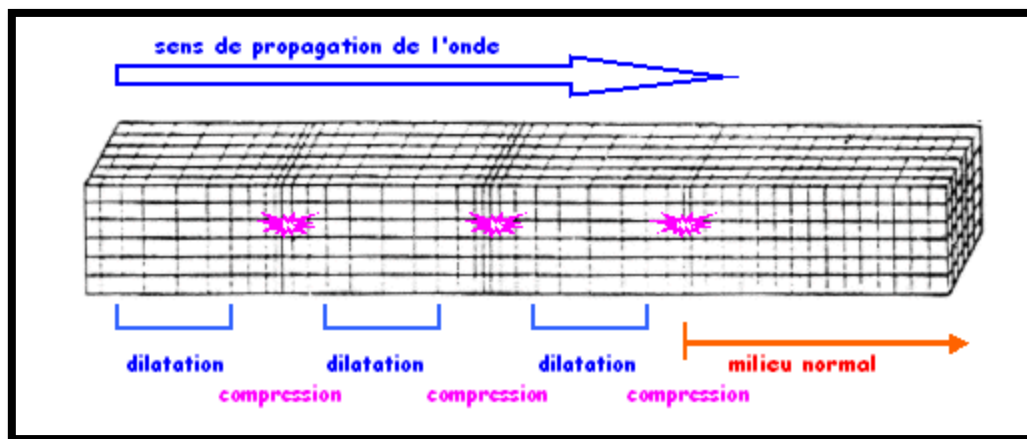


Figure I.7 : Mouvement des particules au passage d'une onde P

✚ Ondes secondaires (S) ou ondes transversales :

Ces ondes se déplacent avec une vitesse de 4 à 5 km/s et s'accompagnent d'une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation, provoquant un cisaillement sans changement de volume.

A la différence des ondes longitudinales, les ondes transversales ne peuvent se propager dans les milieux liquides ou gazeux, en raison de l'inaptitude de ces milieux à transmettre les efforts de cisaillement.

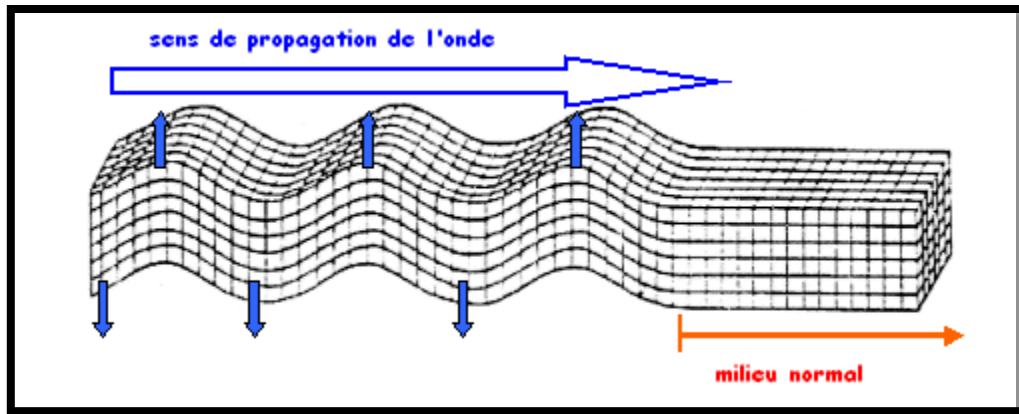


Figure I.8 : Mouvement des particules au passage d'une onde S

b) Ondes de surface :

Les ondes de volume qui arrivent à la surface de la terre produisent des ondes de surface n'intéressant le sol que sur une profondeur extrêmement faible.

On distingue principalement :

✚ Les ondes R ou ondes de Rayleigh :

Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol décrivent des ellipses dans le plan vertical de propagation.

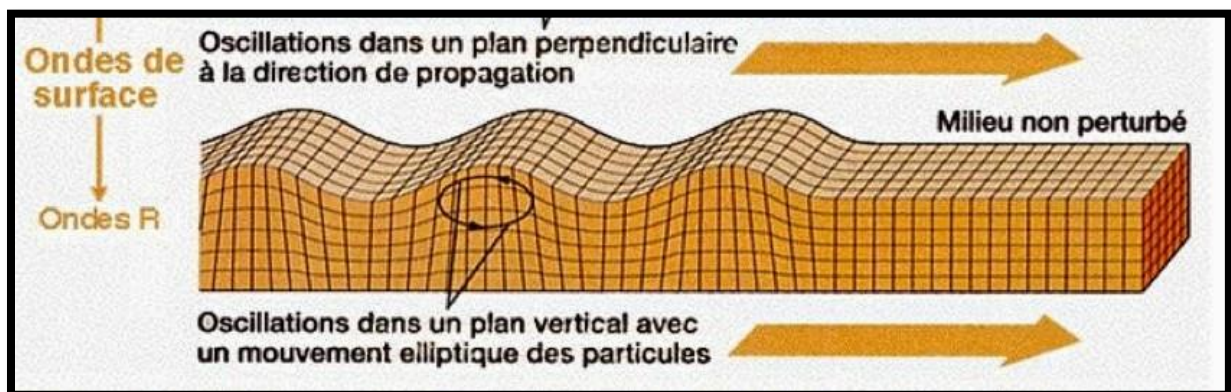


Figure I.9: Caractéristiques des ondes de Rayleigh.

✚ Les ondes L ou ondes Love :

Ce sont des ondes pour lesquelles les points du sol se déplacent dans un plan tangent à la surface, perpendiculaire à la direction de propagation ; elles n'engendrent que des contraintes de cisaillement.

Les ondes de surfaces ont une vitesse de propagation de 1,5 à 5 km/s dans les terrains compacts ou rocheux et de 0,5 à 1,5 km/s dans les terrains meubles [4].

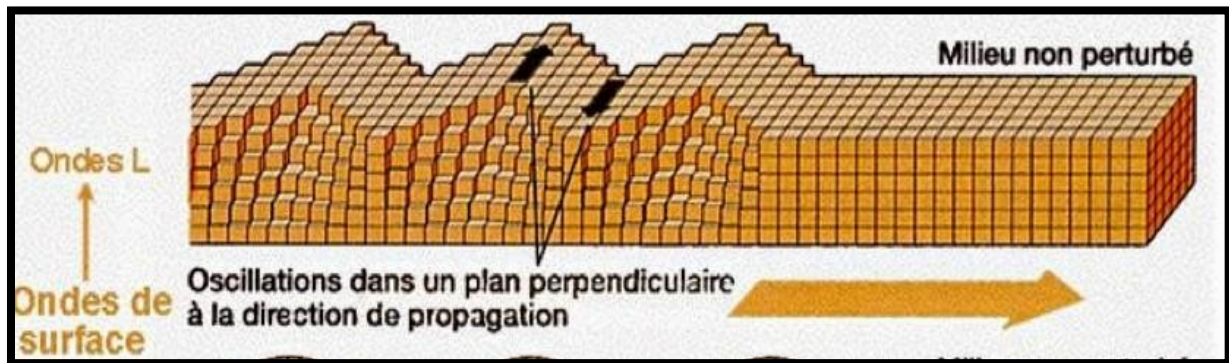


Figure I.10 : Caractéristique des ondes de Love.

I.3.7 Le sismographe (ou sismomètre) :

C'est un appareil qui sert à mesurer et à enregistrer les vibrations du sol. Cet appareil mesure les vibrations des plus faibles aux plus fortes, permet de prévenir les populations en cas de tremblements de terre. Il sert aux scientifiques à évaluer les risques et l'évolution des séismes [27].

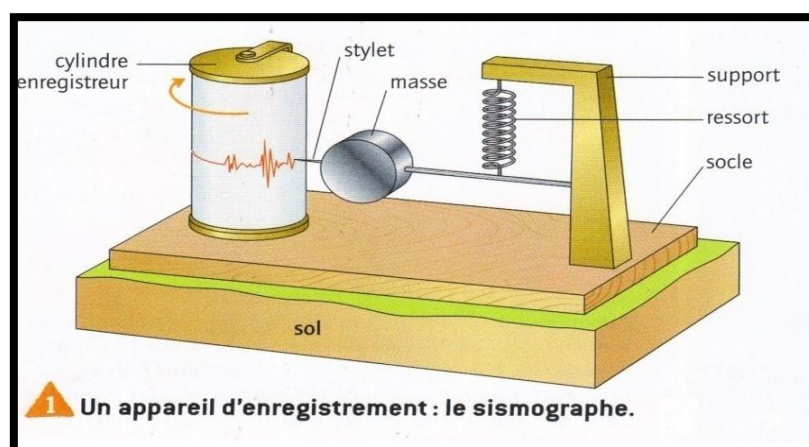


Figure I.11 : Schéma d'un sismomètre.

I.4 Le risque sismique :

Le risque sismique est défini comme : « un évènement sismique destructeur, doté d'une certaine probabilité, conséquence d'un aléa naturel survenant dans un milieu vulnérable ». Par risque sismique on entend donc généralement un évènement sismique aléatoire pouvant déstabiliser le bien être d'une communauté. Il est considéré la résultante de la conjugaison de deux concepts : celui de l'aléa sismique est (probabilité d'occurrence d'un évènement dangereux) et la vulnérabilité est (l'estimation des dommages susceptible d'être ainsi créent [8].

D'où :

$$\text{Risque sismique} = \text{Aléa sismique} \times \text{Vulnérabilité}$$

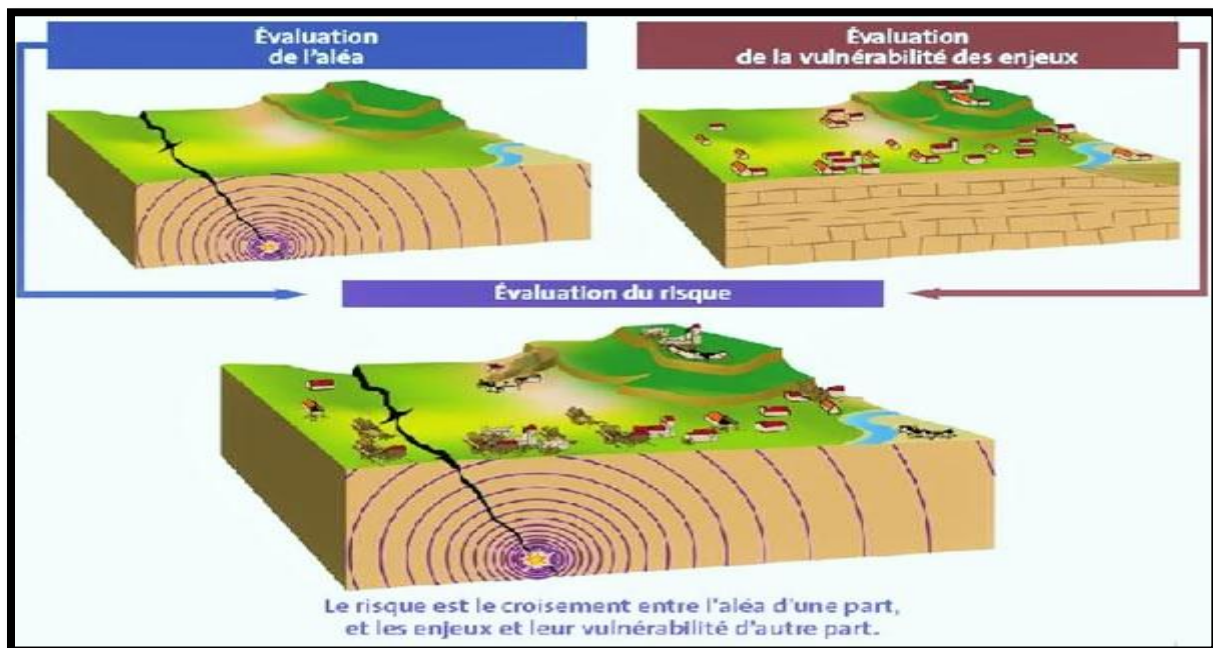


Figure I.12 : Conception, critères et caractéristiques.

I.5 Histoire de l'activité sismique en Algérie :

L'activité sismique en Algérie du Nord est connue depuis le 02 Janvier 1365 date à laquelle s'est produit le séisme d'Alger (voir le tableau I.3). Antérieurement à cette date, la sismicité n'est pas connue faute de disponibilité de documentation et archives relatives aux époques médiévale et antique de notre pays [21].

Tableau I.3 : Historique de la sismicité en Algérie

Localité	Date	Intensité	Magnitude
Alger	03- Janvier- 1365	X	
Alger	10- Mars- 1673	X	
Alger	03- Février- 1716	X	7,5
Oran	09- Octobre- 1790	X	7,5
Mascara	Mars 1819	X	7,5
Blida	02- Mars- 1825	X	
Mascara	22- Novembre-1851	VII	5,7
Mostaganem	16-Janvier- 1878	VII	4,6
Kalaa	29- Novembre-1887	VI	4,6
Oran	21- Mai-1889	VIII-VI	5,2-5,7
Gouraya	15-Janvier- 1891	X	7,5
Ain Safra	13- Mars- 1948	VIII	4,9
Oran	04- Novembre-1949	V	4,1
Mostaganem	21-Mai-1950	V	4,1
Arzew	01-Janvier-1956	V-VI	4,1-4,6
Oran	12-December-1959	VII	5,2
Bénisaf	13-Mai-1964	VII	5,2
Sig	13-Juillet-1967	VII-VIII	5,1
Oran	12-Juin-1972	V	4,1
Asnam	10-October-1980	X	7,2
Oran	19-Avril-1981	VI	4,8
Terga	18-Juillet-1985	VI	4,1
Constantine	27-October-1985	VIII	5,9
Oran	04-Novembre-1987	IV	4
El afroun	3131-October-1988	VII	5,4
Dj.Chenoua	19-October-1989	VIII	6
Bénichograne	18-Aout-1994	IV	5,6
Alger	04-Septembre-1996	VII	5,7
Temouchent	22-December-1999	VIII	5,8
Beni Ouartilane	10-Novembre-2000	VII	5,4
Boumerdes	21-Mai-2003		6,8
Laalam	20-Mars-2006		5,8
Médéa	22-Aout-2007		5,2
Béni Ilmane	14-Mai- 2010		5,2
Béjaia	28-Novembre-2012		5,1

I.6 Risque sismique en Algérie :

La partie nord de l'Algérie est située le long de la frontière de convergence de plaques africaine et eurasienne. Elle représente l'une des régions sismiques les plus actives de l'ouest de la méditerranée.

Plus de 800 événements sismiques de magnitude supérieure ou égale à 4, ont permis de dresser une carte de sismicité pour le nord de l'Algérie et les régions limitrophes pour la

période 1790-2000. Cette carte fait ressortir le caractère hautement sismique des chaînes littorales de l'Algérie, et est assortie d'une représentation des solutions focales de vingt séismes les plus significatifs, associés à la période 1954-2000.

Parmi les séismes les plus destructeurs, nous pouvons citer celui d'Alger en 1716 d'intensité épiscopale I_0 de 10, celui d'Oron en 1790 avec $I_0 = 11$, celui de Mascara en 1889 avec $I_0 = 9$, et plus récent, en 1980 El-Asnam ($M_s = 7,3$), Tipaza en 1989 ($M_s = 6,0$), Mascara en 1994 ($M_s = 6,0$), Alger en 1996 ($M_s = 5,7$) Ain Timouchent en 1999 ($M_s = 5,9$), et le plus récent en 2003 de Boumerdes ($M_s = 6,8$). Tous ces événements sont localisés sur l'Atlas Tellien [22].

L'analyse tectonique des bassins sismogènes des secteurs d'Alger, de l'Oranie et du constantinois a permis de retrouver une histoire géodynamique caractérisée par trois événements néogènes importants, ayant conditionné l'activité sismique du nord de l'Algérie.

Les études sismo-tectoniques et d'aléa sismique au nord de l'Algérie n'ont sérieusement commencé que suite au séisme d'El-Asnam en 1980. Aujourd'hui les principales failles actives intra-plaques de l'Algérie du nord sont identifiées à terre. Le danger vient aussi des failles actives en mer; en effet, plusieurs séismes historiques et récents ont eu lieu en pleine mer. On peut citer : le séisme de Chenoua ($M_L = 6,0$) en 1989 dont la faille, s'étendrait à plusieurs kilomètres en mer, le séisme d'Alger connu sous le nom Ain-Bénian ($M_s = 5,7$) [23,25].

Parmi les failles actives identifiées dans l'algérois, la faille du Sahel revêt une très grande importance car elle se situe proche de la capitale du pays où demeurent plus de trois millions d'habitants. La faille du Sahel constitue la continuation vers l'est de la faille de Menacer (à l'ouest du Nador). On pense que c'est une faille de chevauchement qui est à l'origine du soulèvement de la région côtière, s'étendant de l'est du mont Chenoua entre Nador et Tipasa-ville jusqu'à la baie d'Alger (une distance d'environ 70 Km [17].

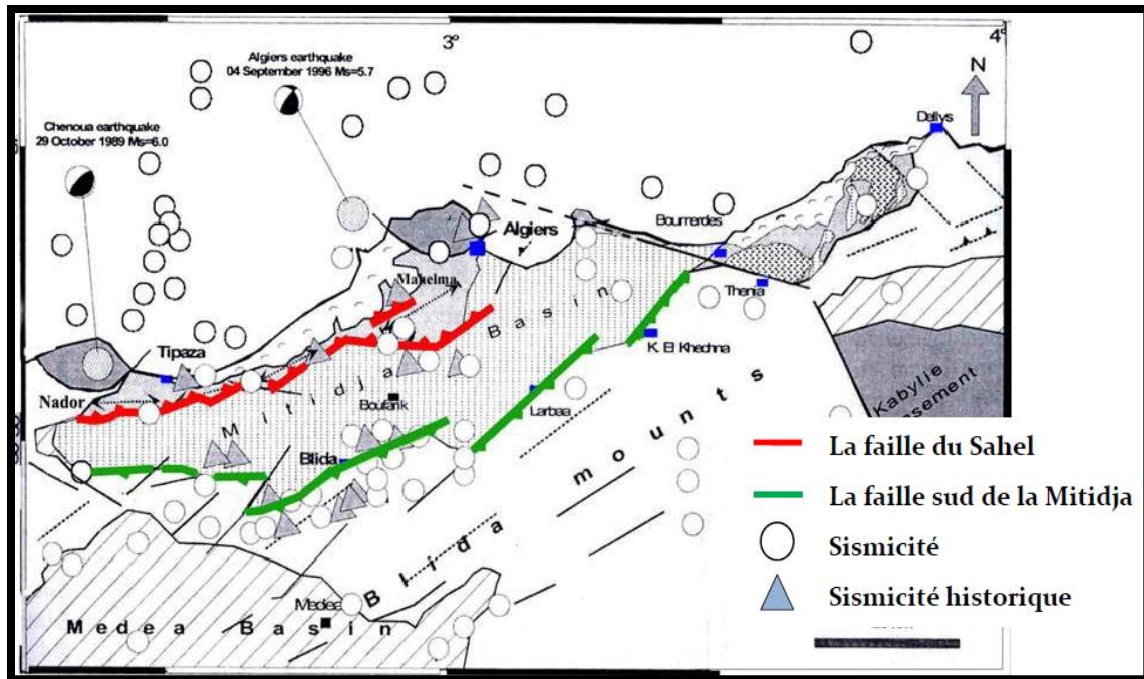


Figure I.13 : Les principales failles intra-plaque de l'Algérois.

I.6.1 Aléa sismiques en Algérie :

Les études d'aléa sismique ont montré que, l'Algérie est divisée géographiquement en plusieurs régions :

- ❖ Alger et ses environs
- ❖ Chleff et ses environs
- ❖ Mascara et ses environs
- ❖ Ain témouchent et ses environs
- ❖ Oran et arzew
- ❖ Costantine

La stratégie de prévention contre les séismes comporte, aussi l'élaboration d'études de micro zonage sismiques permettant d'affiner au mieux les paramètres liées aux sites considéré. Les études régionales de l'aléa sismique et les études de micro zonages permettent alors de cartographier les zones à risque en identifiant les failles sismiques avec le niveau probable d'intensité qu'elles peuvent générer [9].

I.6.1.1 Caractéristiques de l'aléa :

Cette activité sismique caractérisée par des séismes superficiels, est surtout localisée dans les premiers 20 km sur la frange nord du pays, qui s'avère être une région à caractère sismotectonique complexe, au vu de sa morpho structure. En effet, ce risque est particulièrement plus élevé sur l'atlas, tellien et s'atténue en se dirigeant vers le sud, nous permettant ainsi une zonation territoriale, faisant ressortir 4 domaines majeurs [5] :

A. Le domaine maritime :

Parmi les séismes les plus importants qui ont affecté le nord algérien, nombreux sont ceux qui se sont produits en mer méditerranée, dont les plus représentatifs :

Alger (1716)- Oran (1790)- Jijel (1856) et Boumerdes (2003).

B. Le tell :

Caractérisé par une concentration démographique et économique élevée, la bande tellienne marquée par sa frange littorale, est la plus exposée aux séismes violents et destructeurs, tels que : le séisme majeur d'El Asnam 10/10/1980 (M=7,3) et celui de Boumerdes – Zemmouri du 21/05/2003 (M=6,8).

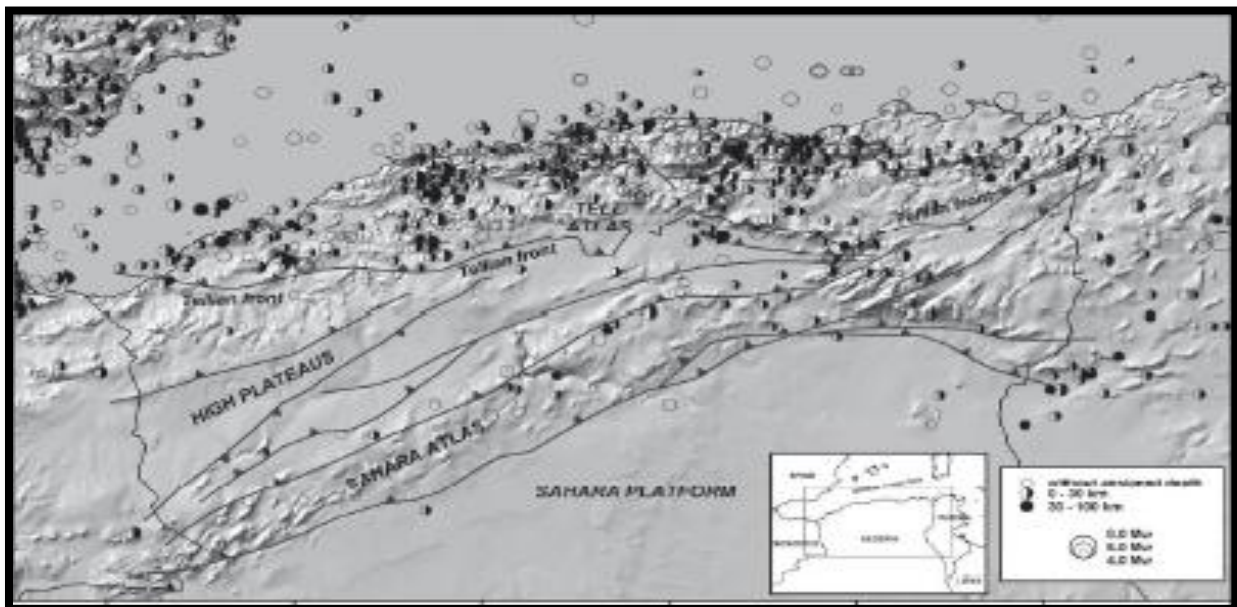


Figure I.14 : Carte de l'aléa sismique maritime en Algérie.

C. Les hauts plateaux :

C'est une région à faible sismicité qui semble s'ériger en bloc rigide, résistant aux déformations qui n'en affectent que les bordures.

D. Atlas saharien :

La cartographie sismique montre que cette zone est le siège d'une activité sismique de faible magnitude (<4) qui s'étale en particulier le long du front de la plate forme saharienne. Des séismes modérés sont enregistrés dans l'atlas saharien, tels que :

El djelfa (09/07/2007) $M=4,1$

El oued (09/07/2007) $M=5,2$

Ain sefra (14/12/2009) $=5,0$

I.6.1.2 Les zones sismogènes de la région nord :

A travers les études de sismotectonique, de sismologie, de paléo-sismologie, d'aléa sismique et les données recueillies par le réseau de surveillance sismique, notamment à la suite des séismes importants qui ont frappé récemment notre pays, une cartographie des régions sismogènes, a été établie :

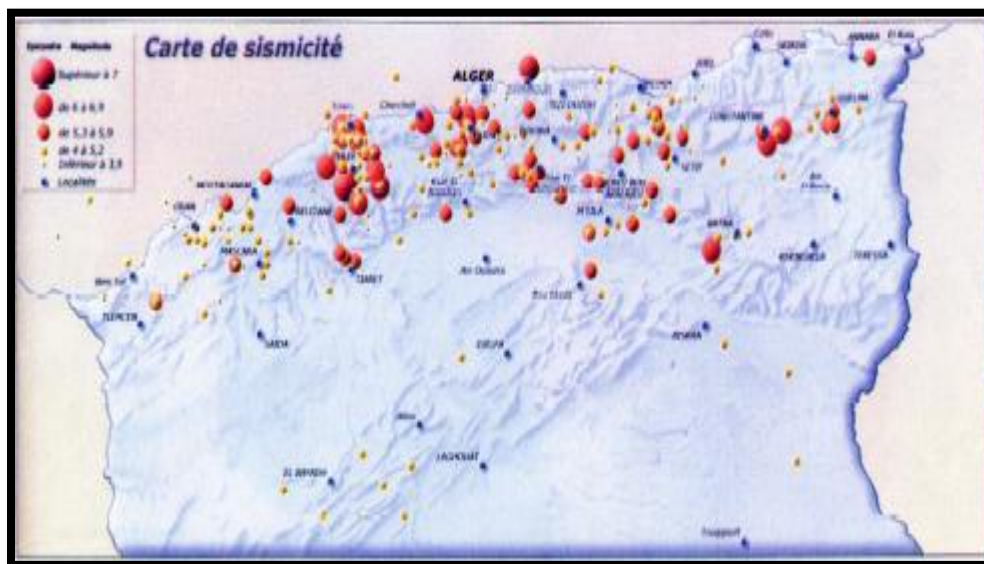


Figure I.15 : Carte de l'activité sismique du nord algérien.

Classification des zones sismiques :

L'évaluation du risque sismique par zone, c'est à dire le découpage du territoire en «zones de sismicité» à l'intérieur desquelles l'aléa sismique peut être considéré comme uniforme, constitue une base essentielle pour la définition de règles régissant les constructions

résistantes aux séismes. Le zonage sismique consiste à classer les régions. Le zonage sismique adopté en Algérie est donné par la représentation suivante [26]

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

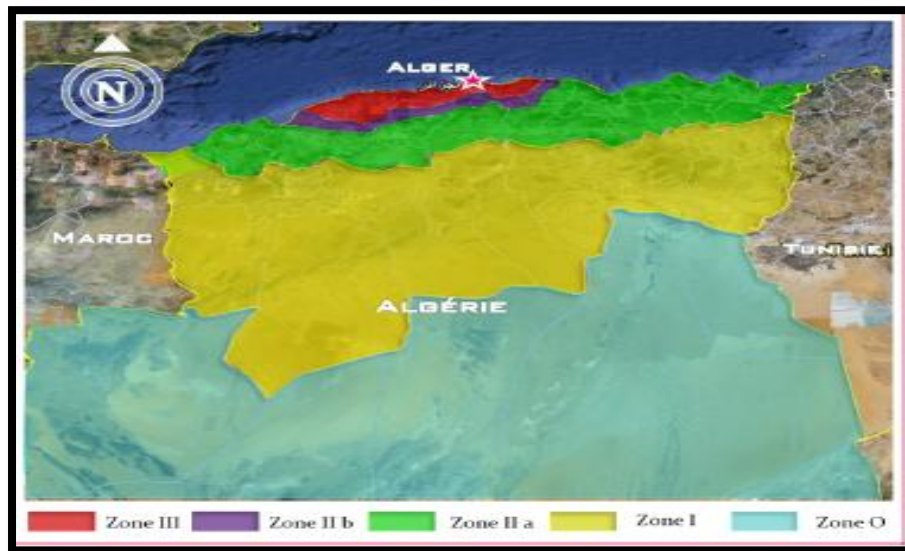


Figure I.16 : Carte de classification des zones sismiques par wilaya.

I.6.2 La vulnérabilité en Algérie :

La vulnérabilité est un élément fondamental pour la détermination des effets d'une catastrophe sismique. L'impact d'un aléa ne fait que la révéler, il s'agit d'une réalité souvent comprise mais parfois négligé. On considère que la vulnérabilité est une évaluation de ce que sera la gravité de la catastrophe s'il se produisait. Le terme «vulnérabilité » est utilisé pour exprimer les différences de réaction des bâtiments aux secousses sismiques. Par exemple, si deux groupes de bâtiments sont soumis exactement à la même secousse sismique et que l'un des groupes se comporte mieux que l'autre, alors on dira que les bâtiments qui ont été le moins endommagés avaient une vulnérabilité plus faible aux tremblements de terre que ceux qui ont été plus endommagés [19].

✓ **La densité démographique au nord du pays :**

La figure « Densité de la population par wilaya en 2008 » illustre cette réalité en soulignant le net contraste qui oppose la densité d’occupation de la zone tellienne et notamment littorale par rapport aux régions intérieures.

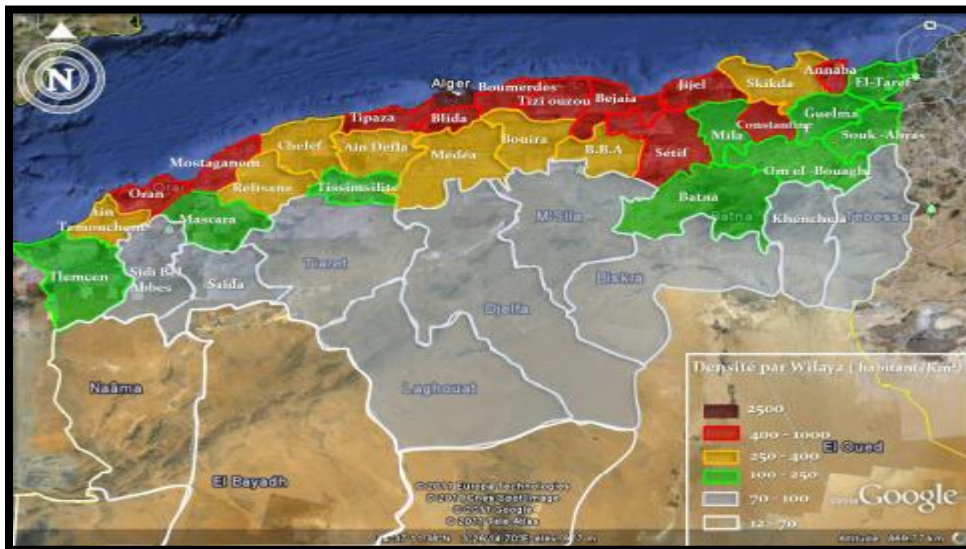


Figure I.17 : Densité de la population par wilaya en 2008.

✓ **La littoralisation du peuplement :**

La colonisation a fondé les disparités territoriales de l’Algérie en ayant préférentiellement mis en valeur les zones de peuplement européen et développé les villes portuaires, alors que les régions intérieures ont été exploitées de façon minière et donc bien moins équipées.

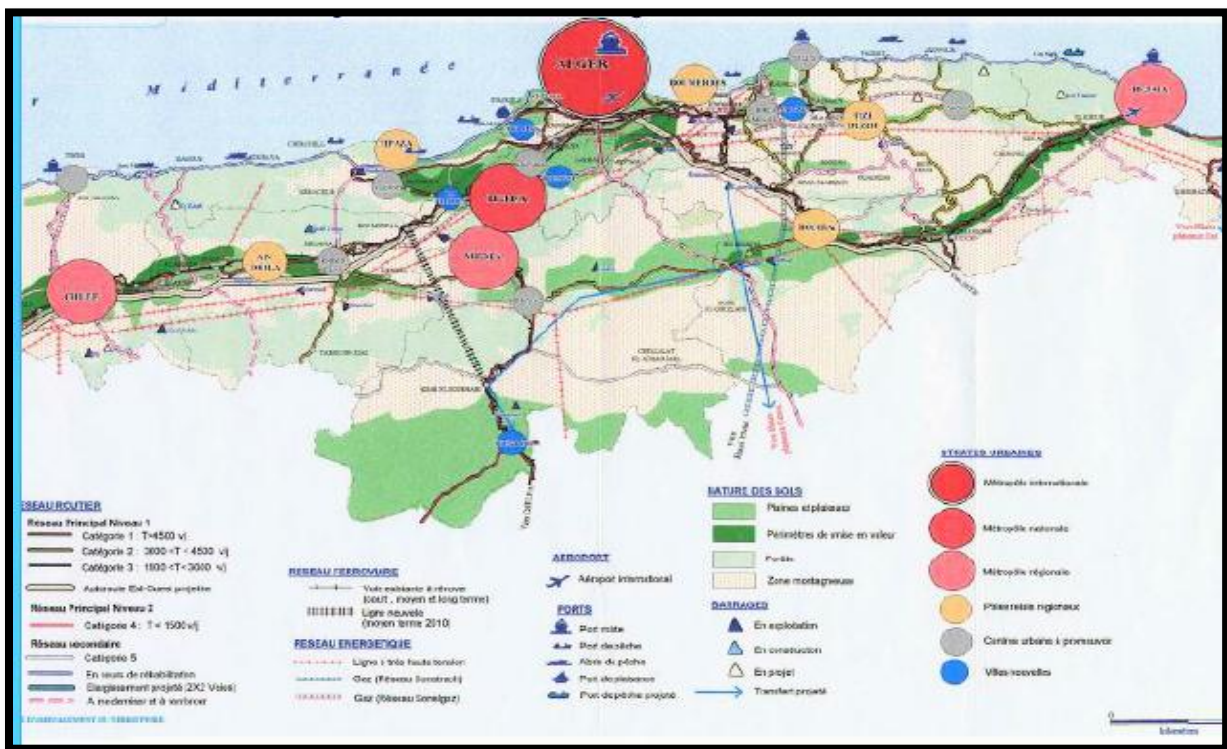
Cette distorsion va être pérennisée et même accentuée depuis l’indépendance, car les infrastructures déjà installées ont orienté la localisation des grands complexes industriels vers les villes telliennes et notamment côtières.

Tableau I.4 : Occupation déséquilibrée du territoire algérien

Zone	Surface		Population	
Tell	4%		65%	
Haut plateaux	9%		25%	
Sud	87%		10%	
Zone	1990	2000	2010	2020
Tell	172,9	213,7	251,5	283,5
Hauts plateaux	28,6	37,6	45,9	57,7
Sud	1,08	1,4	1,8	1,94

✓ **La concentration économique :**

Avantagée par les conditions naturelles et notamment climatiques, la zone tellienne dispose du meilleur potentiel agricole du pays, avec naturellement la plupart des grands périmètres irrigués. La zone tellienne regroupe ainsi près des deux tiers des unités industrielles du pays, alors que la zone littorale qui compte à elle seule 51 % de ces mêmes unités industrielles, concentre aussi l'essentiel des grands complexes industriels du pays, notamment à Oran et Arzew, à Alger, à Skikda et à Annaba. Par conséquent, ces structures industrielles ont systématiquement induit l'installation d'importants établissements économiques, financiers et culturels.



L'essentiel du potentiel économique localisé dans le nord

Figure I.18 : Concentration économique dans le nord Algérien.

I.7 Conclusion :

Ce chapitre a pour but de mettre en évidence le phénomène sismique et l'importance des zones sujettes à des séismes d'importance moyenne à grande est également mise en-avant afin de parvenir à une démarche cohérente pour la conception d'un ouvrage stable.

Le choix d'un bon site sur un bon sol avec des fondations adaptées, tout en respectant les mesures de prévention imposées et celles recommandées, permettra de limiter les dommages en cas de secousse. Vu qu'il n'existe jusqu'à présent aucun moyen de prévision des séismes qui peut être fiable

Chapitre II :

Interaction sol-

structure

II.1. Introduction :

Généralement, l'interaction Sol-Structure (ISS) traduit la modification du mouvement du sol (de la structure) lors d'un séisme ou d'une sollicitation dynamique du fait de la présence de l'autre composant (structure ou sol). Cette interaction est bien entendue plus ou moins importante suivant la nature du sol, les caractéristiques de l'ouvrage et son mode de fondation.

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

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 un mouvement de la superstructure. Le mouvement de la fondation est différent du mouvement du champ libre du fait des différences de rigidité entre la fondation et le sol encaissant: le champ d'ondes incident est réfléchi et diffracté par la fondation et donc modifie le mouvement total du sol au voisinage de celle-ci. Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction cinématique. Par ailleurs, le mouvement induit sur la fondation développe des oscillations de la superstructure et donc donne naissance à des forces d'inertie qui sont retransmises à la fondation sous forme de forces et de moments. Ce phénomène est connu sous le nom d'interaction inertielle. De toute évidence, le dimensionnement de la fondation doit tenir compte de ces deux composantes de l'interaction.

Cette 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).

La résolution du problème d'interaction sol-structure, dépend des problèmes suivants [6].

- La définition de l'aléa sismique et du mouvement résultant;
- L'étude du comportement du sol;
- L'évaluation de la réponse de la structure sous chargement dynamique (charge périodique de type harmonique).

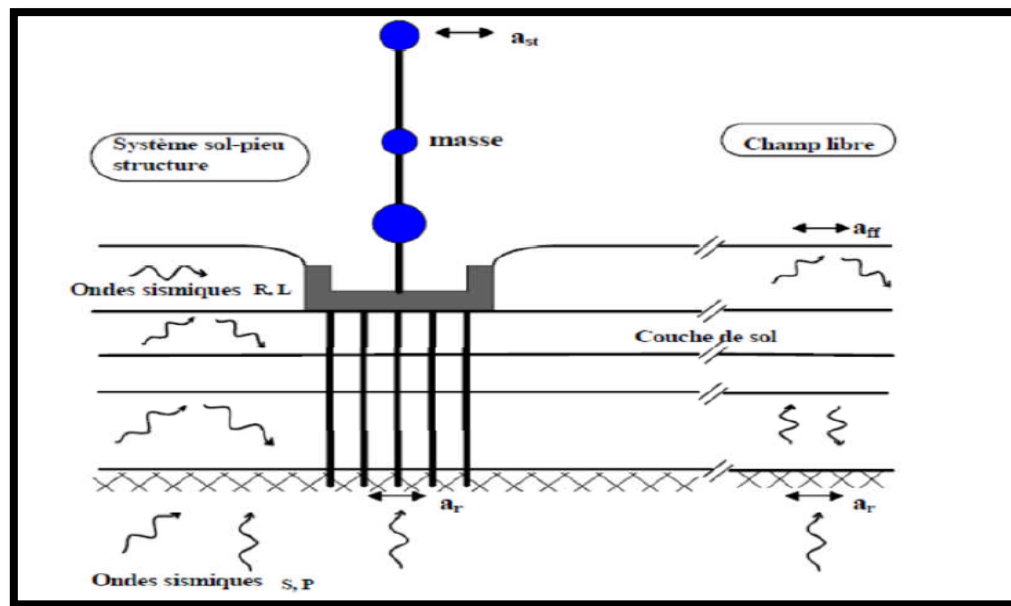


Figure II.1 : Schématisation de l'interaction sol structure [6].

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

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 [6] ;

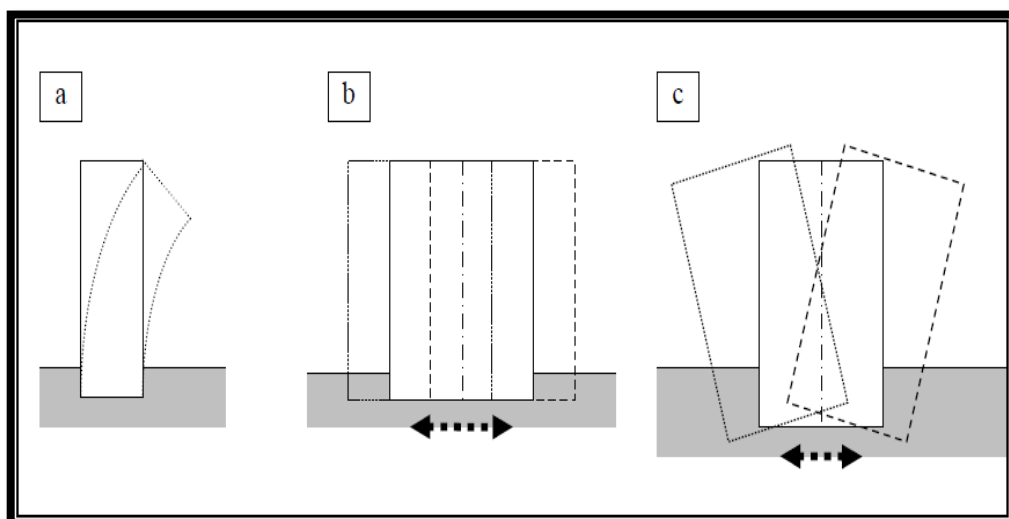


Figure II.2 : Interaction sol – structure : a) sans ISS, bâtiment souple et sol de très bonne résistance mécanique ; b) sans ISS, bâtiment raide et sol de très bonne résistance mécanique ; c) avec ISS, bâtiment raide et sol de faible ou moyenne résistance mécanique.

Il existe également de nombreuses situations intermédiaires pour lesquelles la prise en compte de l'ISS où non doit être choisit au cas par cas. Par exemple quand les niveaux supérieurs d'un ouvrage sont plus souples que les niveaux inférieurs. En effet, cette situation peut provoquer un effet « coup de fouet » qui sera amplifié par les mouvements du sol, la prise en compte de l'ISS est donc nécessaire dans la modélisation de ces ouvrages (Figure II.3) [7].

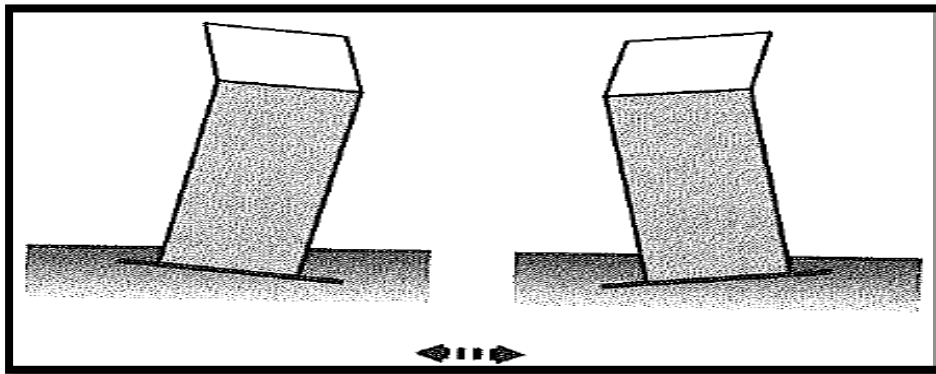


Figure II. 3 : Phénomène "coup de fouet" qui peut être amplifié par l'ISS.

L'Eurocode 8-5[14] impose l'étude des effets de l'interaction dynamique sol-structure dans les cas suivants :

- Structures pour lesquelles les effets P- Δ (2e ordre) jouent un rôle significatif, ce qui est le cas pour les structures élancées, pour lesquelles l'excentrement du poids des masses par rapport à l'axe vertical induit un moment fléchissant supplémentaire.
- Structures avec fondations massives ou profondes, comme les piles de ponts, les silos ou tout ouvrage industriel équivalent
- Structures hautes et élancées, comme les tours et les cheminées

Structures supportées par des sols très mous, sol de classe S1 avec des vitesses des ondes de cisaillement de $V_s \text{ max} < 100 \text{ m/s}$.

II.3 Les effets de l'interaction sol-structure (ISS):

En général, l'ISS entraîne :

- Un allongement de la période de vibration du 1er mode notamment, qui peut provoquer une variation en plus ou en moins de la valeur de l'accélération selon la zone où l'on se situe sur le spectre élastique
- Un amortissement non négligeable propre au matériau-sol puisque toujours supérieur à celui des matériaux de la structure. Ne pas le prendre en compte conduit à surestimer la réponse

- Une rotation de la fondation qui peut modifier sensiblement le calcul de la déformée modale et donc la répartition des accélérations sur la hauteur du bâtiment.

Pour la majorité des structures usuelles de bâtiments, les effets de l'ISS ont tendances à être bénéfiques puisqu'ils réduisent les moments fléchissant et les efforts tranchants dans les différents éléments de la structure.

Pour les structures pour lesquelles la prise en compte de l'ISS n'est pas imposée par la réglementation, la prise en compte de l'ISS permet en général une réduction des sollicitations par une dissipation au niveau du sol et par une lecture spectrale plus favorable. En effet, on peut voir sur la Figure II.4 que la prise en compte de l'ISS permet d'augmenter la période propre d'oscillation de la structure ce qui dans la plupart des cas diminue la valeur de la réponse sismique. De plus, sur cette même figure on peut voir qu'avec un amortissement plus important la réponse est également plus faible [7].

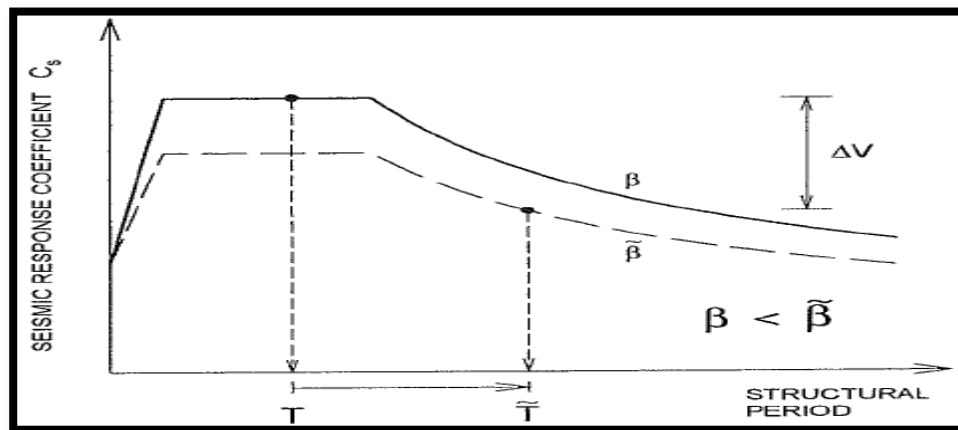


Figure II. 4 : Lecture spectrale montrant les effets de la prise en compte de l'ISS.

II.4. Modélisation de l'interaction sol-structure (ISS) :

L'interaction sol-structure est fréquemment modélisée par une structure fondée en surface sur un sol homogène (solide élastique) et horizontal dont les propriétés mécaniques sont connues et constantes au cours d'un séisme. Les mouvements sismiques qui sollicitent la structure sont des ondes de volume qui se propagent verticalement à partir d'un substratum horizontal. Or, en réalité le substratum possède un certain pendage, le sol lui est hétérogène et ses caractéristiques dynamiques varient au cours d'un séisme. De plus, la structure peut être sollicitée par des ondes de surface et la fondation ainsi qu'une partie de l'ouvrage se situent en général à une certaine profondeur.

La modélisation d'une structure ne doit pas se faire avec un encastrement parfait à sa base (Figure II.5a) si de grande déformation du sol son prévisibles. Cela est par exemple le

cas de bâtiments très rigides fondés sur un sol de résistance mécanique moyenne, les déformations les plus importantes pouvant alors se produire dans le sol plutôt que dans la structure. La modélisation est ainsi amenée à être faite en représentant le sol par des ressorts (Figure II.5b) ou des éléments finis (Figure II.5c) [7].

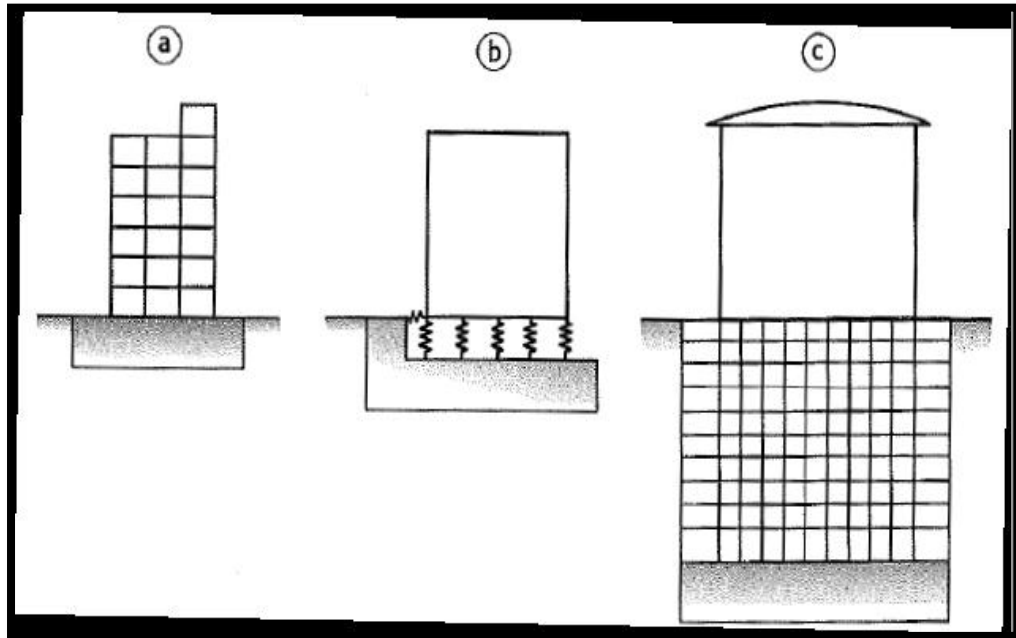


Figure II. 5 : Modélisation de l'ISS a) Encastrement parfait ; b) Ressorts ;
c) Eléments finis.

II.5 Formulation de l'interaction sol structure :

Avant d'examiner les différentes méthodes de prise en compte de l'interaction sol structure, Il est utile de formuler de façon générale le problème. Cette formulation est orientée vers un traitement par élément fini du phénomène d'interaction.

En effet, la complexité du problème est telle que le recours aux méthodes numériques est pratiquement inévitable [6].

L'équation du mouvement s'écrit :

$$\bar{M}\ddot{U} + \bar{C}\dot{U} + \bar{K}U = -Q_f$$

- \bar{M} : matrice de masse ;
- \bar{C} : matrice d'amortissement du système ;
- \bar{K} : matrice de raideur du système.
- Q_f : le vecteur de charge

II.6 Inventaire des méthodes :

II.6.1 Méthode de NEWMARK ROSENBLEUTH :

Cette méthode est indépendante de la fréquence de la structure et permet d'estimer et de contrôler les valeurs de raideurs et des amortissements du sol. Afin d'obtenir un meilleur ajustement dans la bande des basses et moyennes fréquences, qui sont celles présentant le plus d'intérêt en cas de séismes, ROSENBLEUTH a introduit une masse virtuelle de sol, liée à la fondation du bâtiment. L'ajout de cette masse ne modifie pas radicalement la réponse dynamique de la structure. La masse de sol additionnelle est concentrée au nœud d'interface sol-fondation au niveau inférieur du radier [11].

Les raideurs du sol ainsi que les amortissements sont donnés par le Tableau 1.

Mouvement	Hauteur du prisme de sol	Amortissement relatif ou critique	Raideur k	
			Fondation circulaire	Fondation rectangulaire
vertical	$0.27\sqrt{A}$	$2.71 \sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$	$k_v = \frac{4G \cdot r_0}{1 - \nu}$	$k_v = \frac{G}{1 - \nu} \beta_z \sqrt{A}$
horizontal	$0.05\sqrt{A}$	$20.55 \sqrt{\frac{\rho H^3}{M_b + M_s}}$	$k_h = \frac{32(1 - \nu)G \cdot r_0}{7 - 8\nu}$	$k_h = 2(1 + \nu)G\beta_x \sqrt{A}$
balancement	$0.35\sqrt{A}$	$0.485 \sqrt{\frac{\rho H^5}{I_b + I_s}}$	$k_\phi = \frac{8G \cdot r_0}{3(1 - \nu)}$	$k_\phi = \frac{G}{1 - \nu} \beta_\phi a^2 b$
Rotation autour de l'axe vertical	$0.25\sqrt{A}$	$1.88 \sqrt{\frac{\rho H^5}{J_b + J_s}}$	$k_R = \frac{16G \cdot r_0^3}{3}$	$k_R = \frac{1 + \nu}{4} G\beta_x (a^2 + b^2) \sqrt{A}$

Tableaux II. 1 : Coefficient d'amortissement et de raideur.

Avec :

A : aire de la fondation ;

a : dimension parallèle à la direction du séisme ;

b : dimension perpendiculaire à la direction du séisme ;

r : masse volumique du sol ;

M_b : Masse du bâtiment ;

$M_s = A \cdot H \cdot \rho$: masse de sol additionnelle ayant même aire que la fondation du bâtiment

H : hauteur du prisme de sol ;

I_b, J_b : Inerties massiques du bâtiment par rapport à la fondation ;

I_s, J_s : Inerties massiques de la masse additionnelle de sol par rapport à la fondation

r_0 : Rayon d'une fondation circulaire

ν : coefficient de poisson

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} : \text{module de cisaillement dynamique du sol}$$

β_z , β_x et β_Φ sont donnés par des abaques (Figure 6)

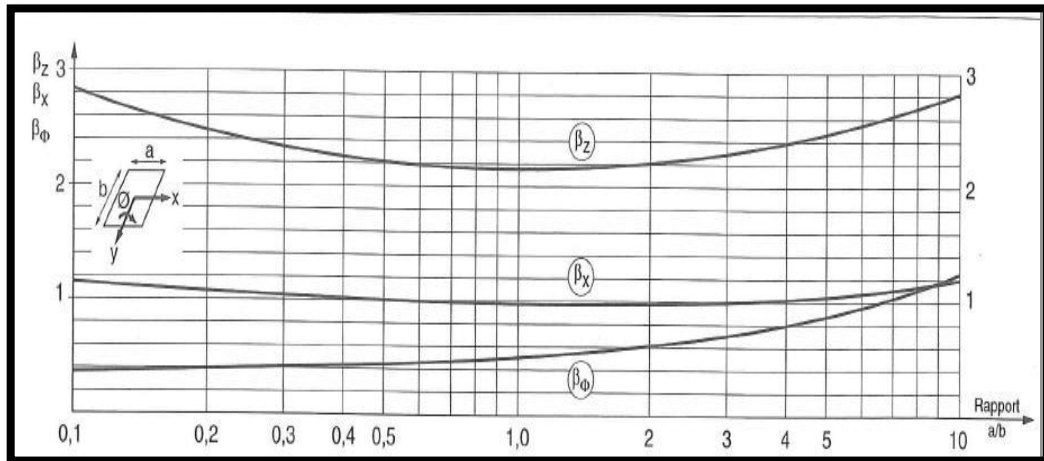


Figure II.6 : Abaques donnant les coefficients de New mark β_z , β_x et β_Φ [13].

II.6.2. Méthode de Deleuze :

Cette méthode peut être appliquée dans le cas où les fondations circulaires ou assimilées, peuvent être considérées comme superficielles et suffisamment rigides.

Le sol est représenté par un système de ressorts qui relie le ou les nœuds représentatifs de la fondation de l'ouvrage au repère de sol en champ libre. La modélisation de l'ISS par ressort concentrés est plus simple pour l'analyse dynamique d'ensemble (hypothèse de radier rigide) mais nécessite par la suite une modélisation spécifique du radier. La modélisation de l'ISS par ressorts répartis est plus complexe mais les efforts obtenus sont directement exploitables pour le dimensionnement du radier.

Chaque ressort est caractérisé par sa raideur et son amortissement réduit. Ils se répartissent suivant trois types [11] :

- ✓ Translation verticale (symbole V) ;
- ✓ Translation horizontale (symbole H) ;
- ✓ Rotation autour d'un axe horizontal, balancement (symbole Φ).

II.7 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 II.7 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 [6].

Le système de la figure II.7 possède 3 degrés de liberté :

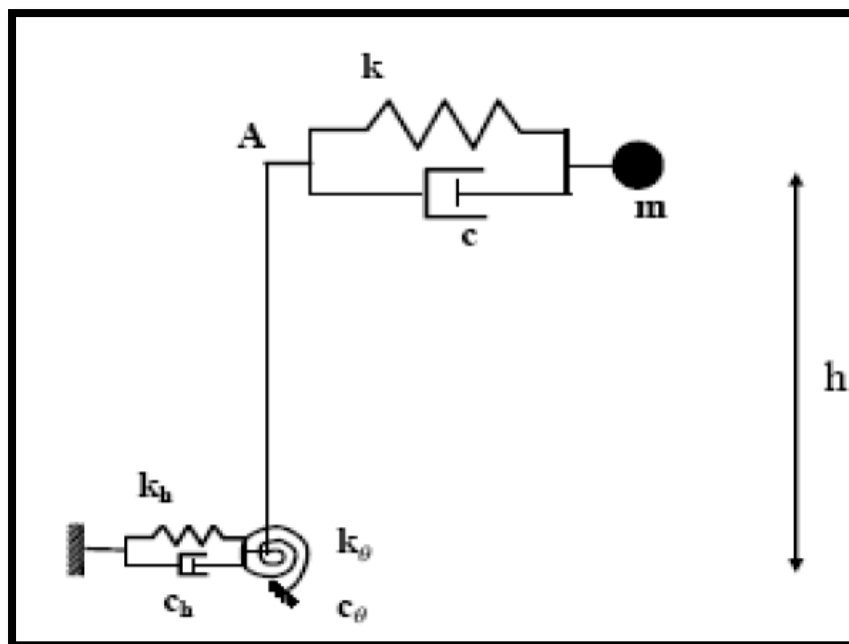


Figure II.7 : Modèle simplifié d'interaction sol-structure.

- ❖ Le déplacement horizontal « u » de la masse « m »;
- ❖ 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 d'amplitude « u_g ».

Les équations d'équilibre dynamique du système s'obtiennent aisément à partir des équations de Lagrange en prenant comme variables généralisées q_i [11]

- $q_1 = u$, le déplacement relatif de la masse par rapport à A;
- $q_2 = u_0$, le déplacement de la fondation ;
- $q_3 = \theta$, la rotation de la fondation.
- Le déplacement absolu: $\dot{u} = u_g + u_0 + \dot{u} + h\dot{\theta}$

II.7.1 Méthode directe :

Dans la méthode directe, la fondation de sol-structure est modélisée en utilisant la méthode des éléments finis, voir a figure II.9. La différence entre la modélisation représentée sur les figures II.8 et II.9 est que la limite n'est pas fixe et il n'y a pas de massif rocheux en dessous de ce dernier. Le mouvement du sol, représenté sur la figure II.9, est spécifié sur le champ libre. Il est supposé que l'interaction cinématique est insignifiante et le mouvement en champ libre au sol est le mouvement par lequel le massif de fondation se déplace. Les forces d'inertie agissant sur la structure produisent des vibrations dans la structure, les fondations, et les masses du sol, aussi bien à l'interface sol-fondation qu'en dessous [6].

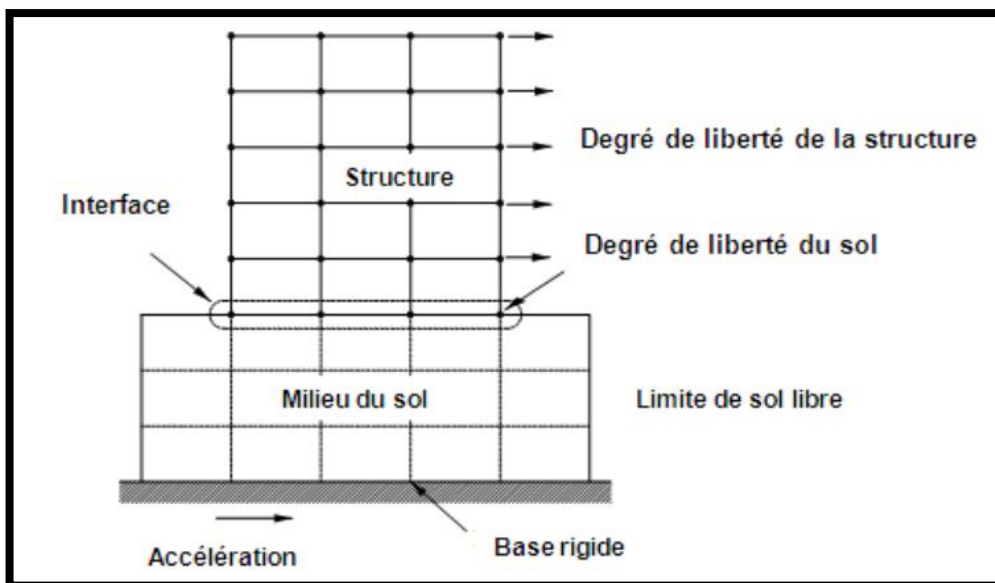


Figure II.8 : Modèle en éléments finis sol-structure en tant que problème limite.

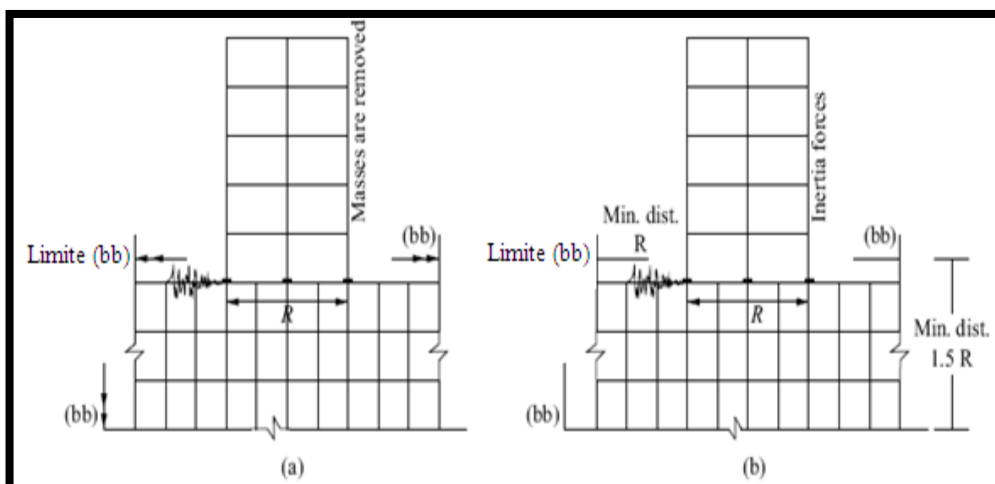


Figure II.9: méthode multi étapes: (a) solution pour l'interaction cinématique, et (b) solution pour l'interaction inertielle

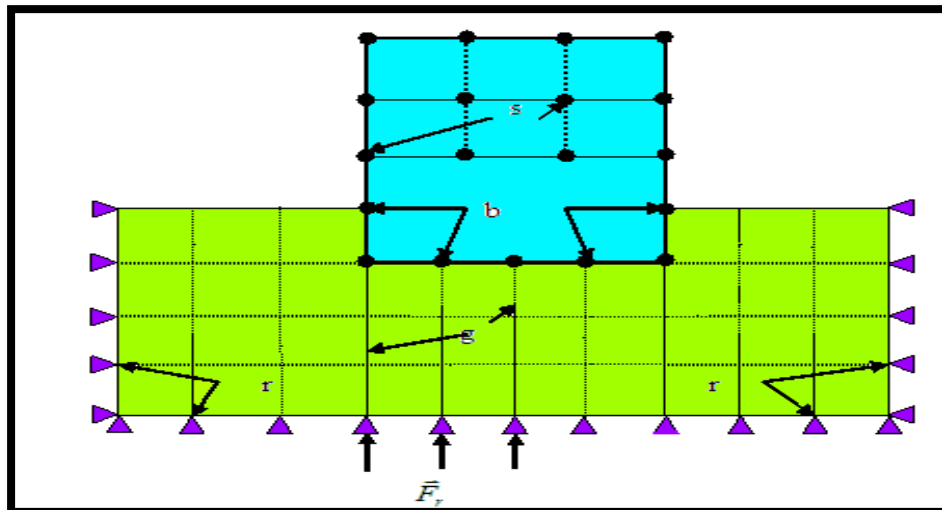


Figure II.10 : Système sol-structure.

Dans figure II.9, le sol est modélisé comme un assemblage d'éléments rectangulaires en déformation plane ayant deux degrés de liberté en translation à chaque nœud, alors que la structure du bâtiment est modélisée comme un assemblage d'éléments poutres. Du fait que les éléments du sol n'admettent pas un degré de liberté en rotation, les nœuds de l'interface sol-structure requièrent une considération spéciale, comme montrée sur la figure II.10. La matrice de rigidité globale pour le système peut être générée en utilisant la procédure standard de l'assemblage. Pour générer la matrice d'amortissement, les matrices d'amortissement de la structure et du sol sont construites à partir de leurs constantes d'amortissement modales supposées suivre l'amortissement de Rayleigh. Puis ils sont combinés pour former la matrice d'amortissement totale en supposant que les termes de couplage entre le sol et la structure sont nuls.

Les forces d'inertie seront transférées à la base (fondation) sous la forme d'une force de cisaillement et d'un moment, qui à son tour aura tendance à déformer le sol à l'interface sol-structure. Cette déformation vibratoire du sol à l'interface se propage sous la forme d'ondes de radiation à travers le sol dans toutes les directions, donnant naissance à une énergie d'amortissement de sol.

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.

L'équation du mouvement s'écrit :

$$\underline{M}\ddot{\underline{U}} + \underline{C}\dot{\underline{U}} + \underline{K}\underline{U} = \underline{M}\underline{I}\ddot{\underline{U}}_g$$

Où:

\underline{U} : représente le vecteur des déplacements relatifs du système par rapport à l'assise;

\underline{I} : Une vectrice unité, donnant la direction de la sollicitation U_g ;

\underline{M} , \underline{K} , \underline{C} : les matrices de masse, de raideur et d'amortissement du système.

Généralement la technique de résolution est basée sur la méthode des éléments finis qui présente la plus grande flexibilité et permet en outre la prise en compte de phénomènes non linéaires, tel le comportement anélastique des matériaux (sol plus souvent), ou aux interfaces sol-structure (décollement ou glissement d'ouvrages sur leur fondation). La problématique de la résolution par une méthode globale est illustrée sur la figure II.11 :

- 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.

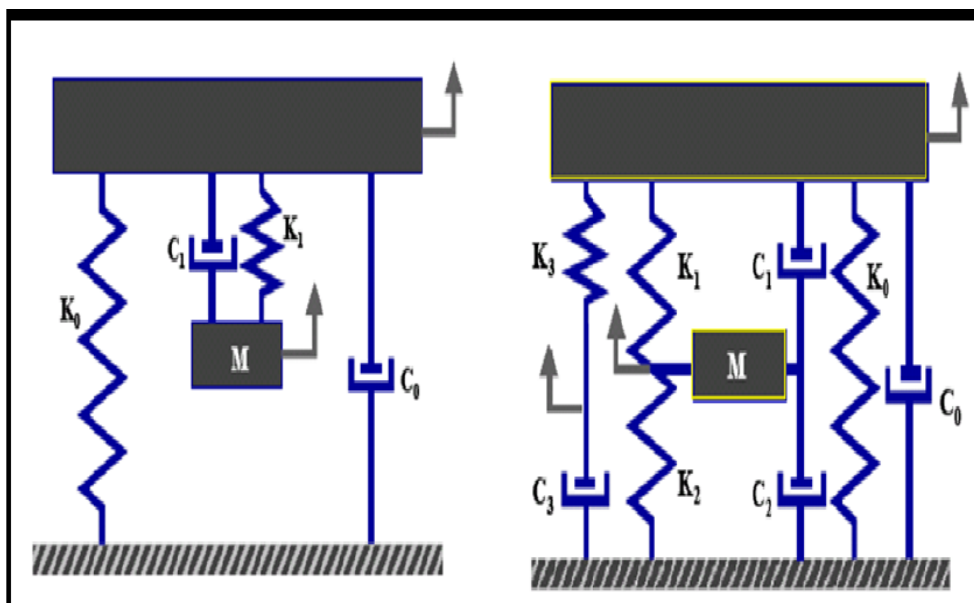


Figure II.11 : Schématisation d'un problème d'interaction sol-structure en éléments finis.

II.7.2 Méthode de sous structure :

La plupart des inconvénients de la méthode d'analyse directe peuvent être évités si la méthode des sous-structures est employée. Dans la méthode de l'analyse par sous-structures, les deux systèmes, c.-à-d., la superstructure et le milieu de fondation, sont traités en tant que deux modèles indépendants. La liaison entre les deux modèles est établie par les forces d'interaction agissant sur l'interface. Les équations d'équilibre dynamique sont écrites en termes de degrés de liberté d'interface et sont résolues soit dans le domaine temporel soit dans le domaine fréquentiel.

La superstructure est toujours modélisée par éléments finis. La modélisation pour la méthode l'analyse par sous-structures est représentée sur la figure II.12. Pour certaines structures, une partie du sol peuvent être incluse dans la superstructure. Pour de telles structures, deux interfaces sont considérées, une à la surface du sol libre et l'autre à la surface entre la superstructure et milieu de fondation comme représentée sur la figure [6].

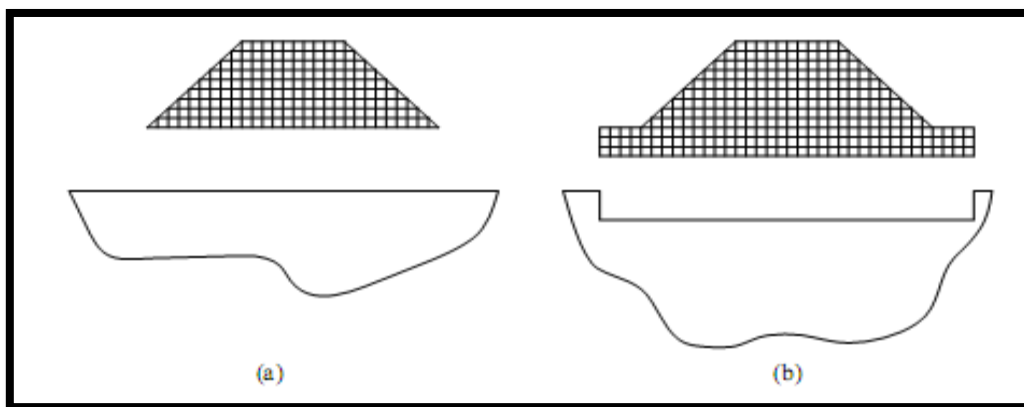


Figure II.12 : Modélisation de la méthode d'analyse de par sous structure :

(a) la structure sans aucune partie du sol, et (b) la structure avec une partie du sol attachée.

Cette catégorie de méthodes fait appel au principe de superposition. L'idée consiste à analyser le problème d'interaction sol structure en plusieurs étapes successives, chacune des étapes étant réputée plus facile à résoudre que le problème global.

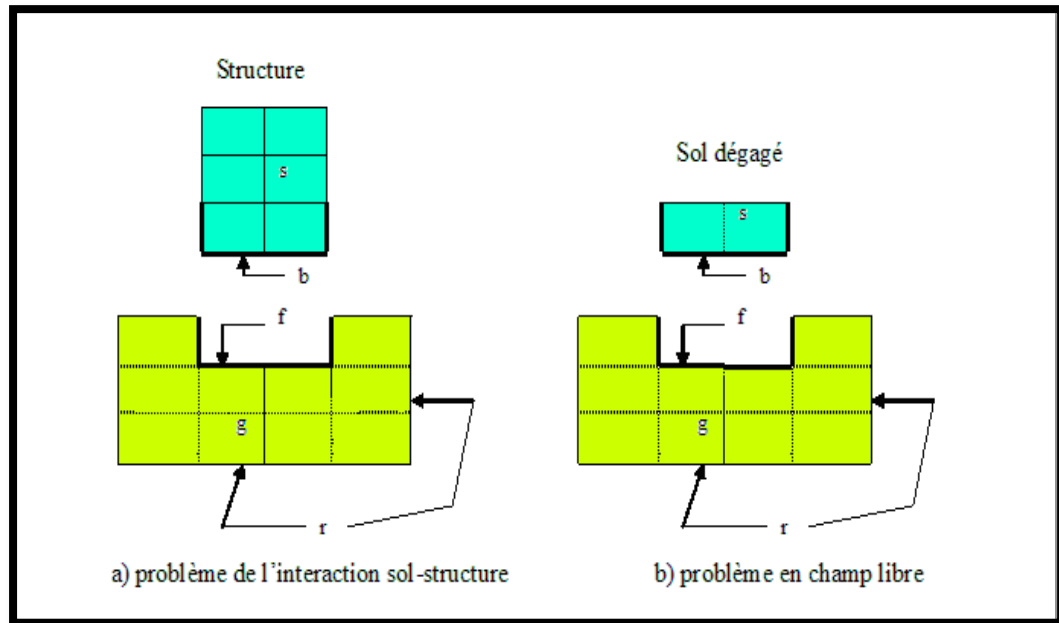


Figure II.13. Interaction Sol-Structure.

Pour des raisons évidentes, les sous structures envisagées sont constitués d'une part par le sol et d'autre part par la structure comme indiqué sur la figure II.14. On écrit les équations d'équilibre de chaque sous système, puis les conditions de compatibilité à l'interface :

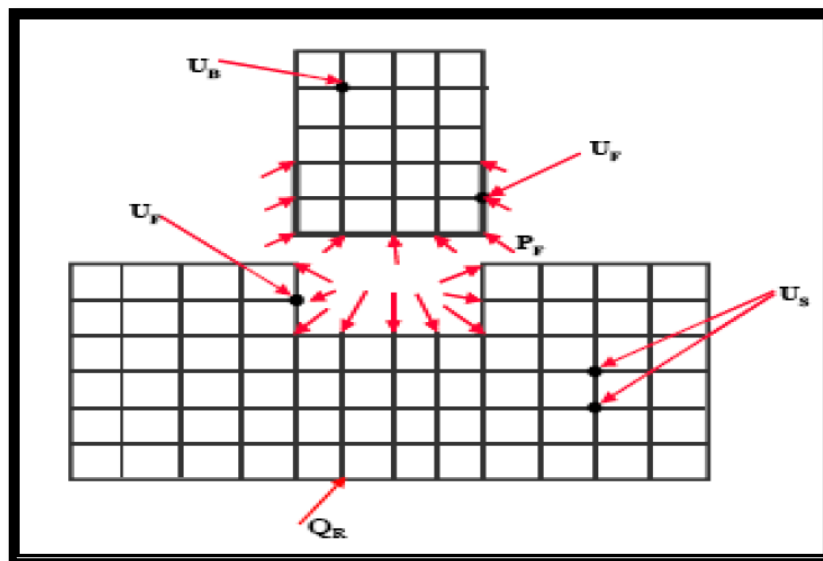


Figure II.14 : Schématisation d'une méthode de sous structure.

II.7.3 Méthodes hybrides :

Les méthodes hybrides constituent une troisième famille de méthodes qui réunissent les avantages des méthodes directes et des méthodes de sous-structures. Elles ont pour objectif de diviser le système en deux sous-domaines : un champ lointain et un champ proche.

Le champ lointain reste suffisamment éloigné de la fondation pour qu'il ne soit pas influencé par l'interaction sol-structure, et donc qu'il puisse être considéré comme élastique. Il peut être modélisé par des méthodes adaptées aux problèmes linéaires

Le champ proche, à proximité de la fondation, inclut toutes les hétérogénéités et non linéarités du système. Il s'intègre dans le modèle de la superstructure et peut être traité par une méthode directe, par exemple la méthode des éléments finis [20].

II.8 Problèmes limites et idéalisation des problèmes réalistes :

Des problèmes dynamiques d'interaction sol-structure peuvent être traités de différentes manières. L'analyse exacte ou rigoureuse pourrait être obtenue sous certaines conditions spécifiques. L'approche la plus directe pour résoudre le problème est d'inclure une couche du sol avec la structure et d'utiliser la méthode des éléments finis pour modéliser l'ensemble du système. Un tel modèle est montré sur la figure II.8 peut être utilisé pour des problèmes limites dans lesquels les mouvements du sol sont imposés aux limites. La méthode multi étapes peut aussi être utilisée pour le problème du fait que le mouvement libre du sol peut être exprimé en termes de mouvements du sol imposés aux limites. Cependant, la plupart des problèmes d'interaction sol-structure associée à des structures posées sur le sol sont différente de ceux du problème limite. La différence est due à :

1 - La plupart des mouvements du sol sont imposés au champ libre plutôt qu'au massif rocheux en dessous.

2- L'effet de l'interaction sol-structure sur la réponse de la superstructure est d'un grand intérêt, la réponse de la masse du sol en dessous n'est généralement pas une grande préoccupation. En outre, le massif de roche peut être à une profondeur bien plus grande et, par conséquent, une limite inférieure (pas au massif de roche) peut être adoptée.

3- Pour la plupart des fondations de la superstructure, l'interaction cinématique est petite et, par conséquent, peut être négligé. Donc, le problème d'interaction sol-structure est celui d'une interaction inertielle.

Le deuxième facteur ci-dessus est d'une importance capitale du fait que la masse du sol infini ne peut pas être incluse dans un modèle réaliste. Par conséquent, une quantité optimale de la masse du sol devrait être incorporée dans le modèle afin de permettre la dissipation efficace de l'énergie des ondes (figure II.8). Alternativement, un mécanisme efficace pour absorber l'énergie d'onde aux limites de la masse de sol doit être pourvu pour assurer la même fonction [12].

II.9. Conclusion

Ce chapitre expose de façon sommaire le problème des interactions sol structure ainsi que la modélisation de ces interactions compte tenu de la nature du mouvement et des propriétés dynamiques de l'ouvrage et du sol.

L'interaction sol-structure est une discipline de la mécanique appliquée s'intéressant au développement et à l'investigation des méthodes théoriques et pratiques pour l'analyse des structures soumises à des charges dynamiques en tenant compte du comportement du sol de la fondation.

Les conséquences catastrophiques de plusieurs récents tremblements de terre dans différentes régions du monde ont posé un problème sérieux aux ingénieurs pour mieux comprendre le comportement sismique des structures en tenant compte de l'effet de l'interaction sol-structure (ISS).

Chapitre III :

Modélisation du bâtiment étudié

III.1 Description du bâtiment :

On se propose d'étudier un bâtiment en béton armé, à usage d'habitation composé d'un rez-de-chaussée plus quatre étages, le bâtiment est situé en zone sismique III, implanté sur un sol meuble (selon leRPA99/version 2003). La structure résistante est composée de planchers à corps creux de type (16+4) cm, les poutres principales sont de section (30x45) cm², les poutres secondaires sont de section (30x40) cm², tandis que les poteaux sont de section (35x35) cm², la hauteur de chaque niveau est de 3m, avec un système des portiques auto stables (poteaux, poutres).

Pour cette étude nous utilisons le logiciel SAP 2000/ v.14.0.0. Pour ce faire on passe par les étapes suivantes :

Etape 1 : Modélisation linéaire élastique

Etape 2 : Modélisation non-linéaire (push over)

III.2 Modélisations linéaire :

III.2.1 Caractéristiques géométriques :

Les caractéristiques géométriques de bâtiment sont :

- Longueur en plan : 21,00 m
- Largeur en plan : 12,00 m
- Hauteur du RDC : 3.00 m
- Hauteur des étages courants : 3.00 m
- Hauteur totale : 15,60 m (hauteur de l'acrotère 60 cm).

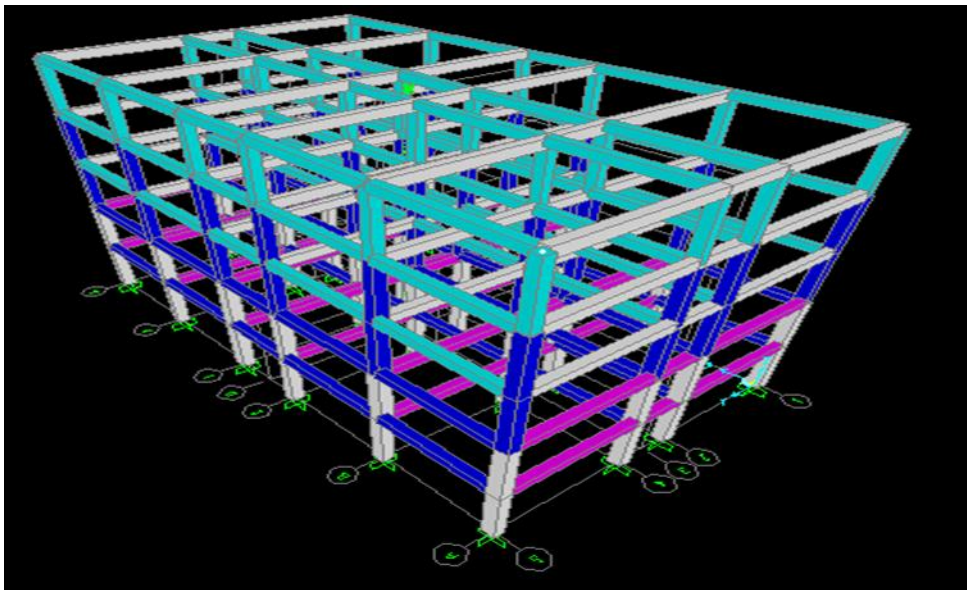


Figure III.1 : Vue en 3D du bâtiment.

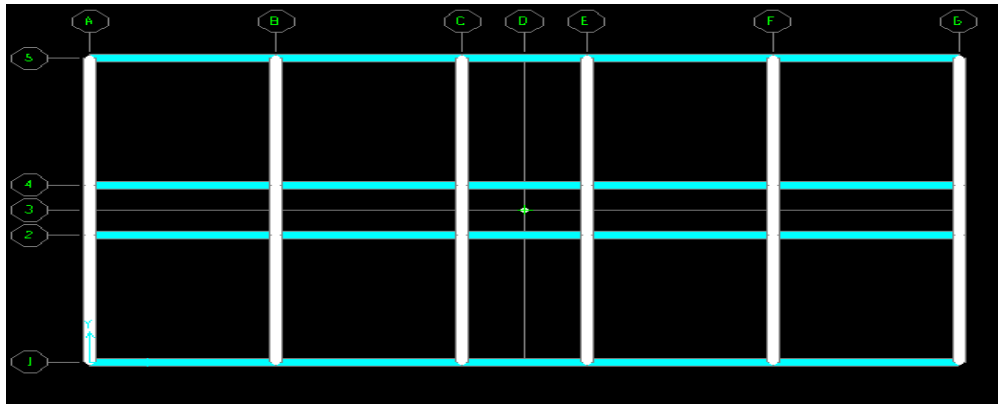


Figure III.2 : Vue en plan du bâtiment.

III.2.2 Ossature et système constructif adopté :

Les principaux éléments d'une construction comprennent :

❖ Ossature :

C'est une ossature auto-stable réalisée en système de portiques (poteaux-poutres).

❖ Planchers :

Tous les planchers sont réalisés en corps creux et une dalle de compression type (16+4) cm.

❖ Maçonnerie :

Les murs extérieurs sont réalisés en doubles parois en briques creuses de (15 cm et 10 cm) séparées par un vide de 5 cm.

Les cloisons sont en briques creuses de 10 cm d'épaisseur.

❖ Revêtement :

- Enduit en plâtre pour les plafonds.
- Enduit en ciment pour les murs extérieurs et les cloisons.
- Revêtement à carrelage pour les planchers.
- Le plancher terrasse sera recouvert par une étanchéité multicouche imperméable évitant la pénétration des eaux pluviales.

III.2.2.1 Planchers :

Le plancher est une aire plane horizontale séparant deux niveaux d'une construction et capable de supporter des charges (plancher sur vide sanitaire, plancher intermédiaires, plancher de toiture terrasse). Les planchers sont des éléments porteurs, il y a deux types de plancher à corps creux et à dalle pleine, pour notre projet le type de plancher adopté est en corps creux de 20 cm d'épaisseur pour tous les niveaux.

16 cm épaisseur du corps creux (hourdais creux), 4 cm épaisseur de la dalle de compression.

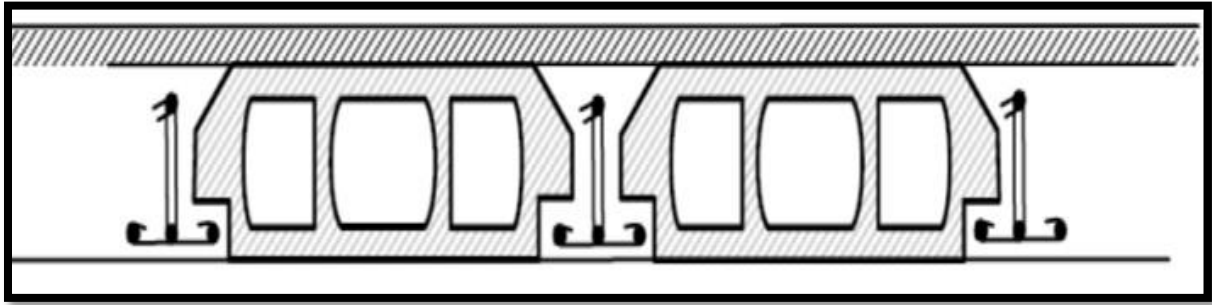


Figure III.3 : Plancher en corps creux.

III.2.2.2 Poteaux :

Un poteau est un organe de structure d'un ouvrage sur lequel se concentrent de façon ponctuelle les charges de la superstructure et par lequel ces charges se répartissent vers l'infrastructure de cet ouvrage (les fondations).

III.2.2.3 Poutres :

On appelle poutres les éléments porteurs horizontaux qui transmettent les charges des planchers et de toiture vers les appuis

III.2.3 Les matériaux et leurs caractéristiques :

Les matériaux intervenant dans les projets ont des caractéristiques très différentes selon leur nature et composition interne.

Le béton et l'acier utilisés dans la construction de cet ouvrage seront choisis conformément aux règles CBA93, ainsi que le règlement parasismique Algérien RPA 99/version2003.

III.2.3.1 Le béton :

Le béton est un matériau de construction composite fabriqué à partir de granulats naturels (sable, gravillons) ou artificiels (granulats légers) agglomérés par un liant. Le liant peut être qualifié d'« hydraulique », car sa prise se fait par hydratation. Ce liant est appelé couramment « ciment » ; on obtient dans ce cas un « béton de ciment » un des plus souvent utilisés. Le béton est le deuxième produit le plus utilisé mondialement par la société, après l'eau potable.

Ses principales caractéristiques sont :

- Une bonne résistance en compression simple ;
- Une mauvaise résistance à la traction ;
- Un poids volumique de 25 KN/m³ pour le béton armé ;
- Un coefficient de dilatation thermique de $10^{-5} / ^\circ\text{C}$.

Pour l'établissement des projets et dans les cas courants, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression à 28 jours dite valeur caractéristique requise (ou spécifiée) notée f_{c28} et choisie en fonction des conditions de fabrication du béton, de la classe du ciment utilisée et de son dosage. Dans le cas de cette étude il sera opté pour une résistance de 25 Mpa à 28 jours, la résistance du béton est également définie par la résistance caractéristique à la traction f_{tj} à j jour qui est conventionnellement définie par la relation :

$$f_{tj} = 0.6 + 0.06 \times f_{c,j}$$

Donc, le béton utilisé est caractérisé par :

- Résistance à la compression $f_{c28} = 25 \text{ Mpa}$
- Résistance à la traction $f_{t28} = 2.1 \text{ Mpa}$
- Module d'élasticité $E_b = 32164.19 \text{ Mpa}$

III.2.3.2 Aciers :

L'acier est un alliage métallique utilisé dans les domaines de la construction métallique et de la construction mécanique. L'acier est constitué d'au moins deux éléments, majoritairement le fer puis le carbone dans des proportions comprises entre 0,02 % et 1,67 % en masse. C'est essentiellement la teneur en carbone qui confère à l'alliage les propriétés du métal qu'on appelle « acier ».

L'intérêt majeur des aciers réside d'une part dans le cumul de valeurs élevées dans les propriétés mécaniques fondamentales :

- Résistance aux efforts : module d'élasticité 200 000 Mpa ;
- Dureté ;
- Résistance aux chocs (résilience).

Ce bâtiment a été construit par deux types d'aciers

- FeE400 pour armatures longitudinales $f_y = 400 \text{ Mpa}$
- FeE235 pour armatures transversales $f_y = 235 \text{ Mpa}$
- Module d'élasticité $E_s = 2,1 \cdot 10^5 \text{ Mpa}$

III.3 Dimensions des poteaux et des poutres de la structure à 5 niveaux :

Le tableau suivant résume les dimensions des poutres et des poteaux

	Les niveaux	Dimensionnements (b x h)	ferraillages
Les poteaux	4	35x35	8T14
	3	40x40	8T16
	2	40x40	8T16
	1	45x45	8T20
	RDC	45x45	8T20
Les poutres principales	4	30X45	3T14-3T12
	3	30X45	3T16-3T14
	2	30X45	5T16
	1	35X45	3T20-2T14
	RDC	35X45	3T20-2T14
Les poutres secondaires	4	30X40	5T12
	3	30X40	5T12
	2	30X40	3T14-2T12
	1	35X40	3T14-3T12
	RDC	35X40	3T14-3T12

III.4 Les charges réglementaires :

Les charges réglementaires prises en compte sont :

III.4.1 Les charges permanentes G :

Il s'agit de prendre en compte le poids réel des éléments mis en œuvre pour construire le bâtiment. Là encore, afin d'uniformiser et faciliter les procédures de calcul, le législateur a fourni des listes des poids volumiques en fonction des matériaux utilisés. Ces listes sont disponibles dans le Document Technique Réglementaire [13] des charges permanentes et charges d'exploitations.

III.4.2 Les charge d'exploitation Q :

Tout bâtiment entre dans une catégorie réglementaire et doit être capable de supporter les charges et sollicitations correspondant à une utilisation « normale ». On comprend aisément que le plancher d'un ouvrage à usage d'habitation, est à priori, moins chargé qu'un plancher d'une bibliothèque. Pour faciliter la prise en compte de ces chargements, sans avoir à les recalculer systématiquement, le législateur a choisi de définir des charges réglementaires. Celles-ci sont présentées dans le Document Technique Réglementaire (D.T.R B.C. 2.2) des charges permanentes et charges d'exploitations.

III.5 Descente de charges :

III.5.1 Introduction :

La descente de charges se fixe comme objectif à la détermination du niveau de sollicitation à chaque niveau d'un ouvrage, et ce du dernier étage jusqu'à la base de la construction.

III.5.2 Fonctionnement mécanique d'une structure de type Bâtiment :

Il faut bien comprendre ici que le fonctionnement concerne uniquement le comportement du bâtiment sous l'influence des charges permanentes et des surcharges d'exploitations (charges verticales).

III.5.3 Hypothèses :

Dans le cas des bâtiments courants, on admet souvent que les charges permanentes et surcharges d'exploitation sont uniformément réparties par mètre carré de surface.

Afin d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage, une distribution des charges et surcharges pour chaque élément s'avère nécessaire. La descente des charges permet l'évaluation de la plus part des charges revenant à chaque élément de la structure.

On aura à considérer :

- Le poids propre de l'élément.
- La charge du plancher qu'il supporte.
- La part de cloisons réparties qui lui revient.
- Les éléments secondaires (escalier, acrotère.....).

III.5.4 Plancher terrasse :

La terrasse est inaccessible et réalisée en plancher en corps creux surmontée de plusieurs couches de protection et une forme de pente facilitant l'évacuation des eaux pluviales.

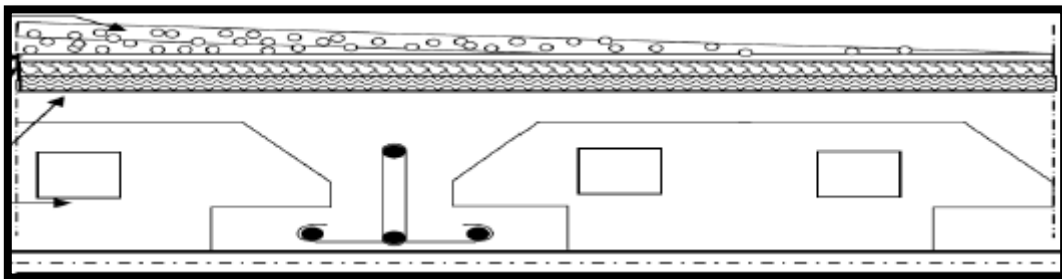


Figure III.4 : Composition du plancher terrasse inaccessible

Le plancher terrasse est constitué comme indiqué à la figure ci-dessous et les charges sont données au tableau III.2 :

Protection en gravillons (5cm)	$5 \times 2.20 = 1 \text{KN/m}^2$
Etanchéité multicouche (2cm).....	0.12KN/m^2
Béton forme de pente (5cm).....	$5 \times 0.22 = 1.10 \text{KN/m}^2$
Isolation thermique (2cm)	$2 \times 0.04 = 0.08 \text{KN/m}^2$
Plancher en corps creux (16+4).....	$2 \times 0.1 = 0.20 \text{KN/m}^2$
Enduit en plâtre (2cm).....	$2 \times 0.1 = 0.2 \text{KN/m}^2$

$$G = 5.30 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 1 \text{KN/m}^2$$

III.5.5 Plancher étages Courants :

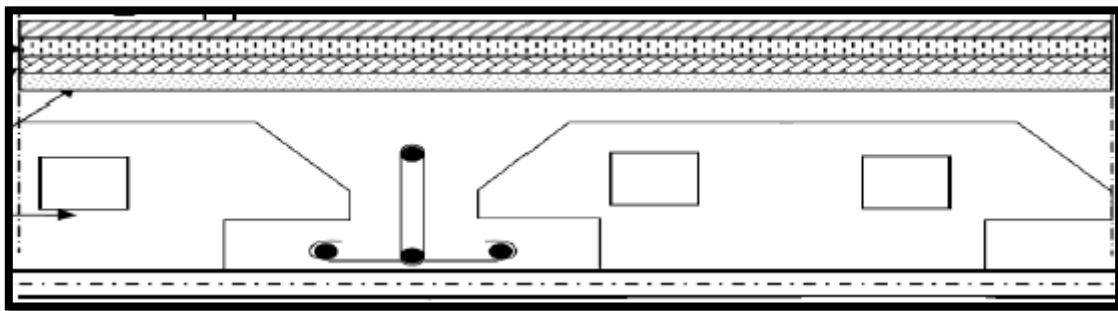


Figure III.5 : Composition du plancher étage courant, R.D.C.

Revêtement en carrelage (2cm).....	0.44KN/m^2
Mortier de pose (2cm)	$2 \times 0.20 = 0.4 \text{KN/m}^2$
Lit de sable (2cm).....	$3 \times 0.17 \text{KN/m}^2$
Plancher en corps creux (16+4).....	2.80KN/m^2
Cloisons légères (10cm)	0.9KN/m^2
Enduit plâtre	0.2KN/m^2

$$G = 5.25 \text{KN/m}^2$$

$$Q = 1.50 \text{KN/m}^2$$

III.5.6 :Mures extérieure en maçonnerie :

Enduit extérieure en ciment (1.5cm).....	0.27KN/m^2
Brique creuses (15cm).....	1.35KN/m^2
Brique creuses (10cm).....	0.9KN/m^2
Enduit intérieur en plâtre.....	$1.5 \times 0.10 \text{KN/m}^2$

$$G = 2.67 \text{KN/m}^2$$

III.5.7. Acrotère :

L'acrotère sera calculé comme une console encastrée au niveau du plancher terrasse inaccessible en flexion composée

III.5.7.1 Surface de l'acrotère :

$$S=(0.08 \times 0.2) / (2) + (0.02 \times 0.2) + (0.1 \times 0.5) = 0.062 \text{m}^2$$

$$G = \gamma_{BA} \cdot S$$

$$G = 0.062 \times 25$$

$$G = 1.55 \text{KN/m}^2$$

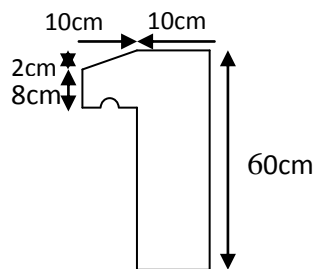


Figure III.6 : Acrotère.

III.6 Chargement des portiques :

Le chargement des portiques des différents niveaux est représenté dans les tableaux suivants :

Plancher terrasse : (Sens principal)

Sens principal	Section (cm)	Portée(m)	Charges (KN/m)	G total (KN/m)	Q (KN/m ²)
Rive (A, F)	30x45	$\frac{4.5}{2} = 2.25 \text{ m}$	Acrotère : 1.55 Plancher : 11.73	13.28	2.25
Inter (B, E)	30x45	$\frac{4.5}{2} + \frac{4.5}{2} = 4.5 \text{ m}$	Plancher : 23.85	23.85	4.50
Inter (C, D)	30x45	$\frac{4.5}{2} + \frac{3}{2} = 3.75 \text{ m}$	Plancher : 19.87	19.87	3.75

Plancher terrasse ⊕ (Sens secondaire) :

	Section (cm ²)	Charge	G totale KN/m	Q (KN/m ²)
Rive (1,4)	30x40	Acrotère : 1.55	4.55	/
Inter (2,3)	30x40	/	/	/

Plancher étages courant (2+3) ⊗ Sens principal)

	Section (cm)	Portée(m)	Charges (KN/m)	G total (KN/m)	Q (KN/m ²)
Rive (A,F)	30x45	$\frac{4.5}{2} = 2.25m$	Plancher : 11.81 Mur ext : 4.76	16.57	3.37
Inter (B.E)	30x45	$\frac{4.5}{2} + \frac{4.5}{2} = 4.5m$	Plancher : 23.63 Mur ext : 2.35	25.98	6.75
Inter (C.D)	30x45	$\frac{4.5}{2} + \frac{3}{2} = 3.75m$	Plancher : 19.69 Mur ext : 2.35	22.04	5.63

Plancher étages courant (2+3) ⊗ Sens secondaire)

	Section (cm ²)	Charge	G totale KN/m	Q(KN/m ²)
Rive (1.4)	30x40	Poids propres : 3 Mur Exeter : 4.86	7.86	/
Inter (2.3)	30x40	Poids propres : 3 Mur Exeter : 2.40	5.40	/

Plancher étages courant (RDC+1) ⊗ Sens principal)

	Section (cm ²)	Portée(m)	Charges (KN/m)	G total (KN/m)	Q (KN/m ²)
Rive (A,F)	35x45	$\frac{4.5}{2} = 2.25m$	Plancher : 11.81 Mur ext : 4.76	16.57	3.37
Inter (B.E)	35x45	$\frac{4.5}{2} + \frac{4.5}{2} = 4.5m$	Plancher : 23.63 Mur ext : 2.35	25.98	6.75
Inter (C.D)	35x45	$\frac{4.5}{2} + \frac{3}{2} = 3.75m$	Plancher : 19.69 Mur ext.2.35	22.04	5.63

Plancher étages courant (RDC+1) ⊗ Sens secondaires)

	Section (cm ²)	Charges (KN/m)	G totale KN/m	Q(KN/m ²)
Rive (1.4)	35x40	Poids propres : 3.5 Mur ext.4.86	8.36	/
Inter (2.3)	35x40	Poids propres : 3 Mur ext.2.40	5.9	/

III.6.3 Calculs des Poids :

Plancher terrasse niveau 5 :15.00m

Acrotère	102.3KN
Plancher.....	1335.6KN
Mures extérieur	336.42KN
Murs intérieur.....	168.21KN

$$G_T = 1942.52KN$$

La charge d'exploitation :

$$Q=q \times S_t$$

$$Q=1 \times 252=252 \text{KN}$$

La masse de plancher

$$W_t=G+\beta \cdot Q \quad \beta = 0.2$$

$$W_t=1942.52+0.2(252)$$

$$W_t=1992.92 \text{KN}$$

Plancher Niveaux 4, 3, 2 et 1 :

Plancher	1323KN
----------	--------

Mures extérieure	672.84KN
------------------	----------

Mures intérieur	336.42KN
-----------------	----------

$$G_t=2332.26 \text{KN}$$

Les charges d'exploitation :

$$Q=q \times S_t$$

$$Q=1,5 \times 252=378 \text{KN}$$

La masse du plancher

$$W_t=G+\beta \cdot Q \quad \beta = 0.2$$

$$W_t=2332.26+0.2(378)=2407.86 \text{KN}$$

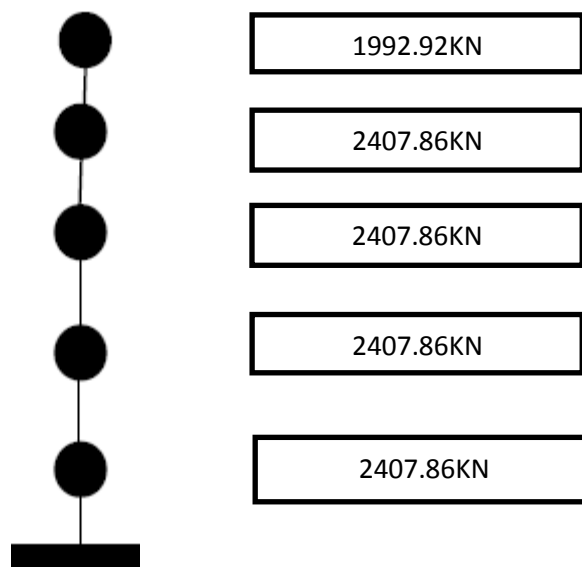


Figure III.7 : Représentation des poids du bâtiment existant

Détermination des inerties massiques :

On définit chaque masse ou moment d'inertie massique affectée aux nœuds de chaque

$$\text{niveau } I_M = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

Avec :

I_M : Inertie massique (KN.m²)

M : Masse sismique qui est égale au rapport W/g

W_i : Poids de chaque niveau

i : Accélération de pesanteur

S : Surface du plancher

I_{xg} : Inertie du plancher suivant l'axe X

I_{yg} : Inertie du plancher suivant l'axe Y

- Inertie massique du plancher terrasse :

$$I_M = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

$$I_M = \frac{(3024 + 9251) \cdot 203,35 \cdot 10^3}{1942,52} = 1286,03811$$

- Inertie massique du plancher courant :

$$I_M = \frac{M}{S} (I_{xg} + I_{yg})$$

$$I_M = \frac{(3024 + 9251) \cdot 245,7 \cdot 10^3}{2407,86} = 1252,55102$$

Niveaux	W (KN)	S (m ²)	I _{xg} (m ⁴)	I _{yg} (m ⁴)	Im (KN/m ²)
5	1992,92	252	3024	9261	1286,03811
RDC, 2, 3, 4	2407,86	252	3024	9261	1252,55102

Tableau III.8 : Inerties massiques des planchers.

III.7 Modélisation de la structure avec le logiciel SAP2000/Version14.0.0 :

III.7.1 Introduction :

SAP 2000.V14.0.0 est un logiciel de calcul et de conception des structures d'ingénierie particulièrement adapté aux bâtiments et ouvrage de génie civil. Il offre de nombreuses possibilités d'analyse des effets statiques et dynamiques avec des compléments de conception et de vérification des structures en béton armé, charpente métallique.

Le logiciel SAP 2000.V14.0.0 facilite considérablement l'interprétation des résultats, en offrant notamment la possibilité de visualiser : la déformée du système, les diagrammes des efforts et les champs de contraintes, les modes propres de vibration, etc. Le programme offre

les possibilités d'analyse suivantes : Analyse statique linéaire ; Analyse P-Delta ; Analyse statique non linéaire (push-over) ; Analyse dynamique.

III.7.2 Modélisation de la structure :

Le calcul dynamique est effectué à l'aide du logiciel SAP2000.V14.0.0, sur un modèle tridimensionnel de la structure avec 5 niveaux (RDC+4 étages) encastree à sa base. Les éléments non structuraux sont introduits comme charges (acrotère, murs périphériques).

- Les poteaux, poutres sont modélisés par un élément de type FRAME.
- La masse des planchers est calculée de manière à inclure la quantité $\beta \cdot Q$ selon.

RPA99/version 2003 [26] (dans notre cas $\beta=0,2$) correspondant à la surcharge d'exploitation. La masse des éléments modélisés est introduite de façon implicite, par la prise en compte du poids volumique correspondant à celui du béton armé à savoir 25 KN/m^3 .

- Le spectre de réponse de calcul donné par le RPA est introduit en termes de périodes.

Ce fichier est généré par des applications sous forme de fichier texte.

III.7.3 Différentes étapes de modélisation avec le logiciel SAP 2000 :

III.7.4 Modélisation de la structure dans le domaine élastique linéaire :

Les étapes de modélisation et d'analyse élastique linéaire peuvent être résumées comme suit :

III.7.4.1 Définition des propriétés mécaniques des matériaux utilisés :

- Poids volumique du béton 25 KN /m^3
- Module d'élasticité du béton 32164190 KN/m^2
- Contrainte maximale du béton à la compression 25000 KN /m^2
- Limite d'élasticité des aciers longitudinaux 400000 KN /m^2
- Limite d'élasticité des aciers transversaux 235000 KN /m^2
- Coefficient de poisson... 0.2

III.7.4.2 Définition des éléments de la structure :

Les éléments de la structure (poteaux, poutres) sont modélisés dans le logiciel par des éléments linéaires « **Frame section** ».

III.7.4.3 Chargement de la structure :

Définition des charges statiques G et Q :

En modélisant les éléments de la structure (poteaux, poutres), le logiciel prend en considération la charge due au poids propre de ces éléments, on introduit les Charges (G et Q) dues aux : plancher, murs et acrotère définis précédemment.

Etude sismique :

L'étude sismique a pour but de calculer les forces sismiques ; le calcul peut être mené par les trois méthodes suivantes :

- méthode statique équivalente.
- méthode d'analyse modale spectrale.
- méthode d'analyse dynamique par accélérogrammes.

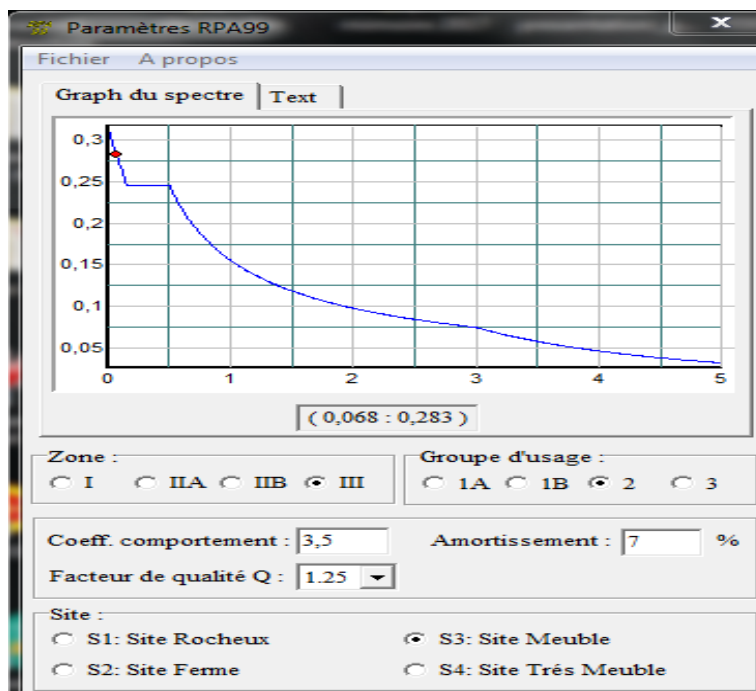


Figure. III.8 : spectre de réponse.

Condition d'application de la méthode statique équivalente :

Vue la géométrie du bâtiment en plan et en élévation, et les conditions d'application des méthodes de calcul conformément à l'article 4.1.23 du RPA99/2003[26], la méthode statique équivalente est applicable.

Application de la méthode statique équivalente :

La force sismique totale, V appliquée à la base de la structure, doit être calculée successivement dans deux directions horizontales orthogonales selon la formule :

$$V = \frac{A \times D \times Q \times W}{R}$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de la zone sismique et de groupe d'usage du bâtiment

On a bâtiment de groupe d'usage 2 dans zone **III** **A=0.25**

Groupe	ZONE			
	I	IIa	IIb	III
1 A	0,15	0,25	0,30	0,40
1 B	0,12	0,20	0,25	0,30
2	0,10	0,15	0,20	0,25
3	0,07	0,10	0,14	0,18

Tableau III.9 : Coefficient d'accélération de zone A

R : coefficient de comportement global de la structure : sa valeur unique est donnée par le tableau 4.3 en fonction du système de contreventement tel que défini en RPA99/2003[26].

Pour une structure en portiques auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide on a **R =3.5**

D : facteur d'amplification dynamique moyenne, D est fonction de la catégorie de site, du facteur de correction d'amortissement (η) et de la période fondamentale de la structure (T) selon formule :

$$D = \begin{cases} 2,5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3 \text{ s} \\ 2,5\eta \left(\frac{T_2}{3}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{T}\right)^{\frac{5}{3}} & T \leq 3 \text{ s} \end{cases}$$

Avec :

η : Le facteur de correction d'amortissement « η » est donnée par la formule suivante :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} \geq 0,7$$

Où ξ (%) est le pourcentage d'amortissement critique fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. (tableau4.2.RPA99)

Nous avons des portiques en béton armé avec remplissage dense $\xi = 7\%$

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2 + \xi}} = 0.88 > 0.7$$

T : La valeur de la période fondamentale de la structure peut être estimée à partir de formules empiriques ou calculée par des méthodes analytiques ou numériques.

La formule empirique à utiliser selon les cas est la suivante :

$$T = C_t h_N^{3/4}$$

h_N : Hauteur mesurée en mètres à partir de la base la structure jusqu'au dernier niveau

$$h_N = 15.00m$$

C_t : Coefficient en fonction du système de contreventement et du type de remplissage, il est donné par le tableau (4.6) du RPA 2003.

$$C_t = 0.05$$

$$\rightarrow T = C_t h_N^{3/4} = 0.050 \times 15,00^{3/4} = 0.38 \text{ sec}$$

D : est la dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considéré.

$$\left\{ \begin{array}{l} \text{Suivant x-x : } L_x = 21m. \quad T_x = \frac{h}{\sqrt{L_x}} = \frac{0,09 \times 15}{\sqrt{21}} = 0.29 \text{ s} \\ \text{Suivant y-y : } L_y = 12m. \quad T_y = \frac{h}{\sqrt{L_y}} = \frac{0,09 \times 15}{\sqrt{12}} = 0.38 \text{ s} \end{array} \right.$$

$$\left\{ \begin{array}{l} T_x = \min(0.38 ; 0.29) \rightarrow T_x = 0.29S \\ T_y = \min(0.38 ; 0.37) \rightarrow T_y = 0.37S \end{array} \right.$$

(T_1, T_2) : Période caractéristique associée la catégorie du sol ☉ Tableau 4.7)

On a un sol meuble \Leftrightarrow site 3 donc : $T_1 = 0,15 \text{ s}$ et $T_2 = 0,5 \text{ s}$

On a : $0 \leq T \leq T_2 \rightarrow 0 \leq 0.38 \leq 0.5 \text{ s}$

$$D = 2,5\eta = 2,5 \cdot 0,88 = 2,2$$

Q : facteur de qualité

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_1^5 P_q$$

P_q est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q « est satisfait ou non ».

Sa valeur est donnée au tableau 4.4 du RPA99/2003

Critère q	Observé	Non observé
1. Condition minimales sur les filles de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

Tableau III.10 : Facteur de qualité.

$$Q = 1 + (0,05 + 0,05 + 0,00 + 0,00 + 0,05 + 0,10) = 1,25$$

W : poids total de la structure

W est égal à la somme des poids W_i , calculés à chaque niveau (i) :

$$W = \sum_{i=1}^n W_i \quad \text{Avec } W_i = W_{Gi} + \beta W_{Qi}$$

$$W = W_5 + W_4 + W_3 + W_2 + W_1 = 11624.6 \text{ KN}$$

W_{Gi} : Poids dû aux charges permanentes et à celles des équipements fixes éventuels, solidaires de la structure

W_{Qi} : Charges d'exploitation

β : Coefficient de pondération, fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation.

Pour bâtiments d'habitation : $\beta=0.2$.

III.8.3 Calcul de la force sismique :

$$V = V_x = V_y = \frac{0,25 \cdot 2,2 \cdot 1,25}{3,5} \times 11624,36$$

$$V = 3006,76 \text{ KN}$$

III.8.4 Distribution de la résultante des forces sismiques selon la hauteur :

La résultante des forces sismiques à la base V doit être distribuée sur la hauteur de la structure selon les formules suivantes :

$$V = F_t + \sum F_i$$

Dans notre cas : $F_t = 0$ ($T < 0.7$)

$$F_i = \frac{(V - F_t) \cdot W_i h_i}{\sum_{j=1}^n W_j h_j}$$

F_i : Effort horizontal revenant au niveau i

h_i : Niveau de plancher où s'exerce la force F_i

h_j : Niveau du plancher quelconque

$W_i W_j$: poids revenant aux plancher i, j .

Niveau	RDC	1 ^{er} étage	2 ^{ème} étage	2 ^{ème} étage	2 ^{ème} étage
hi(m)	3	6	9	12	15
Wi (KN)	2407.86KN	2407.86KN	2407.86KN	2407.86KN	1992,92KN
Wi. Hi	7223.58	14447.16	21670.74	28894.32	29893.8
$\sum W_i W_j$	7223.58	21670.74	43341.48	72235.5	102129.6
F (KN)	822.185	1644.371	2466.557	3288.742	3402.503

Tableau III.11 : Forces sismiques au niveau des étages.

III.9 Résultats de l'analyse linéaire élastique :

Suite à l'analyse effectuée sur le modèle étudié, nous avons les résultats suivants :

III.9.1 Les périodes (T) :

Le tableau III.15 mesure les périodes propres du bâtiment pour les deux modes de vibration données par logiciel Sap2000 V14.0.0.

Type	Numéro	Période (s)
Mode	1	0.692919
Mode	2	0,650591
Mode	3	0,346312
Mode	4	0,235941
Mode	5	0,224115
Mode	6	0,137317
Mode	7	0,133058
Mode	8	0,122107
Mode	9	0,09087
Mode	10	0,089357
Mode	11	0,072243
Mode	12	0,067554

Tableau III.12 : Périodes du bâtiment existant correspondant aux différents modes de vibration.

III.9.2 Les modes de vibrations :

Les trois figures III.9, III.10, III.11 montrent les modes de vibration du bâtiment suivant le sens (x) et le sens (y) et le sens (z) respectivement

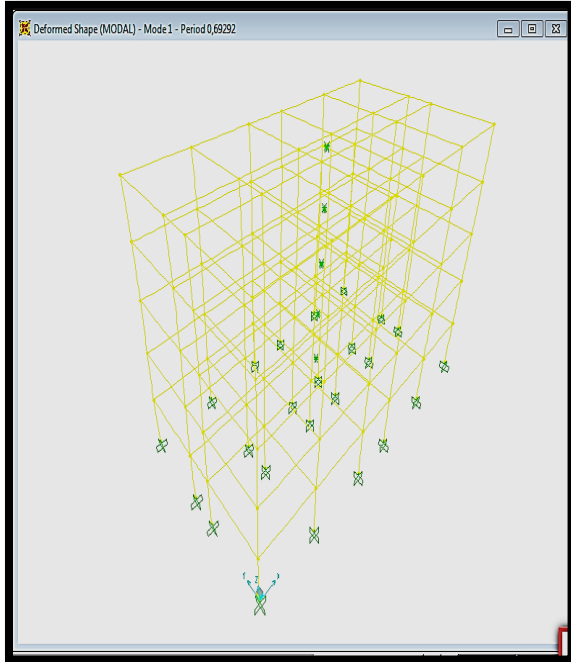


Figure III.9 : Translation dans le sens Y
(Mode 1)

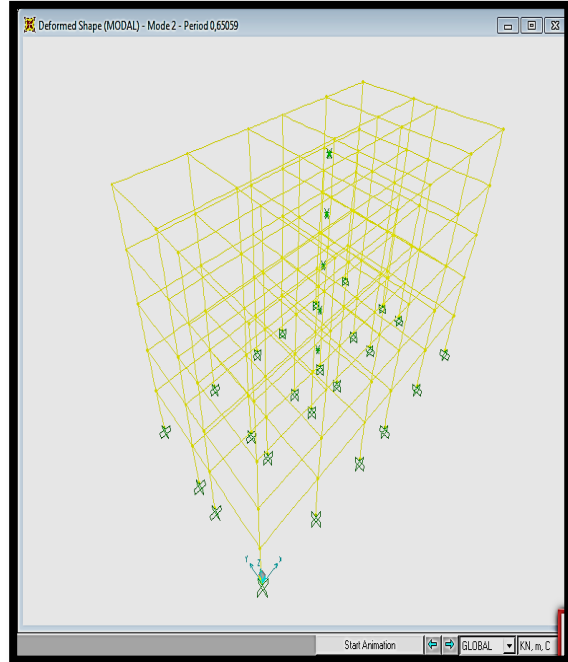


Figure III.10 : Translation dans sens X
(Mode2)

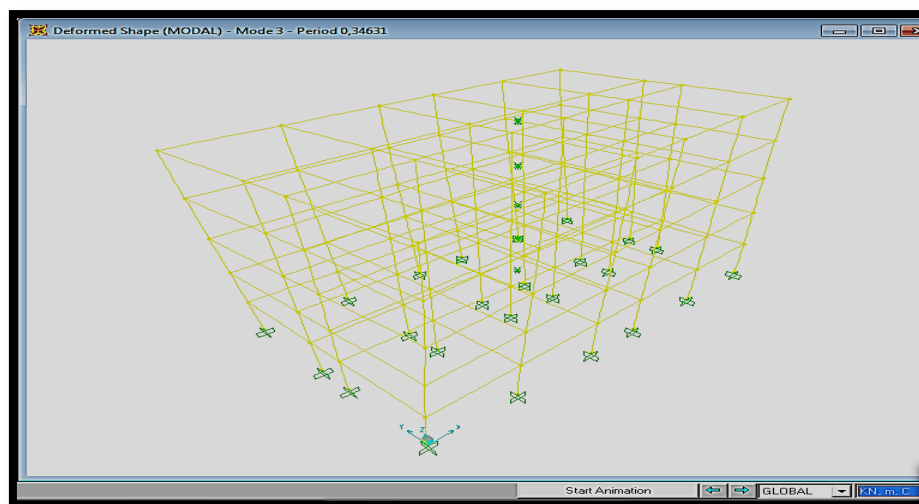


Figure III.11: Rotation dans le sens Z (mode 3)

Nous avons effectué une modélisation en 3D à l'aide du logiciel SAP 2000 V14 ce qui nous a permis de réaliser une analyse élastique linéaire, nous avons trouvé :

- La période fondamentale du bâtiment : $T = 0.69S$.

- L'effort tranchant à la base : $V_x = 2511,11$ KN suivant (x) et $V_y = 2610,10$ KN suivant (y).

III.10 Vérifications exigées par le RPA/version2003 :

III.10.1 Vérification de l'effort tranchant à la base (Article 4.6.3 rpa99/2003) :

La résultante des forces sismique à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V .

Variantes	Périodes	V_{st}		80% V_{st}		V_{dy}		Observe
		V_x	V_y	80% V_{st} (x)	80% V_{st} (y)	V_{dy} (x)	V_{dy} (y)	
Bâtiment existant	0,69	11624,3	11624,3	9299.48	9299.48	2511,11	2610,10	C.V

Tableau III.13 : Condition de l'effort tranchant.

III.10.2 Vérification des déplacements relatifs :

Selon le RPA99 version 2003[26], les déplacements relatifs d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur d'étage :

Avec Δ_k : Le déplacement relatif au niveau " " par rapport au niveau " k-1" $\Delta_k = \delta_k - \delta_{k-1}$

R : Coefficient de comportement $R=3.5$; h_e : hauteur de l'étage.

Niveau	δ_{ek}		$\delta_{ek} - \delta_{ek-1} = \delta_k$		$\Delta_k = R \cdot \delta_k$		0.01 h_e
	δ_x	δ_y	δ_x	δ_y	Δ_x	Δ_y	
5	0,031581	0,029205	0,004277	0,004188	0,0149695	0,014658	0.03
4	0,027304	0,025017	0,006433	0,005993	0,0225155	0,0209755	0.03
3	0,020871	0,019024	0,008286	0,007579	0,029001	0,0265265	0.03
2	0,012585	0,011445	0,007644	0,006836	0,026754	0,023926	0.03
1	0,004941	0,004609	0,005	0,005	0,0175	0,0175	0.03

Tableau III.14 : Déplacements des différents niveaux dans le sens X et le sens Y.

D'après le tableau III.14, on constate que Les déplacements relatifs inter-étages sont vérifiés et par conséquent le critère de Justification de la sécurité de l'article 5.10 du RPA 99/2003 est vérifiée l'augmentation de la rigidité de la structure diminue la valeur des déplacements absolus de tous les étages de la structure.

III.10.3 Effet P-Δ :

Les effets du 2^{ème} ordre (ou effet P- Δ) peuvent être négligés dans le cas des bâtiments si la condition suivante est satisfaite à tous les niveaux :

$$\theta_k = \frac{p_k \Delta_k}{V_k h_k} \leq 0,1$$

Avec :

p_k = poids total de la structure et des charges d’exploitation associées au-dessus du niveau

$$p_k = \sum_{i=k}^n (W_{Gi} + \beta W_{qi})$$

Δ_k : Déplacement relatif du niveau « k » par rapport au niveau « k-1 » ;

V_k : Effort tranchant d’étage au niveau « k » ;

$$V_k = \sum_{i=k}^n F_1 + F_2 + F_3 + F_4 + F_5$$

h_k : Hauteur de l’étage « k » ;

θ_k : Facteur d’instabilité.

Si $0,10 < \theta_k \leq 0,20$, les effets P- Δ peuvent être pris en compte de manière approximative en amplifiant les effets de l’action sismique calculés au moyen d’une analyse élastique du 1^{er} ordre par le facteur $1/(1- \theta_k)$.

Si $\theta_k > 0,20$, la structure est potentiellement instable et doit être redimensionnée.

Les résultats obtenus sont inscrits dans le tableau ci-après :

Niveau	W_i	V	$\Delta_k = R. \delta_k$		θ		h_e
			Sens X	Sens-Y	Sens X	Sens-Y	
5	1992,92	3402,50	0,0149695	0,014658	0,00292	0,003	3
4	4400,78	6691,25	0,0225155	0,0209755	0,005	0,0046	3
3	6808,64	9157,8	0,029001	0,0265265	0,0071	0,0066	3
2	92016,5	10802,17	0,026754	0,023926	0,075	0,07	3
1	11624,24	11624,34	0,0175	0,0175	0,006	0,006	3

Tableau III.15 : L’effet P-Δ dans le sens X et Y.

Commentaire :

En analysant les résultats trouvés suite aux différentes vérifications (l’effort tranchant a la base, déplacements et l’effet (P-Δ), on constate que toutes les vérifications de l’effet (P-Δ) sont satisfaites.

III.11 Modélisation non linéaire (push-over) de la structure :

III.11.1 Définition de l'analyse Push-over :

L'analyse 'Push-over' est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure. Les résultats de cette analyse sont représentés sous forme de courbe qui relie l'effort tranchant à la base au déplacement du sommet de la structure [1].

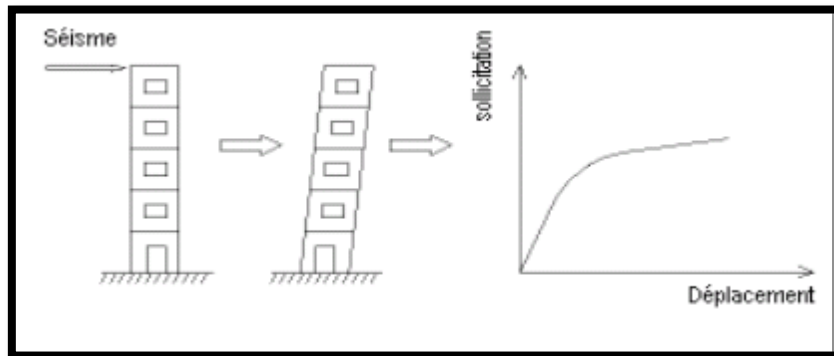


Figure III.12 : Signification physique de la courbe de capacité.

III.11.2 Objectifs d'une analyse Push-over :

Le but de l'analyse Push-over est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer les différents paramètres en termes de sollicitations et déplacements dans les éléments de la structure.

L'analyse Push-over est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, on cite :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol [1];
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points faibles des structures ;
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être élevées
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et / ou en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.

- L'estimation des déplacements inter-étages qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et / ou de la résistance qui peuvent être utilisés dans le contrôle de l'endommagement. et qui doivent faire l'objet d'une attention particulière durant la conception.

III.11.3 Définition du comportement non linéaire des poteaux et des poutres :

Les poutres et les poteaux sont modélisés par des éléments ayant des propriétés élastiques linéaires, le comportement non linéaire des éléments se traduit par l'introduction de rotules plastiques " Plastic Hinge " aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier.

Des rotules de type moment (M2 et M3), cisaillement (V2 et V3), effort normal (P), torsion (T), peuvent être définies le long de ces éléments linéaires, par ailleurs le logiciel SAP2000 V.14.0.0 offre aussi la possibilité de définir des rotules qui prennent en compte l'interaction effort normal-moment (PMM).

Pour notre modèle de calcul, nous allons introduire dans les poutres et les poteaux des rotules plastiques avec des lois de comportement définies par défaut par le logiciel comme suit :

- **Poutres :** rotules de flexion (**de type M3**).
- **Poteaux :** rotules de flexion (**de type PM2M3**).

Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel sont extraites du règlement Américain FEMA356.

III.11.2 Introduction des rotules plastiques :

Les rotules de flexion (de type M3) sont introduites aux niveaux des zones nodales des poutres (Voir figures III.13 et III.14).

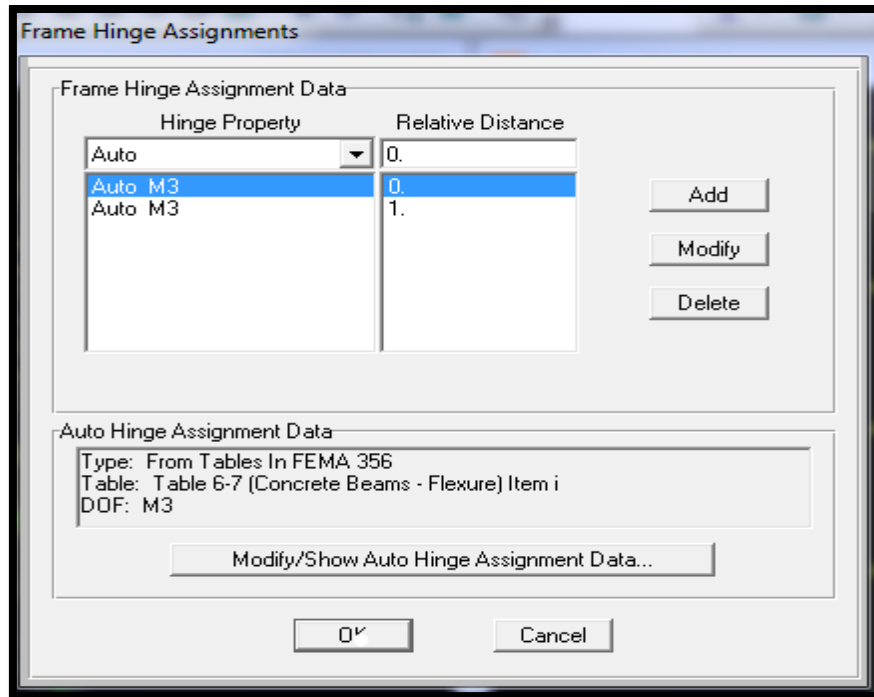


Figure III.13 : Introduction des rotules plastiques des poutres.

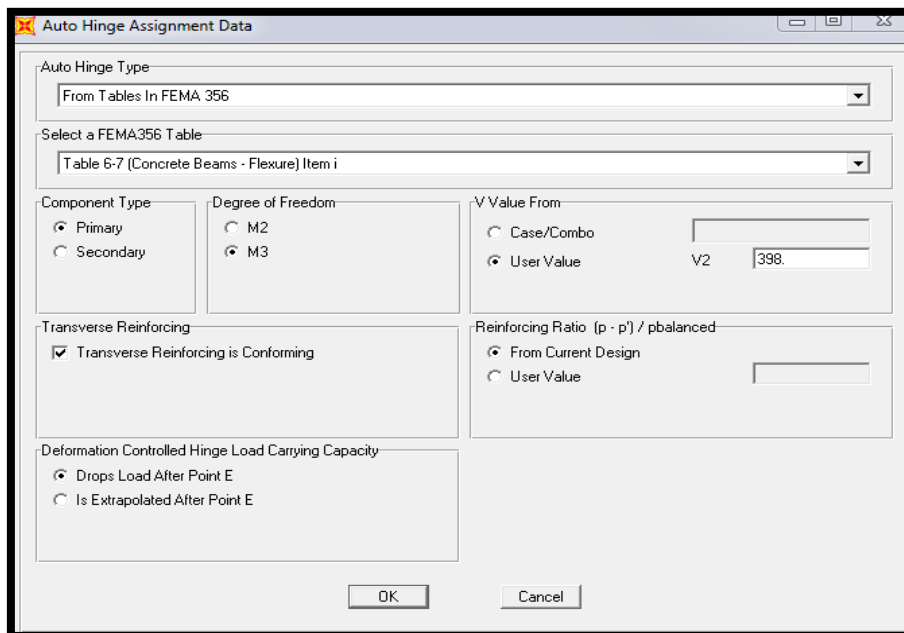


Figure III.14 : Type de rotules plastiques (cas des poutres).

Pour ce qui est des poteaux, on introduit des rotules de type (PM2M3) qui tiennent compte de l'interaction (effort normal-moment). (Voir figures III.15 et III.16).

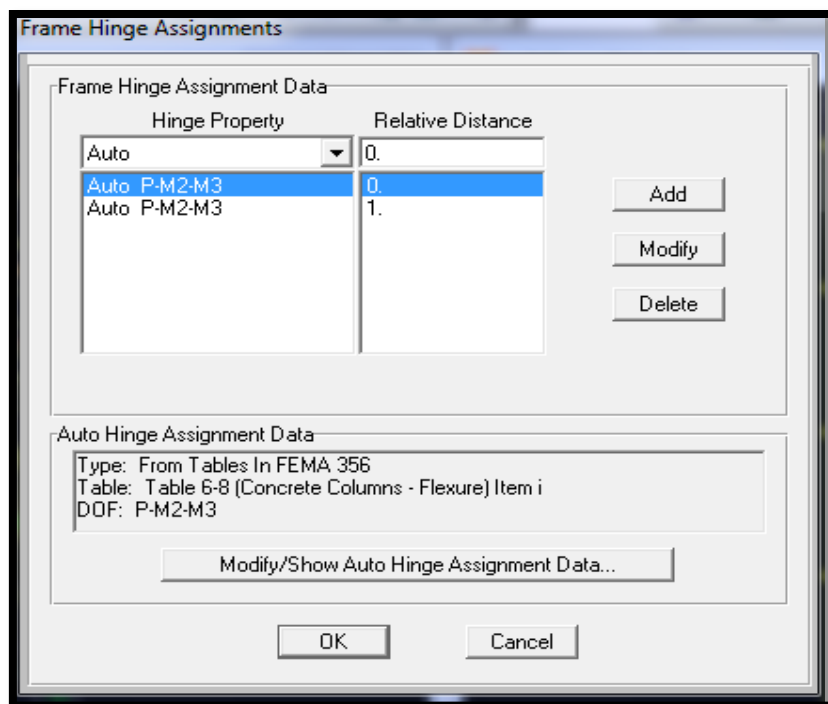


Figure III.15 : Introduction des rotules plastiques des poteaux

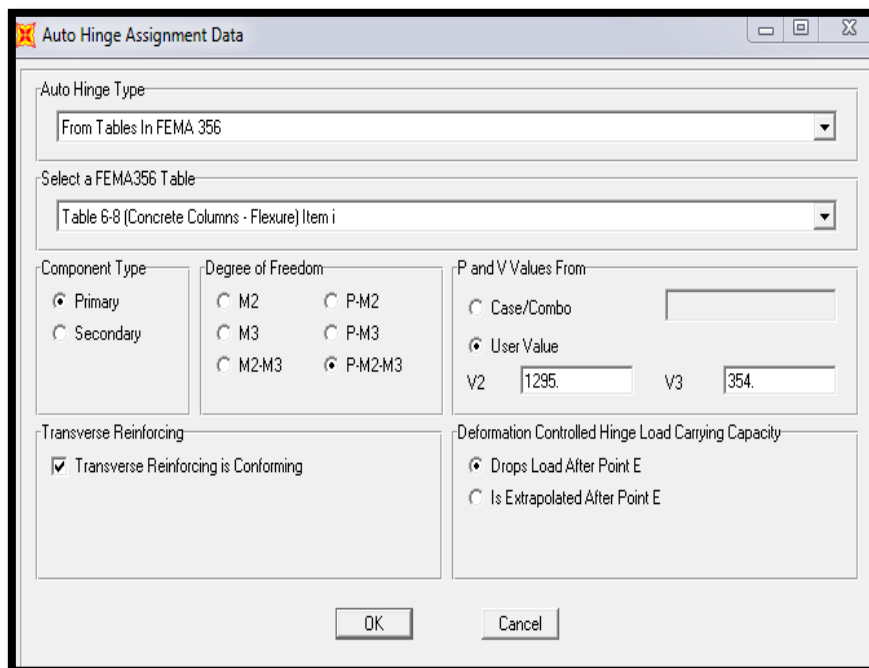


Figure III.16 : Type de rotules plastiques (cas des poteaux).

III.11.3 Définition du chargement de l'analyse push-over :

L'analyse Push-over est exécutée en appliquant des charges horizontales distribuées sur la hauteur de la structure, qui croissent de façon monotone de zéro jusqu'à l'état ultime correspondant à l'initiation de l'effondrement de la structure. Les charges gravitaires demeurent constantes durant l'analyse.

III.11.3.1 Définition de l'analyse push over sous charges gravitaires :

Dans cette étape il convient d'appliquer l'ensemble des charges par étapes. On choisira une application en deux étapes. La création d'un cas Push-over pour les charges gravitaires est indispensable pour la définition des deux autres cas. En effet, ces derniers utilisent comme base de départ les résultats finaux du premier pas ; l'ensemble des charges gravitaires sur la structure représente le poids propre, les surcharges, les charges utiles,...L'introduction des charges gravitaires dans l'analyse push-over est représentée sur la figure III.17 :

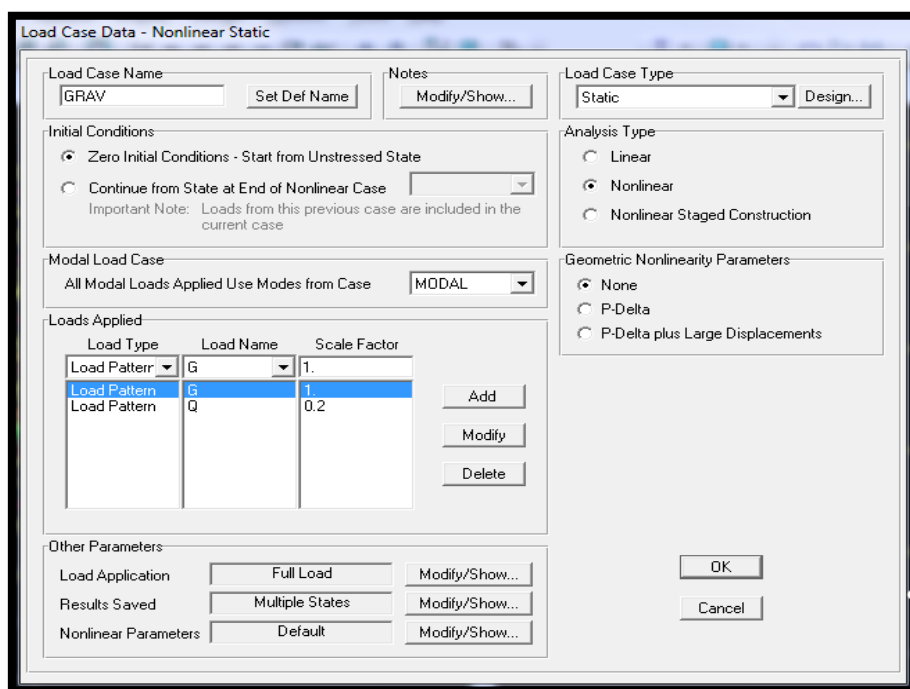


Figure III.17 : Définition de l'analyse push-over sous charges gravitaires

Le chargement introduit correspond à la combinaison proposée par le RPA99/Version2003.

Pour la détermination des charges sismiques : **(G+0.2Q)**.

III.11.3.2 Définition de l'analyse push over sous charges horizontales (sens X):

La prochaine étape consiste à définir l'analyse push over sous charges horizontales suivant le sens X (voir figure III.18).

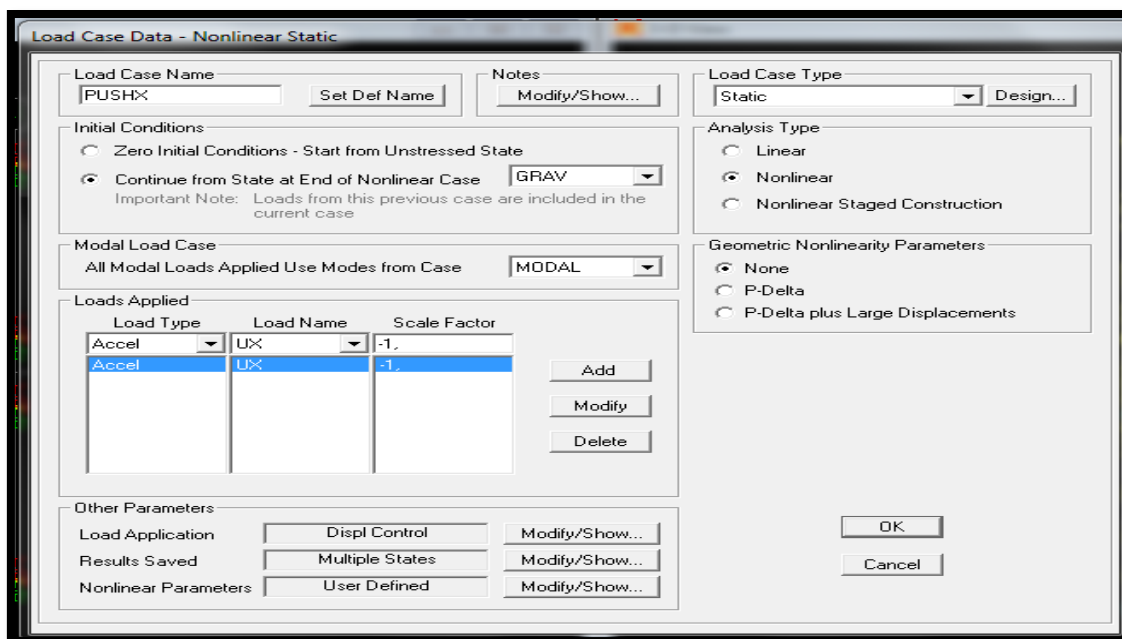


Figure III.18 : Définition de l’analyse push-over sous charges horizontales suivant l’axe X.

III.11.3.3 Définition de l’analyse push over sous charges horizontales (sens-Y):

A présent que l’analyse non linéaire push-over sous charges horizontales suivant l’axe X est définie, la prochaine étape consiste à définir l’analyse push over sous charges horizontales suivant le sens Y (voir figure III.19).

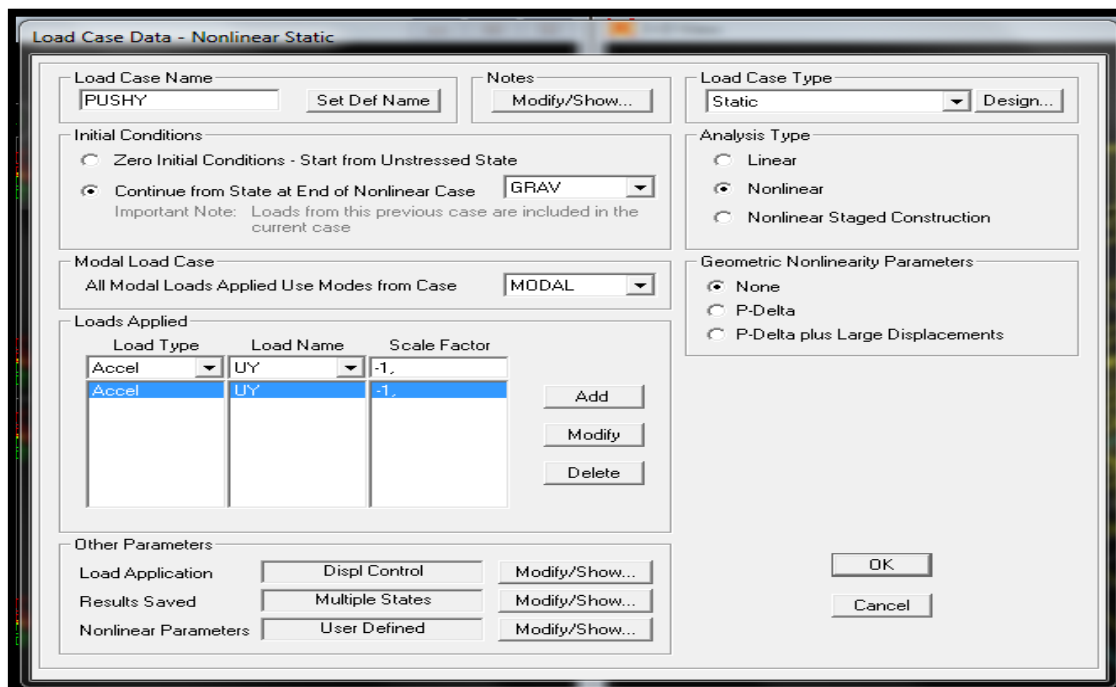


Figure III.19 : Définition de l’analyse push-over sous charges Horizontales suivant l’axe Y

III.11.4 Niveaux de dommages :

Le règlement FEMA 356 définit trois niveaux afin de décrire l'état de dégradation de chaque section et ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique comme il est montré sur la figure III.20 [10]:

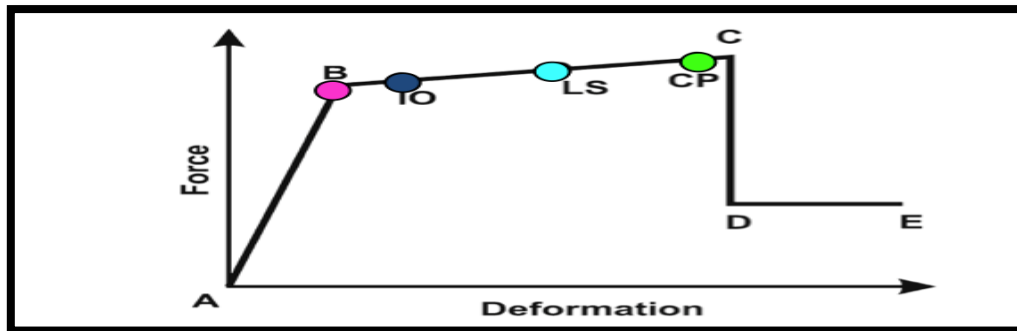


Figure III.20 : Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages.

- ❖ Au niveau **IO** (occupation immédiate), les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale.
- ❖ Au niveau **LS** (sécurité de vie), la section a subi des dommages importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur.
- ❖ Au niveau **CP** (prévention de ruine), la section a subi de grandes déformations post élastiques, au-delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.

Le **segment A-B** représente la phase élastique de la section, le **point C** correspond à la capacité ultime et marque le début de la phase de dégradation de la section (chute de résistance). (**Segment C-D**).

III.11.5 Résultats de l'analyse statique non-linéaire (push-over)

• Extraction de la courbe de capacité :

Après l'analyse push-over, nous avons obtenu les courbes de capacité représentées sur les figures III.21 et III.22 :

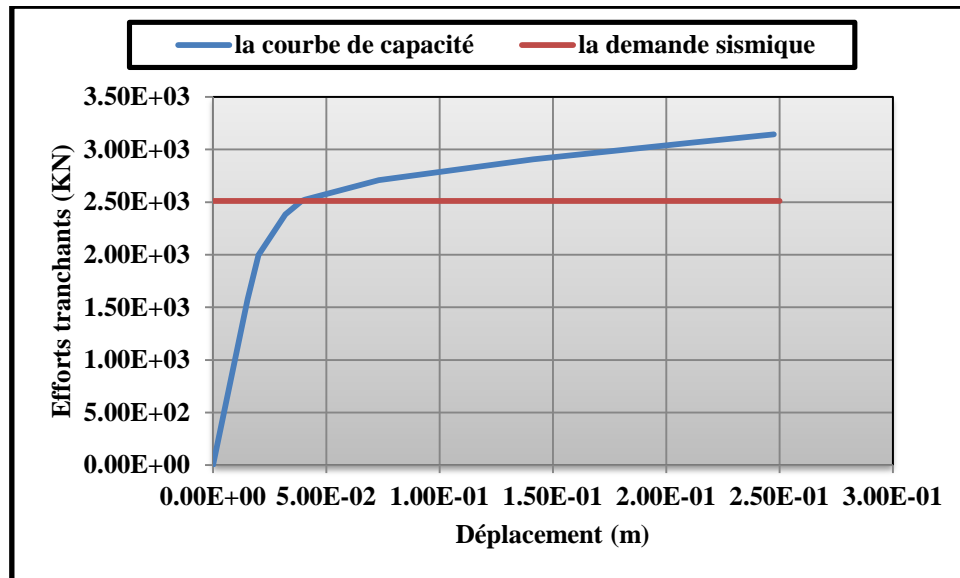


Figure III.21 : Courbe de capacité (sens X).

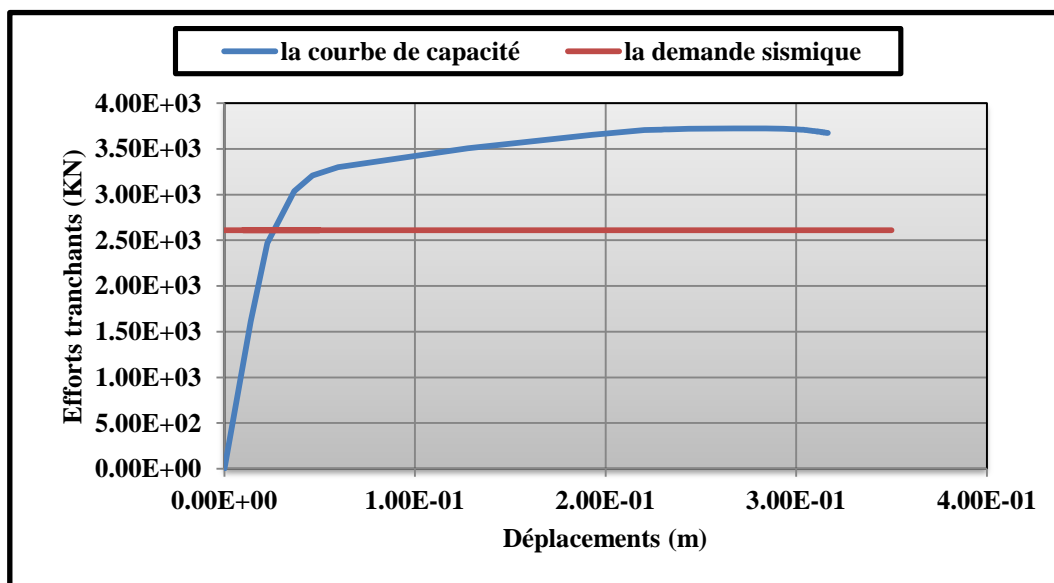


Figure III.22 : Courbe de capacité (sens-Y)

Commentaires :

Suite aux résultats des courbes de capacité, on peut dire que notre bâtiment a une capacité de résistance supérieure à la demande sismique dans les deux sens X et Y.

L'emplacement des rotules plastique et les niveaux d'endommagements dans le bâtiment existant est illustré sur les figures III.23, III.24, et III.25 :

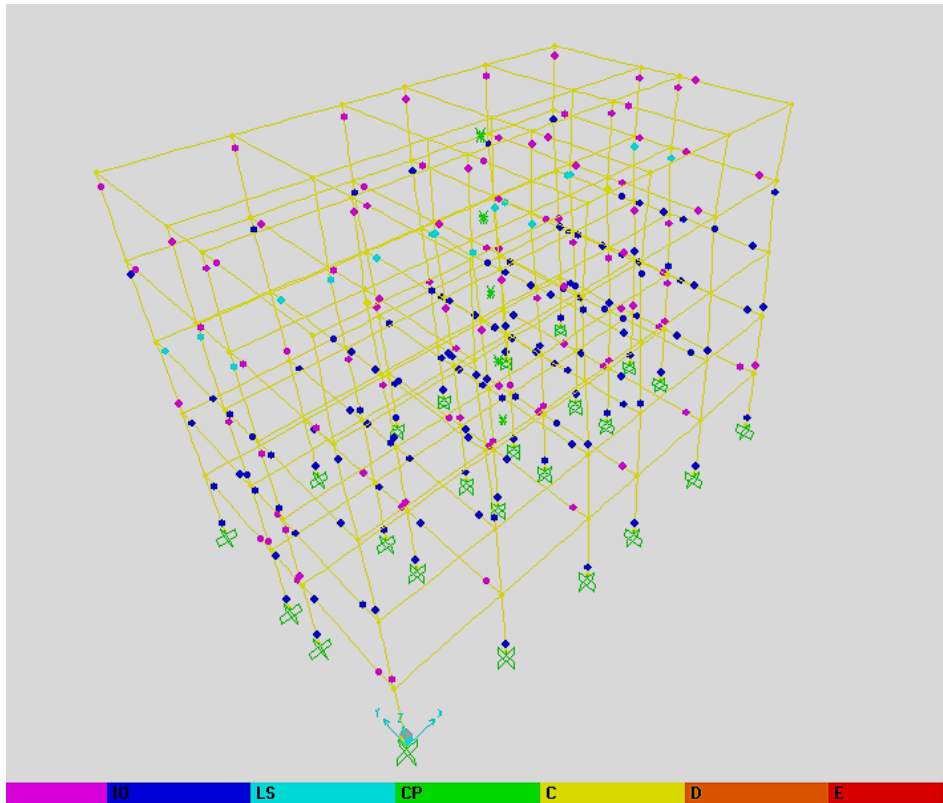


Figure III.23 : Formation des rotules plastiques (vue en 3D)

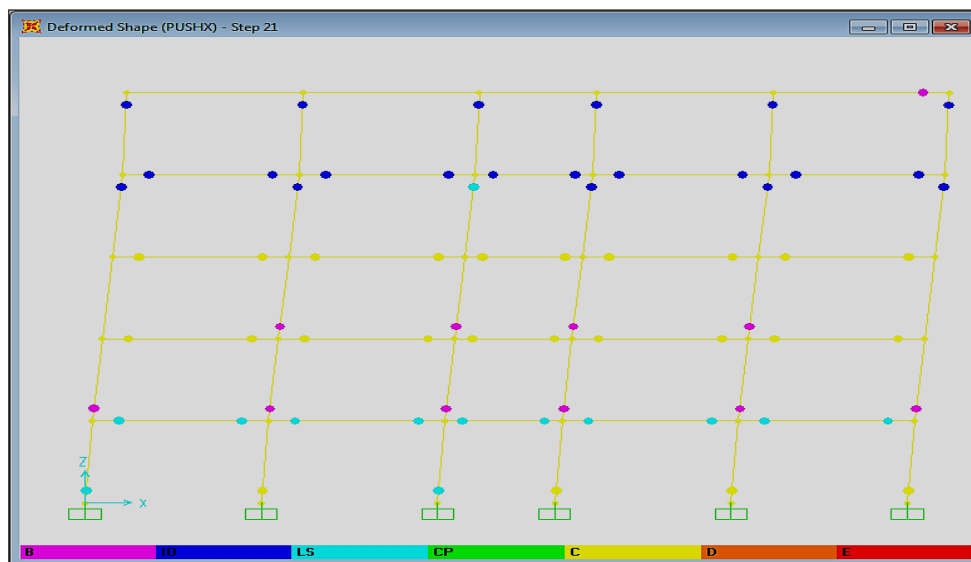


Figure III.24 : Formation des rotules plastiques (sens X)

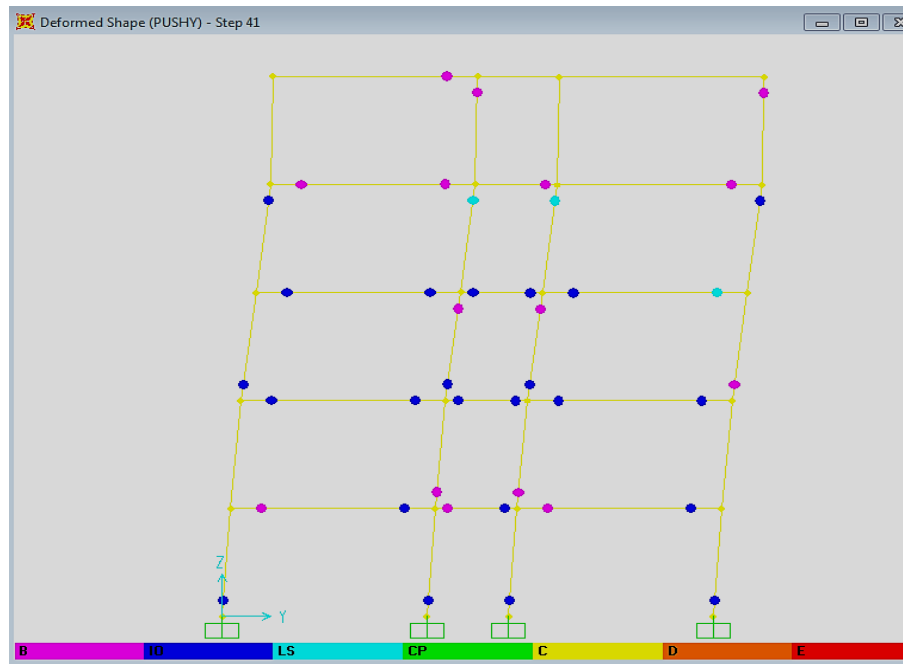


Figure III.25 : Formation des rotules plastiques (sens-Y)

Commentaires :

Après la visualisation de la distribution des rotules plastiques dans la structure suivant le sens (X) et après chaque pas de chargement de l'analyse push-over, On constate que les rotules plastiques de type (B) se sont formées au niveau des poteaux, et on observe une distribution des rotules de type (IO-LS-C) au niveau des poutres et des poteaux

Et suivant le sens (Y) on constate que la première rotule se forme au niveau des poutres de type (B) et, les types (IO) se forme au niveau des poteaux du 2^{ème} étage. A la fin De l'analyse le niveau d'endommagement augmente et les rotules plastiques sont de type (LS) pour les poteaux et les poutres.

III.12 Conclusion :

Dans ce chapitre nous avons effectué une modélisation en 3D à l'aide du logiciel SAP2000 V .14.0.0 ce qui nous a permis de réaliser une analyse linéaire et non linéaire. L'analyse élastique linéaire donne des informations importants sur les périodes, les masses modales, les efforts tranchants à la base de la structure...etc.

Chapitre IV :

Étude paramétrique

IV.1 Introduction :

La réponse dynamique du bâtiment étudié est évaluée dans un premier temps en considérant l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base, puis en tenant compte de l'interaction sol-structure. Nous considérons les quatre types de catégories de site classés dans le RPA 99/V2003 [26].

Cette partie de mémoire consiste à analyser la réponse de la structure (avec et sans ISS) en terme des périodes fondamentales, efforts tranchants à la base et les déformées pour une analyse linéaire élastique. Et puis, en termes de courbes de capacité, niveaux d'endommagement pour une analyse non linéaire (push over) et ceci pour différentes types de sites (rocheux, ferme, meuble et très meuble).

Parmi les nombreux logiciels d'analyse modale et dynamique qui sont à la disposition des ingénieurs, le SAP2000 V 14.0.0 est celui qui est retenu pour l'étude paramétrique prévue dans ce travail.

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

Selon le RPA 99 (V2003), le sol Le sol est classé en quatre catégories: le sol S1, le sol S2, le sol S3 et le sol S4, en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent :

- ❖ **Le sol S1** (site rocheux): roche ou autre formation géologique caractérisée par une vitesse moyenne d'onde de cisaillement $V_S \geq 800\text{m/s}$.
- ❖ **Le sol S2** (site ferme) : rocher ou autre formation géologique comportant une couche superficielle de 5m au maximum, de matériau moins résistant ou d'argile sur consolidée, et/ou encore des dépôts de sables et de graviers très denses de 10 à 20mètres d'épaisseur, où les propriétés mécaniques augmentent progressivement avec la profondeur (la vitesse des ondes de cisaillement V_s atteint au moins 400m/s à partir de 10m de profondeur.
- ❖ **Le sol S3** (site meuble) : dépôt de gravier ou de sable de densité moyenne ou d'argile moyennement raide dont les épaisseurs varient de quelques dizaines à plusieurs centaines de mètres, où la vitesse des ondes de cisaillement est d'au moins 200m/s à 10m de profondeur.
- ❖ **Le sol S4** (site très meuble) : ce sol est constitué par des dépôts de sables lâches, sans ou avec présence de couche d'argile molle, ou dépôt d'argile molle à moyennement

raide, où VS est inférieure à 200m/s sur les vingt premiers mètres, ce sol peut aussi être constitué de sols cohérents de faible raideur [26].

Le tableau suivant résume les caractéristiques de différentes catégories de sites :

Site	Description	Vitesse V (m/s)	E (MPa)	ν
S1	Rocheux	≥ 800	2800	0,41
S2	Ferme	≥ 400	830	0,44
S3	Meuble	≥ 200	300	0,40
S4	Très meuble	≥ 100	127	0,37

Tableau IV.1 : Caractéristiques des différentes catégories de site [24].

Les variantes à étudier :

Pour analyser l'influence de l'interaction sol-structure sur le comportement sismique du bâtiment étudié, quatre variantes sont proposées, à savoir :

- Variante (1) :ISS pour un sol rocheux (S1) ;
- Variante (2) : ISS pour un sol ferme (S2) ;
- Variante (3) : ISS pour un sol meuble (S3) ;
- Variante (4) : ISS pour un sol très meuble (S4).

IV.3 Modélisation de la structure :

Dans le cas sans I.S.S, nous avons modélisé notre bâtiment avec l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base (voir chapitre III). Il s'agit donc du modèle utilisé classiquement pour les bâtiments courants. On considère une loi de comportement linéaire élastique et non linéaire.

IV.4 Modélisation du sol (ressorts de sol) :

Le même modèle de la structure déjà utilisé est repris avec prise en compte de l'interaction sol-structure (**I.S.S**).Le sol est supposé homogène avec un comportement élastique linéaire.

Le modèle ressorts de sol définit la réaction élastique de sol à l'égard des composantes de déplacement et de rotation de la fondation.

Plusieurs modèles de calcul des raideurs du ressort de sol sont proposées. Parmi ces modèles celui de NEWMARK-RESENBLUETH. Les valeurs des raideurs des ressorts de sol sont calculées à l'aide de relations données dans le tableau IV.2.

Les valeurs des coefficients sans dimension $\beta_x ; \beta_z ; \beta_\phi$ du tableau 4.2 sont données par les abaques spécifiques en fonction du rapport des dimensions de la fondation (b/a) et la direction de l'action sismique considérée [11,7].

Mouvement	Fondation rectangle
Vertical	$K_v = \frac{G}{1-\nu} \beta_z \sqrt{A}$
Horizontal	$K_h = 2(1+\nu) \beta_x \sqrt{A}$
Rotation autour de l'axe vertical	$K_R = \frac{1+\nu}{4} \beta_\phi (a^2 + b^2) \sqrt{A}$

Tableau IV.2 : Les formules de NEWMARK-RESENBLUETH.

Avec,

A : aire de la fondation

a : dimension parallèle à la direction du séisme

b : dimension perpendiculaire à la direction du séisme

$G = \frac{E}{2(1+\nu)}$: module de cisaillement dynamique du sol

β_z, β_x et β_ϕ sont donnés par des abaques (Figure VI.1)

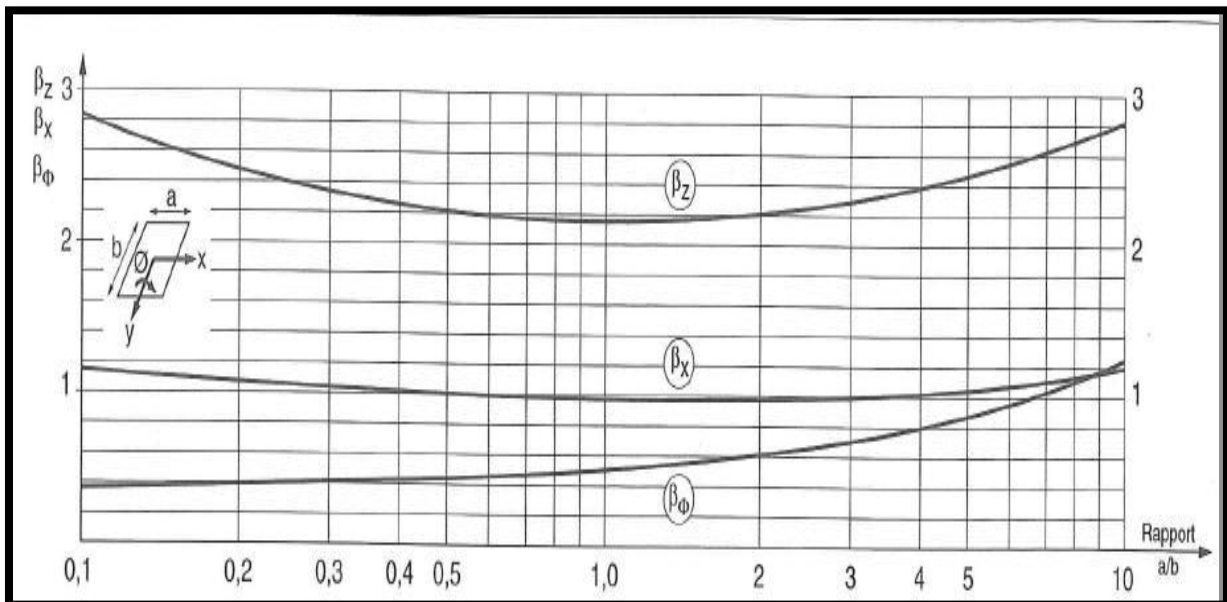


Figure IV.1 : Abaques donnant les coefficients de NEWMARK β_y, β_x et β_ϕ .

Les caractéristiques du sol sont résumées dans les tableaux suivants pour les quatre catégories de sol :

1. Pour le site rocheux (S1) :

	Fondation intermédiaire (cm ²)	Fondation de rive (cm ²)	Fondation d'angle (cm ²)
Axb	/	155x155	135x135
b x L	140x400	/	/
β_x	1	1	1
β_z	2,30	2,18	2,18
$K_h \left(\frac{KN}{m} \right)$	662595,72	433996,59	377997,03
$K_v \left(\frac{KN}{m} \right)$	915957,55	568645,61	495271,98
$K_R \left(KN \cdot \frac{m}{rd} \right)$	1,48 E+10	2606692019	1722248968

Tableau IV.3 : Coefficient de raideur de ressort latéral du sol.

2. Pour le site ferme (S2) :

	Fondation intermédiaire (cm ²)	Fondation de rive (cm ²)	Fondation d'angle (cm ²)
Axb	/	165x165	145x145
b x L	165x400	/	/
β_x	1	1	1
β_z	2,22	2,18	2,18
$K_h \left(\frac{KN}{m} \right)$	213227,57	136947,88	120348,14
$K_v \left(\frac{KN}{m} \right)$	293505,21	185110,61	162672,96
$K_R \left(KN \cdot \frac{m}{rd} \right)$	4990191531	932101562,7	632579931,9

Tableau IV.4 : Coefficient de raideur de ressort latéral du sol.

3. Pour le site meuble (S3) :

	Fondation intermédiaire (cm ²)	Fondation de rive (cm ²)	Fondation d'angle (cm ²)
Axb	/	185x185	160x160
b x L	195x400	/	/
β_x	1	1	1
β_z	2,20	2,18	2,18
$K_h \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$	83783,20	55498,52	47998,72
$K_v \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$	109716,10	72015,93	62284,05
$K_R \left(\text{KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{rd}} \right)$	2073896171	488426617,8	307191808

Tableau IV.5: Coefficient de raideur de ressort latéral du sol.

4. Pour le site très meuble (S4) :

	Fondation intermédiaire (cm ²)	Fondation de rive (cm ²)	Fondation d'angle (cm ²)
Axb	/	205x205	180x180
b x L	245x245	/	/
β_x	0,99	0,99	0,99
β_z	2,18	2,18	2,18
$K_h \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$	39359,40	25774,44	22631,22
$K_v \left(\frac{\text{KN}}{\text{m}} \right)$	50208,67	32879,07	28869,42
$K_R \left(\text{KN} \cdot \frac{\text{m}}{\text{rd}} \right)$	1082506659	270792784,3	183312896,6

Tableau IV.6: Coefficient de raideur de ressort latéral du sol.

IV.5 Résultats de l'analyse linéaire élastique :

IV.5.1 Les périodes propres :

Le tableau suivant résumé les périodes pour le cas sans ISS et les différentes catégories de sites :

Les modes	Modélisation sans ISS (s)	Modélisation avec ISS			
		S1 (s)	S2 (s)	S3 (s)	S4 (s)
1	0,692919	0,702899	0,721023	0,779601	0,88798
2	0,650591	0,674668	0,711379	0,756992	0,817114
3	0,346312	0,35474	0,36553	0,382668	0,407388
4	0,235941	0,237516	0,240882	0,248435	0,263315
5	0,224115	0,225894	0,22978	0,238852	0,257229
6	0,137317	0,138253	0,140171	0,143954	0,149627
7	0,133058	0,133997	0,135902	0,139593	0,14496
8	0,122107	0,123132	0,12537	0,130441	0,140379
9	0,090870	0,091553	0,092949	0,096671	0,139065
10	0,089357	0,09001	0,091361	0,096545	0,128393
11	0,072243	0,072819	0,074024	0,094991	0,114138
12	0,067554	0,068255	0,069549	0,091947	0,106889

Tableau IV.7 : les périodes de calcul avec et sans ISS.

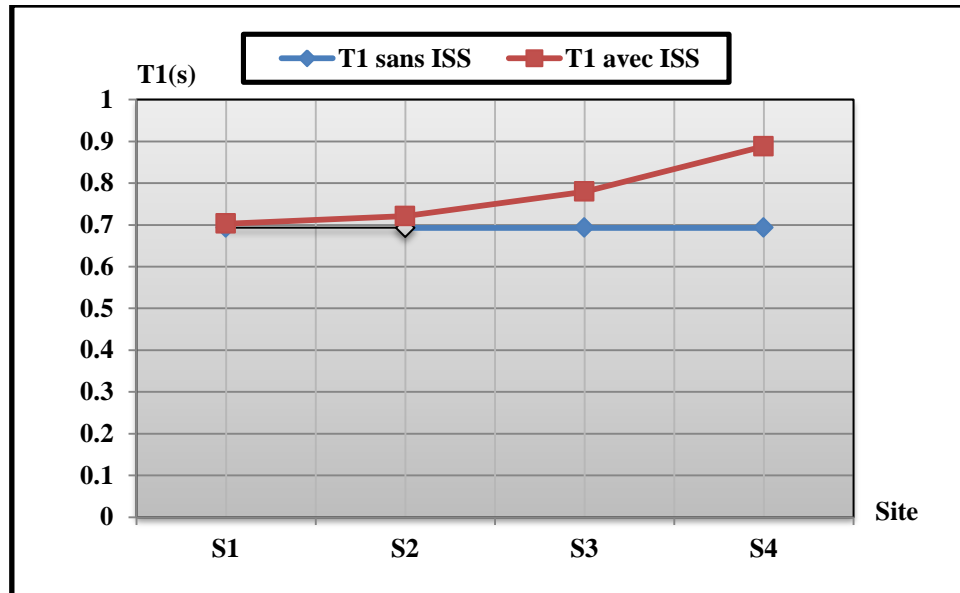


Figure IV.2 : Evaluation de la 1ère Périodes fondamentales (en secondes) en fonction du type de site (avec et sans ISS).

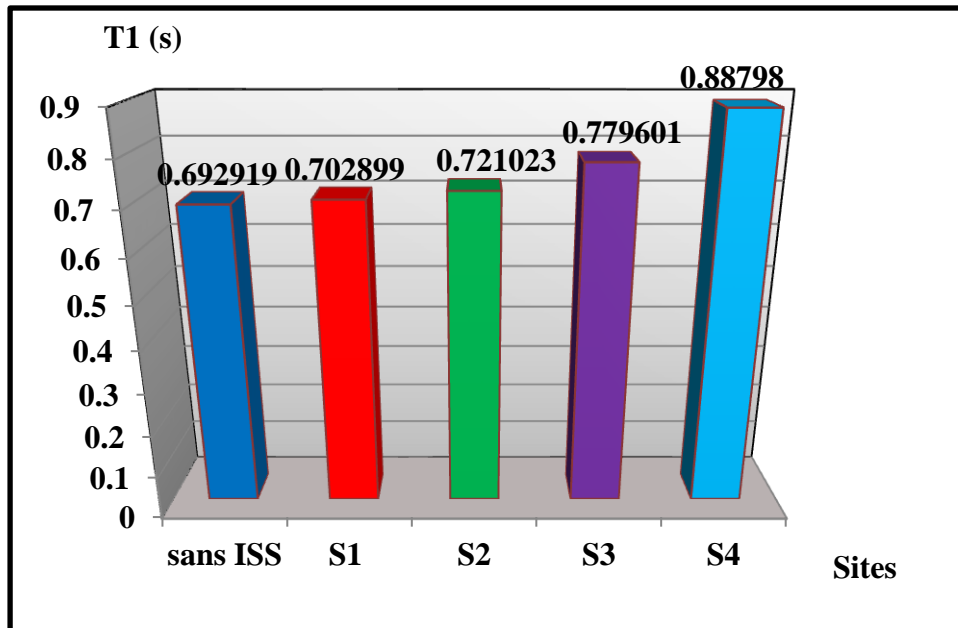


Figure IV.3: Histogramme d'évaluation des 1ères périodes fondamentales (en secondes) en fonction du type de site (avec et sans ISS).

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS, la période fondamentale de la structure est constante quelque soit la catégorie de site d'implantation de celle-ci, (voir figure IV.2).
- Dans le cas avec ISS, on remarque une variation de la période fondamentale en fonction des sites sous l'effet de l'interaction sol structure, (voir figure IV.2). On observe un allongement de celle-ci, plus le sol est déformable plus la période augmente.

IV.5.2 Les efforts tranchants :

Le tableau suivant résume l'effort tranchant et déplacements pour le cas sans ISS et les différentes catégories de sites :

Les efforts tranchants	Modélisation sans ISS (KN)	Modélisation avec ISS			
		S1 (KN)	S2 (KN)	S3 (KN)	S4 (KN)
V _x	2511,111	2496,284	2470,894	2427,634	2355,488
V _y	2610,101	2548,298	2486,229	2367,105	2212,877

Tableau IV.8: les efforts tranchants à la base (V_x et V_y) avec et sans ISS.

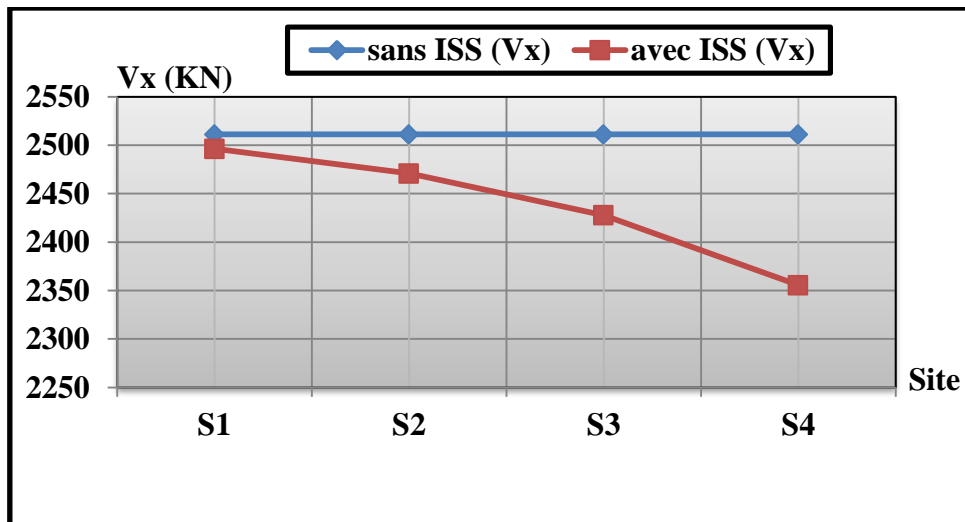


Figure IV.4 : Effort tranchant (V_x en KN) à la base en fonction du site avec et sans ISS.

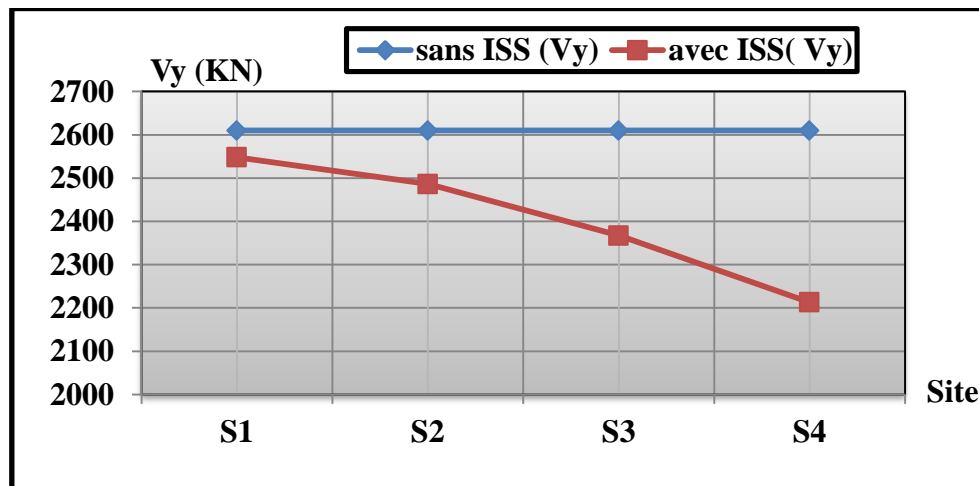


Figure VI.5: Effort tranchant (V_y en KN) à la base en fonction du site avec ou sans ISS.

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS, l'effort tranchant à la base de la structure est constante quelque soit la catégorie de site d'implantation de celle-ci, (voir figure IV.4 et figure IV.5).
- Dans le cas avec ISS, on constate une variation de l'effort tranchant à la base en fonction des sites sous l'effet de l'interaction sol structure, (voir figure IV.4 et figure IV.5). On observe que, plus le sol est déformable plus l'effort tranchant à la base diminue.

IV.5.3 Déplacement absolu linéaire suivant l'axe x :

Le tableau suivant résumé le déplacement absolu linéaire suivant l'axe x pour le cas sans ISS et les différentes catégories de sites :

Niveau	Modélisation sans ISS	Modélisation avec ISS			
	$\delta (m)$	$\delta (m)S1$	$\delta (m)S2$	$\delta (m)S3$	$\delta (m)S4$
5	0,031581	0,03222	0,033354	0,035688	0,039556
4	0,027304	0,027818	0,028744	0,030671	0,033902
3	0,020871	0,021284	0,022048	0,023646	0,026355
2	0,012585	0,012915	0,013548	0,014877	0,017164
1	0,004941	0,005188	0,00569	0,006753	0,008634
0	0	0	0	0	0

Tableau IV.9 : Déplacements absolus linéaires suivant x avec et sans ISS.

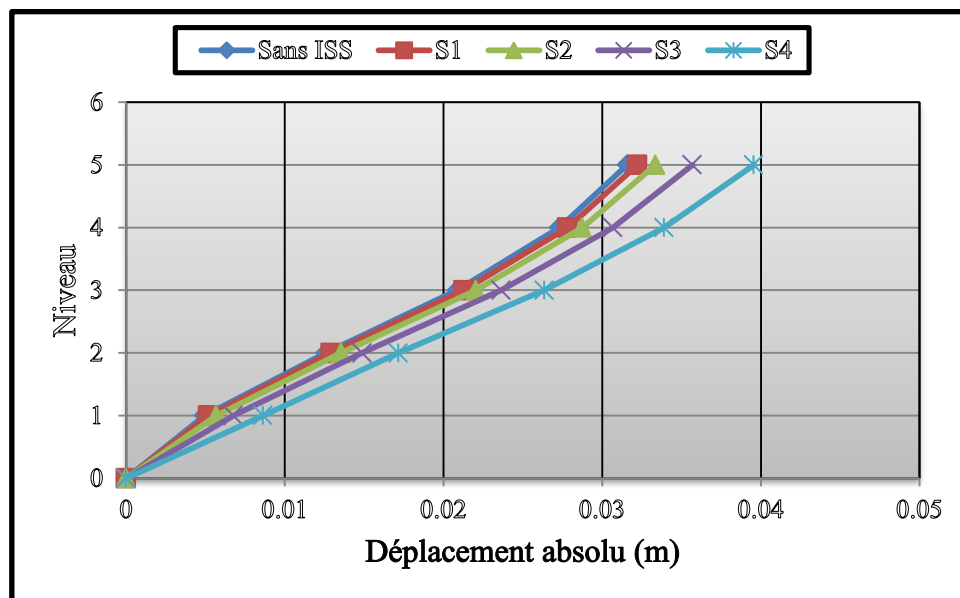


Figure IV.6 : Déplacements absolus linéaires suivant x avec et sans ISS.

Commentaires :

- Le déplacement absolu linéaire suivant l'axe x reste toujours inférieur au déplacement admissible donné par le RPA 99/V2003 avec ISS et sans ISS.
- Dans le cas sans ISS, le déplacement absolu de la structure est constant quelque soit la catégorie de site d'implantation de celle-ci, (voir figure IV.6).
- Dans le cas avec ISS, on observe une variation du déplacement absolu en fonction du type de sol sous l'effet de l'interaction sol structure, (voir figure IV.6). On observe un allongement du déplacement, plus le sol est déformable plus le déplacement absolu augmente.

- Dans le cas avec ISS, le déplacement absolu linéaire suivant l'axe x subit une augmentation notable due à l'interaction sol-structure pour les sites (S3 et S4).

IV.5.4 Déplacement absolue linéaire suivant l'axe y :

Le tableau suivant résumé le déplacement absolu linéaire suivant l'axe y pour le cas sans ISS et les différentes catégories de sites :

Niveau	Modélisation sans ISS	Modélisation avec ISS			
	$\delta (m)$	$\delta(m)S1$	$\delta(m)S2$	$\delta(m)S3$	$\delta(m)S4$
5	0,029205	0,030603	0,033067	0,037516	0,044854
4	0,025017	0,026131	0,028094	0,031591	0,037376
3	0,019024	0,019867	0,021359	0,024007	0,028396
2	0,011445	0,012036	0,013094	0,014996	0,018148
1	0,004609	0,004927	0,005551	0,006736	0,00874
0	0	0	0	0	0

Tableau IV.10 : Déplacements absolus linéaires suivant y avec et sans ISS.

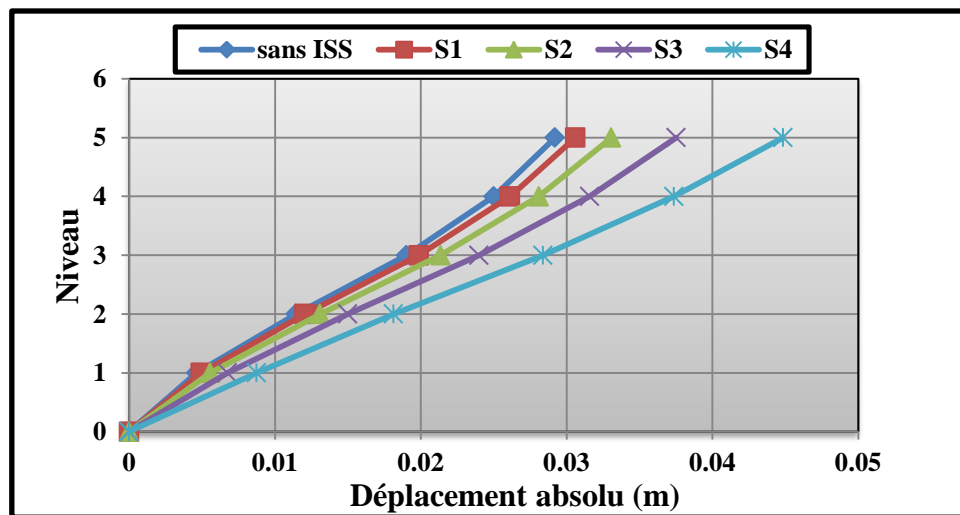


Figure IV.7 : Déplacements absolus linéaires suivant y avec et sans ISS.

Commentaires :

- Le déplacement absolu linéaire suivant l'axe y reste toujours inférieur au déplacement admissible donné par le RPA 99/V2003 avec ISS et sans ISS.
- Dans le cas sans ISS, le déplacement absolu de la structure est constant quelque soit la catégorie de site d'implantation de celle-ci, (voir figure IV.7).
- Dans le cas avec ISS, on remarque une variation du déplacement absolu en fonction de la nature du sol sous l'effet d l'interaction-sol structure, (voir figure IV.7). On observe un allongement du déplacement, plus le sol est déformable plus le déplacement absolu augmente.

- Dans le cas avec ISS, le déplacement absolu linéaire suivant l'axe y subit une augmentation notable due à l'interaction sol-structure pour les sites (S3 et S4).

IV.5.7 : Le déplacement relatif linéaire suivant l'axe x :

Le tableau suivant présente le déplacement relatif (inter-étages) du bâtiment existant dans le sens x pour le cas sans ISS et les différentes catégories de sites :

Niveau	Modélisation sans ISS	Modélisation avec ISS			
	$\Delta_r (m)$	$\Delta_r (m)S1$	$\Delta_r (m)S2$	$\Delta_r (m)S3$	$\Delta_r (m)S4$
5	0,143	0,146	0,154	0,167	0,188
4	0,214	0,219	0,223	0,234	0,252
3	0,276	0,279	0,283	0,292	0,306
2	0,255	0,257	0,262	0,271	0,284
1	0,165	0,173	0,189	0,225	0,288
0	0	0	0	0	0

Tableau IV.11 : Déplacements relatifs linéaires suivant x avec et sans ISS.

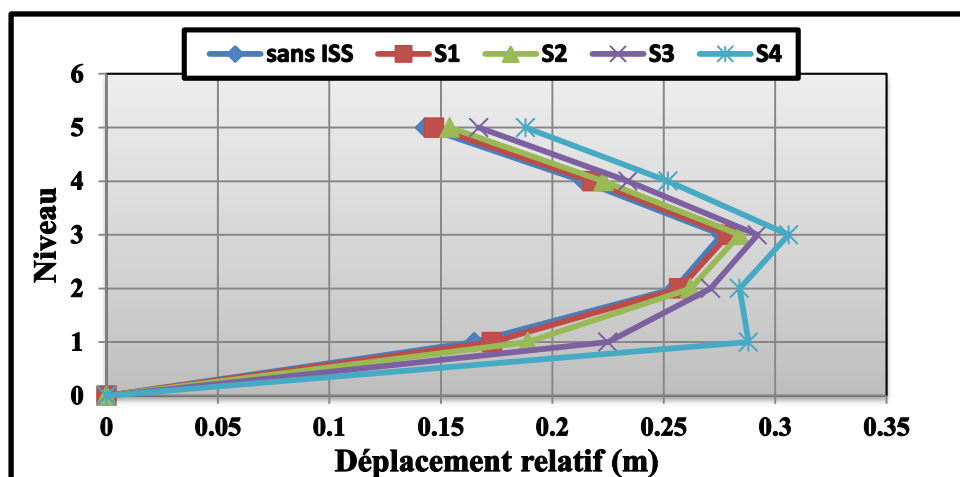


Figure IV.8 : Déplacements relatifs linéaires suivant x avec et sans ISS.

Commentaires :

- Dans le cas sans ISS, le déplacement relatif linéaire suivant l'axe x de la structure est constante quelque soit la catégorie de site d'implantation de celle-ci, (voir figure IV.8).
- Dans le cas avec ISS, on remarque une variation du déplacement relatif linéaire suivant l'axe x en fonction de la nature du sol sous l'effet de l'interaction-sol structure, (voir figure IV.8). On observe un allongement du déplacement, plus le sol est déformable plus le déplacement relatif linéaire suivant l'axe x augmente.
- La variante la plus souple représente le bâtiment fondé sur un sol très meuble (S4) avec interaction sol-structure.

- La variante la plus rigide correspond au bâtiment sous interaction sol-structure.
- Dans le cas avec ISS, le déplacement relatif linéaire suivant l'axe x subit une augmentation notable due l'interaction pour les sites (S3 et S4).

IV.6.8 Le déplacement relatif linéaire suivant l'axe y :

Le tableau suivant présente le déplacement relatif (inter-étages) du bâtiment existant dans le sens y pour le cas sans ISS et les différentes catégories de sites :

Niveau	Modélisation sans ISS	Modélisation avec ISS			
	$\Delta_r (m)$	$\Delta_r(m)S1$	$\Delta_r(m)S2$	$\Delta_r(m)S3$	$\Delta_r (m)S4$
5	0,140	0,149	0,166	0,186	0,249
4	0,199	0,209	0,225	0,253	0,299
3	0,253	0,261	0,275	0,3	0,342
2	0,228	0,237	0,251	0,275	0,314
1	0,154	0,164	0,185	0,225	0,291
0	0	0	0	0	0

Tableau IV.12 : Déplacements relatifs linéaires suivant y avec et sans ISS.

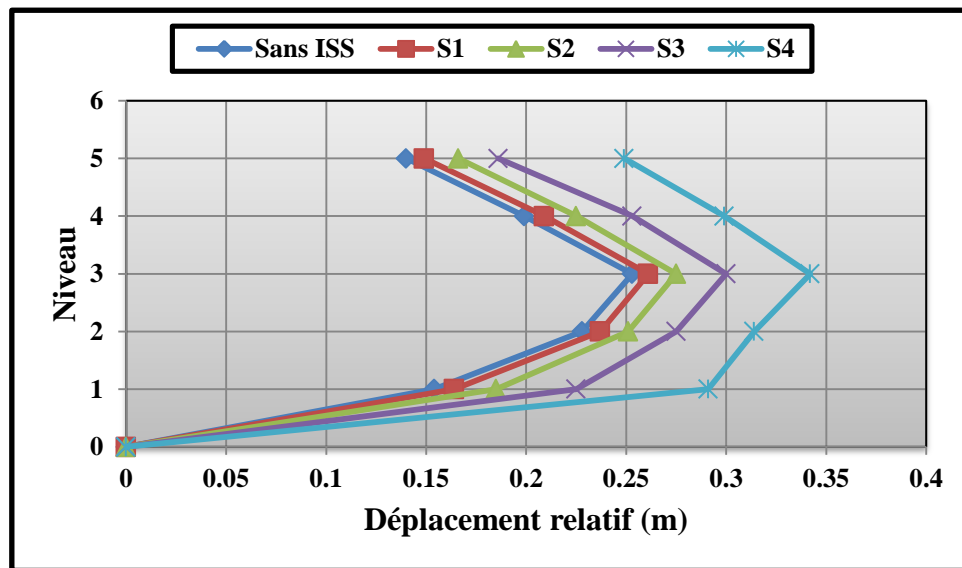


Figure IV.9 : Déplacements relatifs linéaires suivant y avec et sans ISS.

Commentaire :

- Dans le cas sans ISS, le déplacement relatif linéaire suivant l'axe y de la structure est constant quelque soit la catégorie de site d'implantation de celle-ci, (voir figure IV.9).
- Dans le cas avec ISS, on constate une variation du déplacement relatif linéaire suivant l'axe x en fonction de niveau des étages sous l'effet de l'interaction sol-structure, (voir

figure IV.9). On observe un allongement du déplacement, plus le sol est déformable plus le déplacement relatif linéaire suivant l'axe y augmente.

- Dans le cas avec ISS, le déplacement relatif linéaire suivant l'axe y subit une augmentation notable due l'interaction pour les sites (S3 et S4)
- La variante la plus souple représente le bâtiment fondé sur un sol très meuble (S4) avec interaction sol-structure.
- La variante la plus rigide correspond au bâtiment sous interaction sol-structure.

IV.6 Résultats de l'analyse non linéaire (push over) :

Les figures 10 et 11 représentent les courbes efforts tranchants-déplacements du bâtiment existant dans les deux sens (x) et (y) pour le cas sans ISS et les différentes catégories de sites :

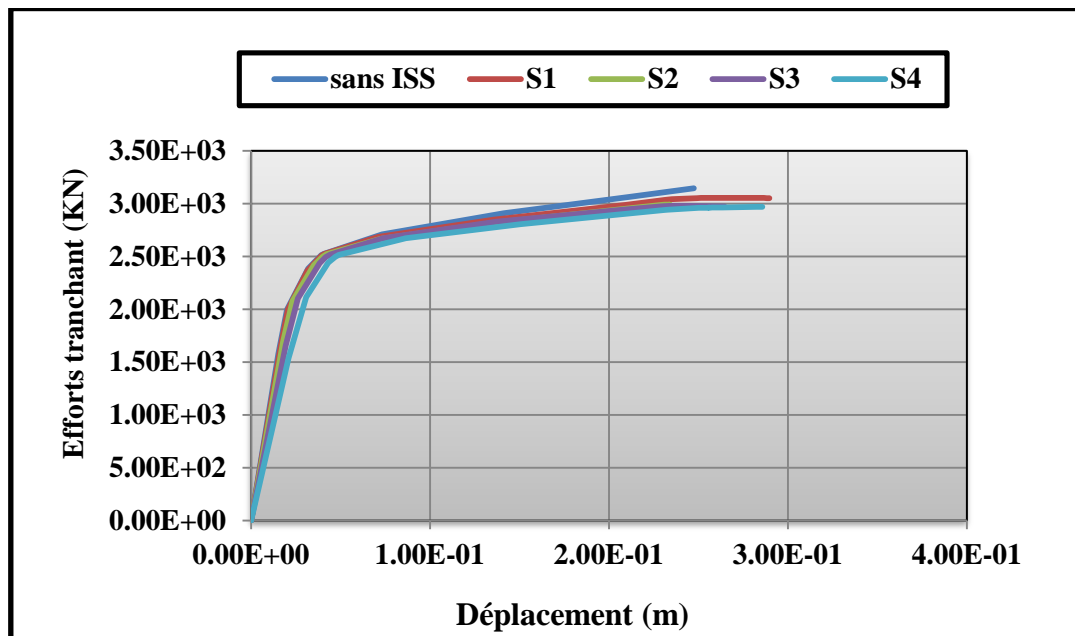


Figure IV.10 : Les courbes de capacité du bâtiment existant sens (x).

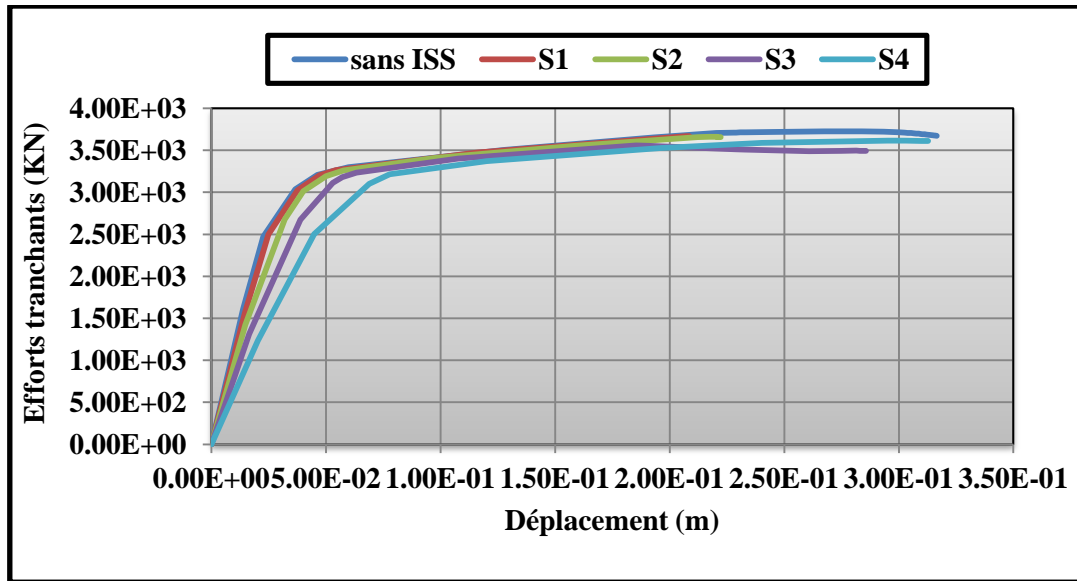


Figure IV.11 : Les courbes de capacité du bâtiment existant sens (y).

IV.6.1 : les niveaux de dommage :

Les figures (12-16) représentent les formations des rotules plastiques du bâtiment existant dans les deux sens (x) et (y) pour le cas sans ISS et les différentes catégories de sites :

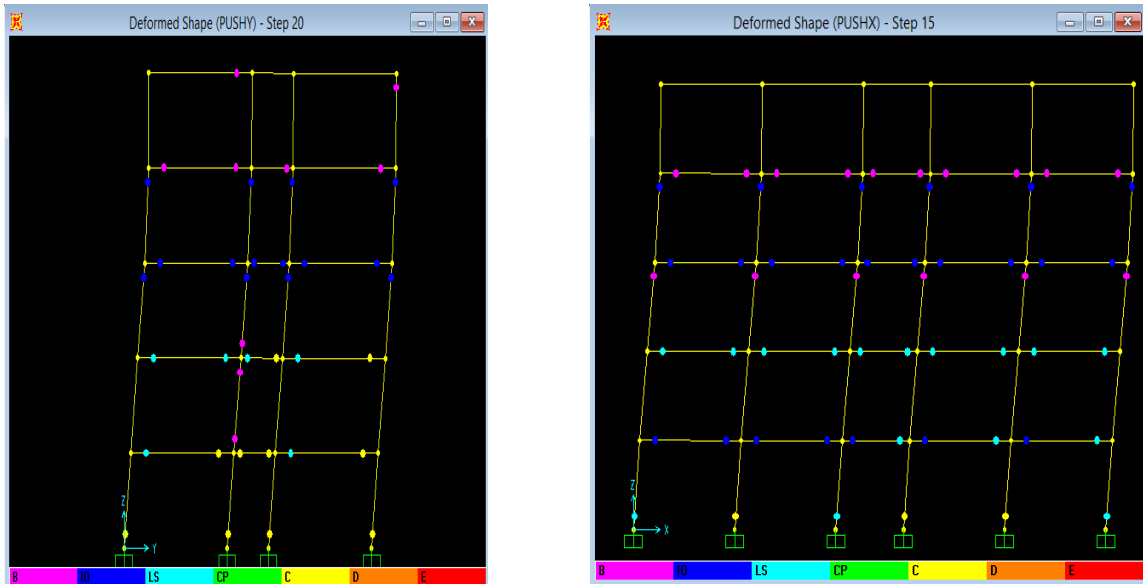


Figure IV.12 : Les formations des rotules plastiques sans ISS suivant sens x et y.

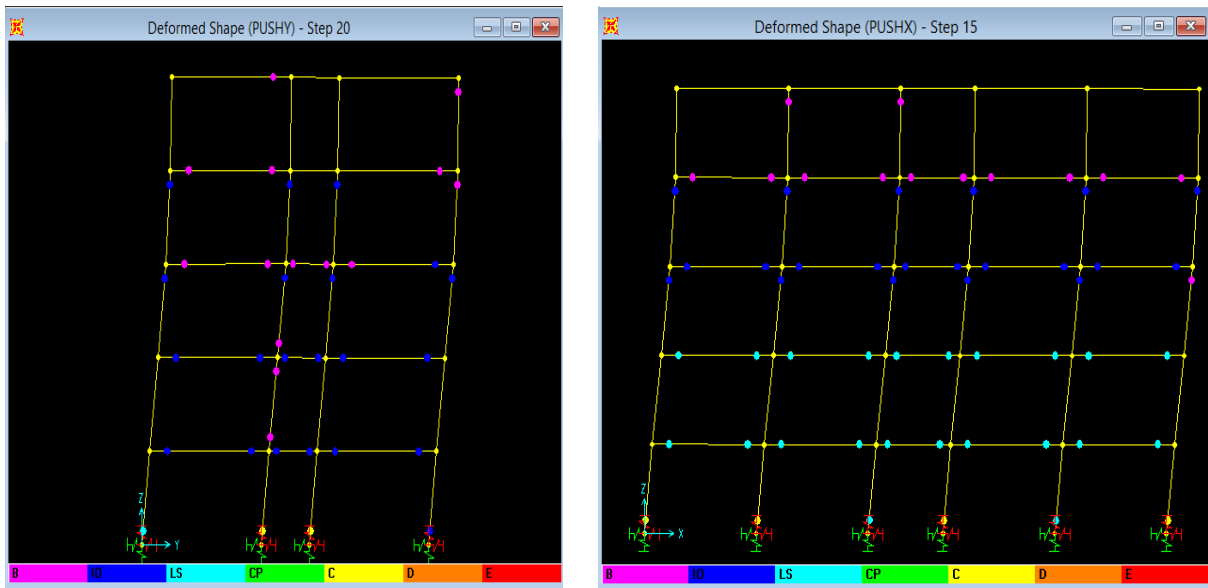


Figure IV.13 : Les formations des rotules plastiques avec ISS (S1) suivant sens x et y.

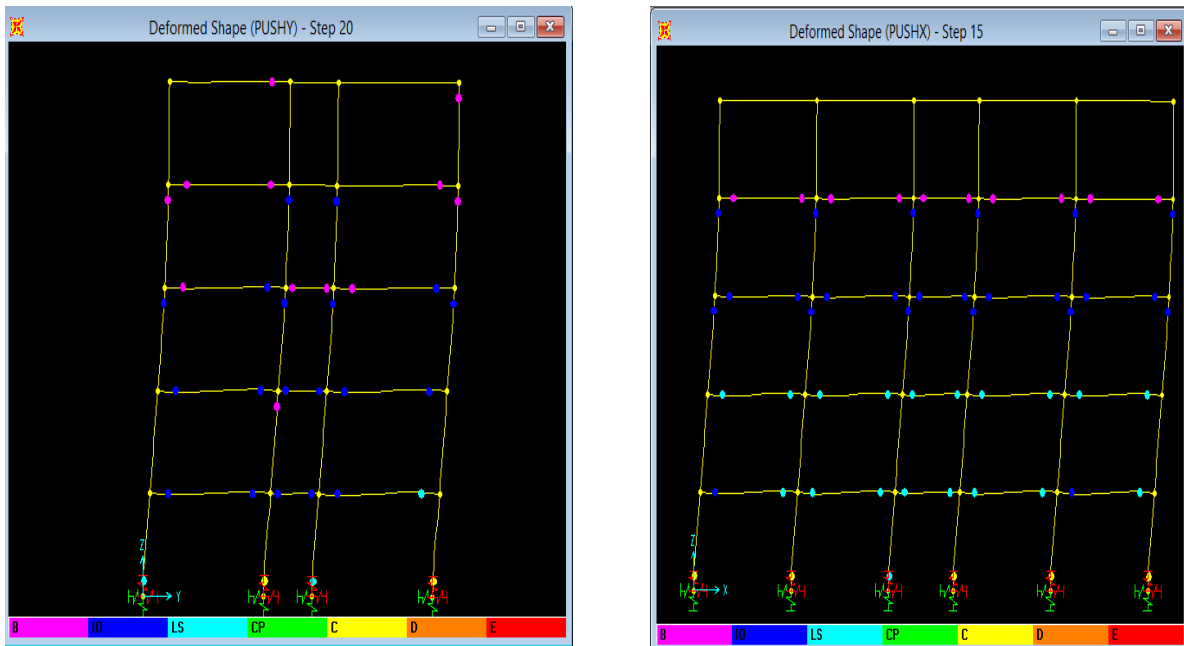


Figure IV.14 : Les formations des rotules plastiques avec ISS (S2) suivant sens x et y.

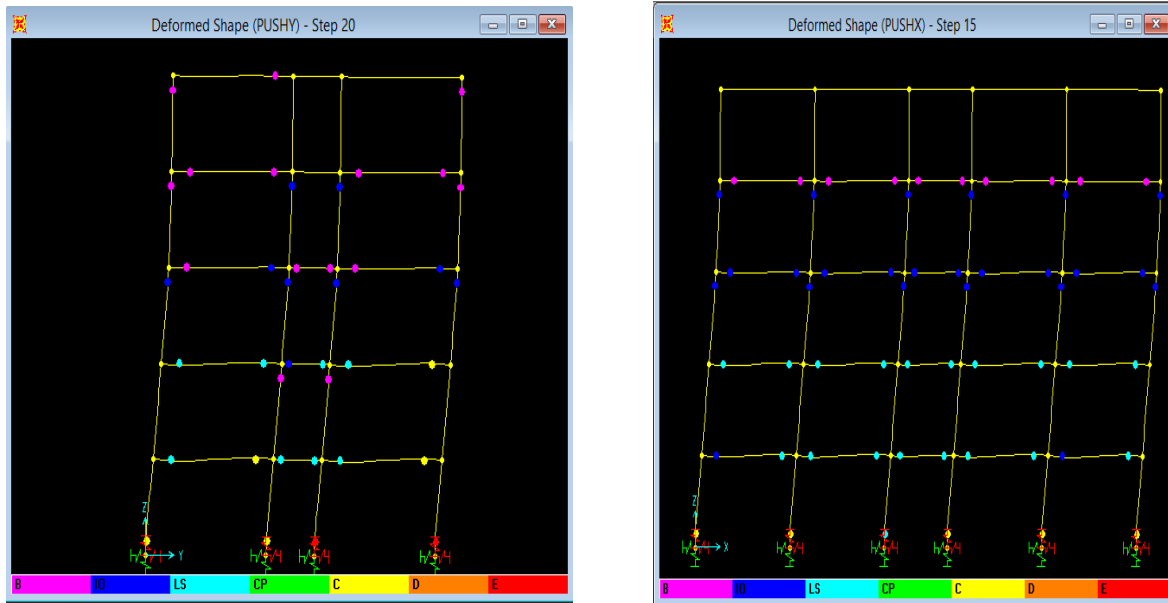


Figure IV.15 : Les formations des rotules plastiques avec ISS (S3) suivant sens x et y.

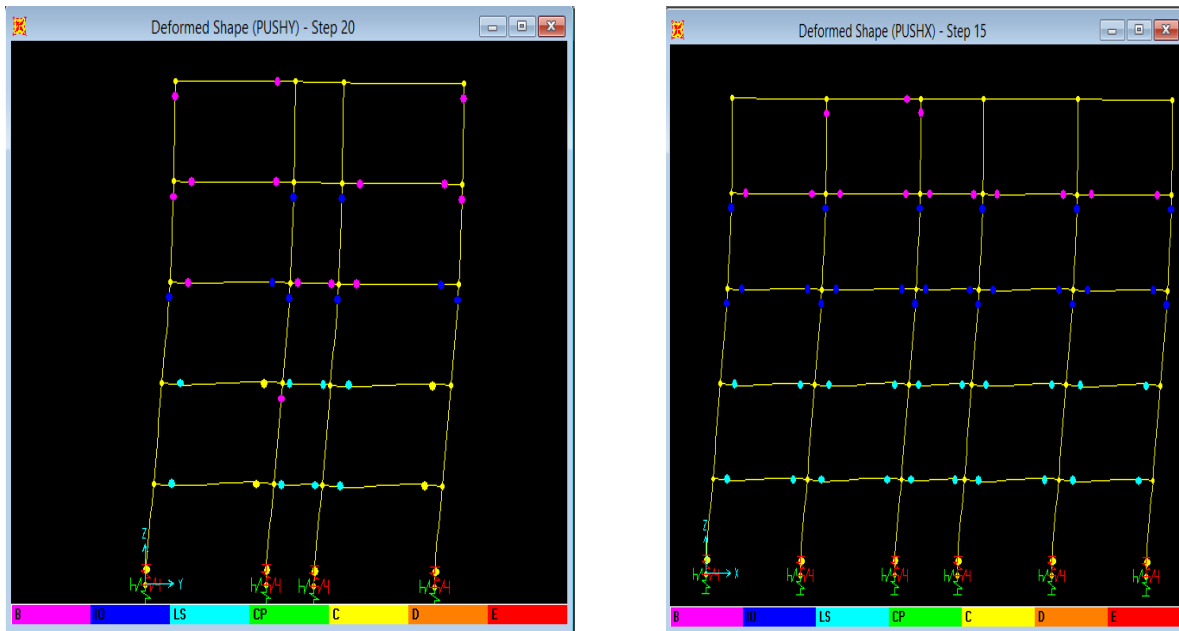


Figure IV.16 : Les formations des rotules plastiques avec ISS (S4) suivant sens x et y

Commentaires :

- Suite aux résultats trouvés pour les niveaux de dommages, nous avons constaté que, les sites (S1 et S2) sont comparables avec le modèle sans ISS et les rotules formées dans les poteaux et les poutres sont de types « B-IO-LS »suivant le sens x et y mais dans les sites (S3 etS4) les niveaux d'endommagement augmentent dans les poteaux et les poutres et en a remarqué les rotules plastiques de types « B-IO-LS-C-E ».

VI.7 Conclusion :

Suite aux résultats obtenus, il apparaît que le non prise de l'ISS conduit à des erreurs importantes qui pourraient conduire à une ruine ou à une dégradation importante de la structure concernée, de ce fait il est recommandé de tenir compte de l'ISS pour les structures semi –rigides et flexibles en zone II, III et surtout pour les sites 3 et 4. Il est recommandé que l'interaction sol structure ne doit pas être négligée car elle est liée au type de sol (choix du site de calcul qui dépend essentiellement des données géotechniques) et de la structure. Il est donc important de mener une étude de sol détaillée afin de pouvoir donner un jugement correct sur les caractéristiques exactes du sol et donc sur le type de site de calcul à considérer.

Conclusion générale :

Conclusion générale

Cette étude concerne l'influence de l'interaction sol-structure (ISS) sur réponse dynamique des bâtiments en béton armé sous chargement sismique, pour différentes conditions de sol.

La réponse d'une structure dans une zone sismique est liée à ses caractéristiques mécaniques et aux propriétés du sol. Dans le cas des bâtiments courants, l'utilisation de méthodes simplifiées conduit à prendre un modèle sans interaction sol-structure en considérant la structure parfaitement encastree au niveau des fondations. Ceci peut s'avérer valable pour des structures rigides construites sur des sols de bonne résistance mécanique et non déformable. Dans le cas de sol mou ou moyennement mou l'interaction sol-structure intervient de façon significative et ses conséquences principales sont les suivantes :

- ❖ Les conditions de sols peuvent avoir une influence variable sur les valeurs de l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet de la structure
- ❖ augmentation des déplacements relatifs et absolus, ce qui est défavorable
- ❖ allongement de la période de vibration,
- ❖ Le pourcentage de la masse augmente pour une structure flexible sous l'effet de l'ISS et diminue pour une structure rigide.

Dans l'étude élaborée on a considéré que le sol est homogène, donc assimilable à un milieu continu. Le sol est modélisé par des ressorts.

La démarche pour la prise en compte de l'ISS comprend les étapes suivantes :

- ✓ calcul des raideurs de sol avec la méthode NEWMARKRESENBBLEUTH
- ✓ La prise en compte de l'effet de site d'après le règlement RPA99/V2003;
- ✓ 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, le déplacement relatif et l'effort tranchant à la base de la structure ne subissent aucun changement, 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.
- ✓ A partir des conclusions ci-dessus et des résultats obtenus, il apparaît que la non prise de l'ISS conduit à des erreurs importantes qui pourraient conduire à une ruine ou à une dégradation importante de la structure concernée, de ce fait il est recommandé de tenir compte de l'ISS pour les structure semi –rigides et flexibles en zone sismique et surtout pour les sites S3 et S4.
- ✓ Il est recommandé que l'interaction sol structure ne soit pas négligée car elle est liée au type de sol (choix du site de calcul qui dépend essentiellement des données géotechniques) et de la structure. Il est donc important de mener une étude de sol détaillée afin de pouvoir donner un jugement correct sur les caractéristiques exactes du sol et donc sur le type de site de calcul à considérer. En effet, une erreur sur le choix du type de site donc du spectre pourrait conduire à des erreurs importantes soit en tenant compte de l'ISS ou non.

Les références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] **A.KHALED, B.MUSTAPHA TAQUYEDDINE**, Vérification sismique linéaire et non linéaire d'un bâtiment existant en béton armé 2014-2015.
- [2] **A.Hee**, catalogue des séismes algériens de 1850-1911, Ann. IPG Strasbourg VI 51950° p.41-49.
- [3] **A.Mokrane, A.Ait.Messoud, A.Sebai, et autres**, Les séismes d'Algérie de 1365 à 1992, Publication CRAAG, 1994.
- [4] **Alain CAPRA et DAVIDOVICI**, calcul dynamique des structures en zone sismique (1981) p.2-3.
- [5] **A.K.Yelles.chaouche**, les séismes en Algérie du nord CRAAG Route de l'observation, Bouzareah Alger- Algérie.
- [6] **Benlaala Nawel**, influence de l'interaction sol structure sur la réponse sismique des bâtiments, mémoire de magister, Biskra.
- [7] **Buchi Eric**, élève-ingénieur de 5^{ème} année, projet de fin d'études : interaction sol structure : calcul des impédances et effets sur les fondations, juin 2013.
- [8] **CIEPP**. Commission interministérielle de l'évaluation des politiques publiques. Commissariat Général du Plan, la prévention des risques naturels, rapport d'évaluation, la documentation Française, Paris ; sept. 1957 p485.
- [9] **Conférence mondiale sur la prévention des catastrophes**, kobé-japon du 18 au 22 janvier 2005.
- [10] **Cours construction parasismiques**, Univ Tiaret, 2017.
- [11] **DAVIDOVICI VICTOR**, La construction en zone sismique.
- [12] **DIF.DJAMEL**, influence des conditions de sol sur l'analyse sismique des structure.
- [13] **D.T.R BC 2.2**, charges permanentes et charges d'exploitation (1989), Ministère de l'habitat et de l'urbanisme, Document technique Réglementaire.
- [14] **Eurocode 8 (2003)** : " Calcul des structures pour leur résistance aux séismes", Partie1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments.
- [15] **H. Benhallou**, les catastrophes sismiques de la région d'Echelif dans le contexte de la sismicité historique de l'Algérie, thèse d'Etats, USTHB. Alger, 1985, p294.

Références bibliographiques

- [16] Introduction-TPE- google sites <https://sites.google.com/tpelsseseisme/>;.....
- [17] **Lila.SACI**, Etude de l'évolution des paramètres dynamiques des sols a partir d'Essais géophysiques, mémoire de magister, Tizi-Ouzou p.3-4.
- [18] **L. Kharroubi**, construction parasismique d'un bâtiment en béton armé situé dans une zone forte sismicité, Univ Tiaret 2008.
- [19] **Melle Boughazi Khadidja**-Risque sismique et urbanisation regard croisé sur la ville d'Alger, mémoire de magister, Biskra p52-59
- [20] **Messioud Salah**, Etude de l'interaction Sol-Fondation 3D Sous Sollicitations Sismiques, thèse de doctorat, Skikda.
- [21] **M.DJEDDI, K.BADDARI**, Eléments de sismologie p.419-422
- [22] **M.Meghraoui**, Blind reverse faulting system associated with the Mont Chenoua, Tipaza earthquake of 29 October 1989 (north central Algeria), Terra Nova 3, (1991) 84-93.
- [23] **M.Meghraoui**, Géologie des zones sismiques du Nord de l'Algérie : Paléosismologie, tectonique active et synthèse sismotectonique, thèse d'Etat, université Paris-11, 1988, p. 356.
- [24] **M.Oudjene^a, M.Meghlat^b, Y.Bouafia^b**, influence de la catégorie de site sur le comportement sismique des structures rigides ; application des règles parasismiques Algériennes (RPA) 99 V2003 p.9.
- [25] **N.Ambraseys,J.Vogt**, Material for the investigation of the seismicity of the region of
- [26] **Règlement parasismique algérien 99/2003**.
- [27]**Sismographe-Vikidia**,l'encyclopédiedes8-13ans,<https://fr.wikidia.org/wiki/sismographe>.
- .