



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la recherche scientifique
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA



FACULTE DE TECHNOLOGIE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL
N° :01

DOMAINE : GENIE CIVIL
FILIERE : GENIE CIVIL
OPTION :STRUCTURE

Mémoire présenté pour l'obtention
Du diplôme de Master Académique

Par :

BOUDJEMAA Rabeh

MERABET Moubarek

Intitulé

**Étude de l'influence de l'interaction sol-structure
(ISS) sur la réponse sismique des structures mixte
(Portique-voile) en béton armé (cas structure souple)**

Soutenu devant le jury composé de :

Dr. TITOUUM Massoud	Université de M'sila	Président
Dr. Menasri Youcef	Université de M'sila	Encadreur
Dr. RAHMANI ABD ALLAH	Université de M'sila	Examineur
Dr. SEDDIKI Ahmed	Université de M'sila	Examineur

Année universitaire : 2021 /2022



Remerciements

A l'issue de ce travail, nous remercions, en premier lieu,

Notre Dieu de nous avoir donné la force et le courage de le mener à terme.

Nous sommes très reconnaissant à nos encadrant **Monsieur MENASRI Youcef** pour l'aide compétente qu'il nous est apporté,

pour leur patience et leur encouragement

Leurs critiques nous ont été très précieuses pour structurer ce travail

Nous tenons fermement à mentionner le plaisir que nous avons à faire notre stage

Pratique au sein de "**B.E.R.E.M**" et "**M.E.I**"

Nous en remercions ici l'ingénieur **KINAN Samir**

L'assistante de directeur général de "**M.E.I**" **M^{me} SALHI Karima** pour son aide,

Monsieur MIR Ahmed le directeur de l'incubateur.

Nous tenons à remercier très sincèrement l'ensemble des membres du

jury qui nous faisons le grand honneur d'accepter

de juger notre travail.



Dédicace

Je tiens c'est avec plaisir que je dédie ce modeste travail :

ALLAH le tout miséricordieux qui par sa grâce, a rendu possible

l'accomplissement de ce travail

Mes parents **M. BOUDJEMAA Ben Aissa** et **Ma mère** a la miséricorde de **Dieu**

qui n'ont ménagé aucun effort pour mon éducation et ma formation,

Mon frères **Hafed**, mes sœurs **Salima**, **Nadia** et son mari **Tayeb**,

Samira et son mari **Nour-Eldine**,

Sara et son mari **Sami** et tous leurs enfants,

Sans oublié mes amies et le professeur **Salhi Soundous**

Mes amies de promo de **Génie Civil 2022**

Mon binôme **Moubarek**, **Amine SAFER TABI**, **Hamza FATHI**

A tous les membres de ma famille et toutes les personnes qui portent le nom

BOUDJEMAA, je dédie ce travail à tous ceux qui ont participé à ma réussite.

BOUDJEMAA Rabeh

Résumé :

Ce travail avait pour objectif d'étudier l'effet de site sur la performance sismique des structures mixtes (portiques + voile) en béton armé (cas des structures souples). Le type de bâtiment choisi est une structure en béton armé mixte à usage d'habitation (R+5).

Les analyses visent à étudier le comportement d'un modèle élastique en considérant ou non l'effet de l'interaction sol structure (ISS) dans les quatre types de sol ayant fait l'objet de l'étude.

L'analyse de la réponse sismique des structures à savoir le déplacement et l'effort tranchant à la base avec et sans interaction sol-structure (ISS), montre l'importance de ce phénomène pour la conception du projet pour tous types de sols connus dans les normes (RPA 99).

Mots Clés : Structure souple, Spectre de réponse, coefficient de comportement, séisme.

Summary:

The objective of this work was to study the site effect on the seismic performance of composite structures (porticoes + sail) made of reinforced concrete (in the case of flexible structures). The type of building chosen is a composite reinforced concrete structure for residential use (R+5).

The analyses aim to study the behaviour of an elastic model by considering or not the effect of the soil structure interaction (ISS) in the four soil types studied.

The analysis of the seismic response of the structures, namely the displacement and the cutting force at the base with and without soil-structure interaction (ISS), shows the importance of this phenomenon for the design of the project for all soil types known in the norms (RPA 99).

Keywords – Flexible structure, response spectrum, behavior coefficient, earthquake.

ملخص:

الهدف من هذا العمل هو دراسة تأثير موقع الهياكل على الأداء الزلزالي للمنشآت ذات الإطارات والجدار الخرساني

المسلح (حالة الهياكل المرنة). نوع المبنى المختار هو هيكل خرساني مسلح للاستخدام السكني (R + 5).

تهدف التحليلات إلى دراسة سلوك نموذج مرّن، مع الأخذ بعين الاعتبار تأثير علاقة التربة بالبنية (ISS) في المواقع الأربعة والتي كانت موضوع الدراسة.

يبين تحليل الاستجابة الزلزالية للهياكل (إزاحة - قوة القص في قاعدة الهياكل) مع تأثير وعدم تأثير علاقة التربة بالبنية (ISS)،

أهمية هذه الظاهرة بالنسبة لتصميم المشروع لكل أنواع التربة المعروفة في معايير (RPA 99).

الكلمات المفتاحية: هيكل مرّن، طيف استجابة، معامل سلوك، زلزال.

LISTE DES FIGURES

N° de la figure	Titre	Page
Fig. I.1	Géométrie d'un séisme et les différentes ondes émises	04
Fig. I.2	Mécanisme de rupture des failles terrestres	06
Fig. I.3	Contour des plaques	07
Fig. I.4	Origine du séisme	08
Fig. I.5	Caractéristiques d'une Mouvement Sismique	09
Fig. I.6	Représentation schématique des ondes P	09
Fig. I.7	Représentation schématique des ondes S	09
Fig. I.8	Représentation schématique des ondes L	10
Fig. I.9	Représentation schématique des ondes R	10
Fig. I.10	Fonctionnement d'un sismographe	11
Fig. I.11	Localisation de l'épicentre et foyer	11
Fig. I.12	Localisation de l'épicentre du séisme par la méthode des cercles	12
Fig. I.13	Carte du monde montrant les principales plaques tectoniques	18
Fig. I.14	Carte de distribution géographique des séismes	18
Fig. I.15	Les séismes majeurs en Algérie période de 1365 à 2001	19
Fig. I.16	Amplification des ondes sismiques au sommet et au vallée	20
Fig. I.17	L'autoroute I-10 de La Cienega Boulevard ruinée malgré la distance et la direction depuis l'épicentre du séisme de Northridge au Californie (1994)	21
Fig.II.1	Modèle simplifié d'interaction sol-structure	24
Fig. II.2	modèle élastoplastique parfait	27
Fig. II .3	modèle élastique De Hooke	27
Fig. II.4	Accélération en champ libre	29
Fig. II.5	Schématisation de l'interaction sol-structure	29
Fig. II.6	Modélisation de l'ISS A) Encastrement parfait ; B) Ressorts ; C) Eléments finis	30
Fig. II.7	Abaques donnant les coefficients de Newmark β_z , β_x et B_ϕ	32
Fig.II.8	Principe de superposition de Kausel	37
Fig. II.9	Spectre élastique correspondant à 0.5g et 5% d'amortissement (Newmark-Hall 1982)	39
Fig. II.10	Spectre lissé	40
Fig. II.11	Exemple des spectres de réponse élastiques normalisés pour les différents sites de sols (à 5 % d'amortissement)	41
Fig. II.12	Spectres inélastiques en utilisant: (a) R constant, (b) R variable, (c) Détermination directe à travers un système élasto-plastique (Méthode de NEWMARK et HALL)	42
Fig. III.1	Structure en portique poteaux et poutres	45
Fig. III.2	Structures « mixtes » avec des murs porteurs couplés à des portiques	46

Fig. III.3	Modes de rupture des voiles	47
Fig. III.4	Dommages subis par les voiles	47
Fig. III.5	Effondrement d'un bâtiment sous forme d'une galette	49
Fig. III.6	Fissuration due à des efforts de cisaillement alternés	50
Fig. III.7	Etage souple	51
Fig. III.8	Dommages dus à l'effet de poteau court et dû à la présence d'allèges en maçonnerie dans la structure principale en portiques	51
Fig. III.9	Ancrage déficient de l'armature transversale et recouvrement dans les zones	52
Fig. III.10	Flambage de l'armature longitudinale a la base de voile et dans les colonnes	53
Fig. III.11	Liquéfaction des sols	53
Fig. III.12	Glissement de terrain	5
Fig. IV.1	Vue en plan	57
Fig. IV.2	Vue de façade	57
Fig. IV.3	Plancher à corps creux	59
Fig. IV.4	sections de béton des poutres et des poteaux de structure	60
Fig. IV.5	Spectre de réponse de calcul des quatre sites	61
Fig. IV.6	Vue en 3d de structure sans prise en compte de l'ISS	62
Fig. IV.7	Vue en 3d de structure avec prise en compte de l'ISS	64
Fig. IV.8	Modes propres de vibration.	65
Fig. IV.9	Déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec interaction en deux sens (x,y) du site 1	66
Fig. IV.10	Déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec interaction en deux sens (x,y) du site 2	71
Fig. IV.11	Déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec interaction en deux sens (x,y) du site 3	71
Fig. IV.12	Déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec interaction en deux sens (x,y) du site 4	72
Fig. IV.13	Déplacement vers XX	72
Fig. IV.14	Déplacement vers YY	74
Fig. IV.15	Variation du déplacement en fonction du site avec et sans ISS	74
Fig. IV.16	Comparaison des résultats pour le déplacement entre les différents sites (Sans et avec ISS)	74
Fig. IV.17	Effort tranchant de poteau de rive sans et avec interaction du site 1 SENS XX	75
Fig. IV.18	Effort tranchant de poteau de rive sans et avec interaction du site 2 SENS XX	76
Fig. IV.19	Effort tranchant de poteau de rive sans et avec interaction du site 3 SENS XX	77
Fig. IV.20	Effort tranchant de poteau de rive sans et avec interaction du site 4 SENS XX	77

Fig. IV.21	Effort tranchant de poteau de rive sans et avec interaction du site 1 SENS YY	78
Fig. IV.22	Effort tranchant de poteau de rive sans et avec interaction du site 2 SENS YY	78
Fig. IV.23	Effort tranchant de poteau de rive sans et avec interaction du site 3 SENS YY	79
Fig. IV.24	Effort tranchant de poteau de rive sans et avec interaction du site 4 SENS YY	79
Fig. IV.25	Comparaison des résultats pour les efforts tranchants à la base entre les différents sites (Sans et avec ISS)	80
Fig. IV.26	Moments fléchissant dans les poutres ELU	81
Fig. IV.27	Moment de poteau de rive sans et avec interaction du site S1	83
Fig. IV.28	Moment de poteau de rive sans et avec interaction du site S2	83
Fig. IV.29	Moment de poteau de rive sans et avec interaction du site S3	84
Fig. IV.30	Moment de poteau de rive sans et avec interaction du site S4	84
Fig. IV.31	Moments fléchissant dans les poutres ELU	85
Fig. IV.32	Moments fléchissant dans les poutres ELS	85
Fig. IV.33	Moments fléchissant dans les poutres ELA	86
Fig. IV.34	Exemple diagramme de Moment de poteau de rive avec interaction du site 4	86

LISTE DES TABLEAUX

N° du tableau	Titre	Page
Tableau I.1	Magnitude (M_w) et effets	13
Tableau I.2	Intensité d'un séisme	15
Tableau I.3	Relation intensité maximale, magnitudes pour différents séismes	17
Tableau I.4	Classification des séismes Suivant la profondeur du foyer	17
Tableau I.5	Les séismes majeurs en Algérie de 1365 à 2003	20
Tableau II.1	Formules de Newmark Rosenblueth	31
Tableau II.2	Formules de Deleuze	33
Tableau II.3	Coefficients de transmittance de Deleuze	35
Tableau IV.1	Caractéristiques géométriques	56
Tableau IV.2	Paramètres de calcule	65
Tableau IV.3	Périodes calculées sans ISS	67
Tableau IV.4	Loi de raideurs (NEWMARK)	67
Tableau IV.5	Caractéristiques des différentes catégories de site	67
Tableau IV.6	Périodes calculées avec ISS	68
Tableau IV.7	Rigidité de ressorts du sol	69
Tableau IV.8	Les résultats obtenus sont calculés par robot structural 2014 sans ISS	69
Tableau IV.9	Les résultats obtenus sont calculés par robot structural 2014 avec ISS	70
Tableau IV.10	Déplacement maximal avec et sans ISS	70
Tableau IV.11	Efforts tranchants sans ISS de poteau de rive	73
Tableau IV.12	Efforts tranchants avec ISS de poteau de rive	75
Tableau IV.13	Effort tranchant à la base de la structure avec et sans ISS	76
Tableau IV.14	Effort tranchant cumulée à la base de la structure avec et sans ISS.	80
Tableau IV.15	Les moments sans ISS de poteau de rive	81
Tableau IV.16	Les moments avec ISS de poteau de rive	82

Sommaire

Introduction générale	01
------------------------------------	----

Chapitre I: Généralité sur le séisme

I.1.1. Introduction	04
I.1.2. Définition de séisme	04
I.1.3. Phénomènes sismiques	05
I.1.3.1. Origine des tremblements de terre	05
I.1.3.2. Notion de faille	05
I.1.3.3. Classification des failles selon le mode d'interaction	05
I.1.4. Classification des origines de séisme	06
I.1.4.1. Origine Tectonique.....	06
I.1.4.2. Origine volcanique.....	07
I.1.4.3. Origine artificielle.....	07
I.1.5. Tectonique des plaques.....	07
I.1.6. Ondes sismiques	08
I.1.6.1. Caractérisation des ondes sismiques.....	08
I.1.6.2. Enregistrement des ondes sismiques.....	10
I.1.6.3. Principaux paramètres caractérisant un séisme.....	11
I.1.7. Mesure des séismes.....	12
I.1.7.1. Appareils de mesure	12
I.1.7.2. Détermination de l'épicentre.....	12
I.1.7.3. Magnitude (M).....	12
I.1.7.4. Types de magnitude.....	13
I.1.7.5. Intensité (I).....	15
I.1.7.6. Relation entre la magnitude et l'énergie émise.....	16
I.1.7.7. Relation entre l'intensité et la magnitude.....	16
I.1.8. Classification des séismes.....	17

I.1.8.1. Séismes superficiels.....	17
I.1.8.2. Séismes intermédiaires.....	17
I.1.8.3. Séismes profonds.....	17
I.2. Distribution géographique des séismes.....	18
I.2.1. Historiques des séismes en Algérie.....	19
I.2.2. Classification Des Zones Sismiques.....	19
I.2.3. Effet de séisme.....	20
I.2.3.1. Effet de site.....	20
I.2.3.2. Effet d'entrée en résonance.....	21
I.2.3.2. Conclusion	21

Chapitre II : Interaction sol-structure

II.1. Introduction	23
II.2. Définition du phénomène d'interaction sol-structure	23
II.3. Influence de l'interaction sol structure	23
II.4. Modèle analogique simplifié	24
II.5. Types D'interaction Sol-Structure.....	25
II.6. Méthode de calcul de l'interaction sol-structure.....	25
II.6.1. Phénomènes physiques dus à l'interaction sol structures.....	25
II.6.1.1. Amortissement géométrique.....	25
II.6.1.2. Fonctions D'impédance.....	27
II.6.1.3. Comportement des sols sous sollicitations sismiques	27
II.6.2. Mouvement du sol en champ libre.....	28
II.6.3. Modélisation de l'interaction sol structure.....	29
II.6.4. Méthode de Newmark-Rosenblueth.....	31
II.6.5. Méthode de Deleuze.....	32
II.7. Méthodes D'analyse De L'interaction Sol-Structure.....	36
II.7.1. Méthode directe.....	36
II.7.2. Méthode de sous-structures.....	36

II.8. Analyse modale spectrale.....	37
II.8.1. Représentation spectrale du mouvement sismique.....	37
II.8.2. Spectre de repense.....	38
II.8.3. Types Spectre de réponse.....	38
II.8.3.1. Spectre de réponse élastique.....	38
II.8.3.2. Spectre lissé.....	40
II.8.3.3. Spectre normalisé.....	40
II.8.4. Spectre inélastique.....	41
II.8.4.1. Spectre de réponse de calcul.....	42
Conclusion.....	43

Chapitre III : Dommages sismiques sur les structures

III. Introduction.....	45
III.1. Types des structures.....	45
III.1.1 Structure en portique (poteau-poutre).....	45
III.1.2. Structure mixte (portique +voile).....	45
III.1.3. Voiles en béton armé.....	46
III.2. Modes de rupture des voiles.....	47
III.3. Types de déformation.....	48
III.4. Effet des séismes sur les bâtiments.....	48
III.4.1. Effets directs.....	48
III.4.1.1. Effondrement en galette.....	48
III.4.1.2. Fissuration due à des efforts de cisaillement alternés.....	49
III.4.1.3. Etage souple.....	50
III.4.1.4. Poteau court.....	51
III.4.1.5. Dommage due aux détails d'armature.....	52
III.4.2. Effets indirects.....	53
III.4.3. Mouvements gravitaires (glissements).....	54
III.4.4. Conclusion	54

Chapitre IV : Modélisation de l'interaction sol-structure

IV.1. Modélisation de l'interaction sol-structure.....	56
IV.1.1. Introduction.....	56
IV.1.2. Description de la structure étudiée	56
IV.1.3. Caractéristiques géométriques.....	56
IV.1.4. Caractéristiques de matériaux	58
IV.1.5. Composition du Béton.....	58
IV.1.6. Résistance caractéristique à la compression.....	58
IV.1.7. Module d'élasticité.....	58
IV.2. Modèles de comportement des sols.....	61
IV.2.1. Modèle élastique linéaire.....	61
IV.2.2. Description du projet.....	62
IV.2. 3. Charges appliquées.....	63
IV.3. Modélisation de la structure	64
IV.3.1. Modélisation du sol	66
IV.3.2. Résultats et interprétation sur la structure.....	68
IV.3.3. Déplacements.....	69
IV.3.4. Déplacements maximal.....	73
IV.3.5. Efforts tranchants.....	75
IV.3.6. Moments.....	81
Conclusion générale	87

Symboles

ELU : Etat Limite Ultime.

ELS : Etat Limite Service.

A et **A₀**: amplitudes maximales.

ML : Magnitude locale.

MS : Magnitude des ondes de surface.

T : Période.

Δ : la distance épacentrale en degré.

S : la correction de la station.

MD : Magnitude de durée.

t: Durée du signal englobant toutes les ondes sismiques.

M_w : Magnitude de moment

μ: Rigidité du milieu.

S : Surface de la faille qui a joué.

D : Déplacement (ou dislocation) moyen.

E : Module de Young.

ν : Coefficient de poisson.

c : Cohésion.

φ: Angle de frottement.

Ψ: Angle de dilatance.

k_v : Raideur en translation verticale.

k_h : Raideur en translation horizontale.

k_φ : Raideur en balancement (rocking).

k_R : Raideur en torsion autour d'un axe vertical.

A : Aire de la fondation.

a : Dimension parallèle à la direction du séisme.

b : Dimension perpendiculaire à la direction du séisme.

M_b : Masse du bâtiment.

M_s = A.H.ρ : Masse de sol additionnelle ayant même aire que la fondation du bâtiment.

H_s : 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.

r₀ : Rayon du cercle équivalent d'une fondation circulaire.

G : Module de cisaillement dynamique du sol.

β_z, β_x et β_φ : Coefficient de NEWMARK donnés par des abaques.

Ü : Accélération.

Ú : Vitesse.

U : Déplacement.

ω: Pulsation.

A : Coefficient d'accélération de zone.

η : Coefficient de correction d'amortissement.

Q : Facteur de qualité.

T : Période de la structure.

T₁, T₂ : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.

R: Coefficient de comportement.

ξ: Pourcentage d'amortissement critique donnée.

E_{ij}: Module de déformation longitudinal instantané.

E_{vj}: Module de déformation longitudinal différé.

Δ_d/d: Déformation relative transversale.

Δ_l/l: Déformation relative longitudinale.

S_a : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période **T** du bâtiment.

K_v: raideurs de mouvement vertical pour une section rectangulaire (NEWMARK).

K_h: raideurs de mouvement Horizontal pour une section rectangulaire (NEWMARK).

K_φ: raideurs de mouvement Balancement pour une section rectangulaire (NEWMARK).

ISS : Inter action sole structure.

Introduction générale

À l'échelle de temps géologiques, la surface de la terre est en permanente évolution; les plaques tectoniques qui constituent sa surface bougent les unes par rapport aux autres.

À l'échelle humaine, ces mouvements se traduisent par des séismes qui, brutalement, libèrent l'énergie accumulée au cours du temps. Les vibrations ainsi produites se propagent à l'intérieur de la terre; ce sont les ondes sismiques. Mais d'autres phénomènes peuvent les engendrer, tels que les volcans, les tirs de carrière...La houle océanique, le vent dans les arbres ou l'activité humaine (industries et circulation routière) constituent ce que l'on appelle le « bruit de fond sismique ». La formation des chaînes de montagnes et les phénomènes sismiques et volcaniques sont dûs aux mouvements de plaques continentales à la surface de la terre.

Des nombreux travaux de recherche ont été menés dans le but amoindrir les effets des séismes sur les constructions. Selon les règles **RPA99** et leur mise à jour **2003** les types de sols sont classés en quatre catégories en fonction des propriétés des sols qui les constituent. A chaque type de sol est associé un spectre de réponse élastique calculé en fonction des caractéristiques du site considéré et de celle de la structure étudiée.

L'interaction sol structure (ISS) 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 (ISS) peut avoir un effet sur la réponse sismique de la structure.

Ce projet de fin d'étude consiste à montrer l'influence de l'interaction sol-structure (ISS) sur le comportement des structures mixte (portiques+voiles). La réponse de la structure étudiée est évaluée dans un premier temps en considérant l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base. Dans un deuxième modèle (sol-structure), nous ne considérons que le couplage sol-structure avec des ressorts pour la réaction du sol. Les simulations ont été effectuées en considérant les quatre types de spectre de réponse associées aux différentes catégories de types de sols.

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

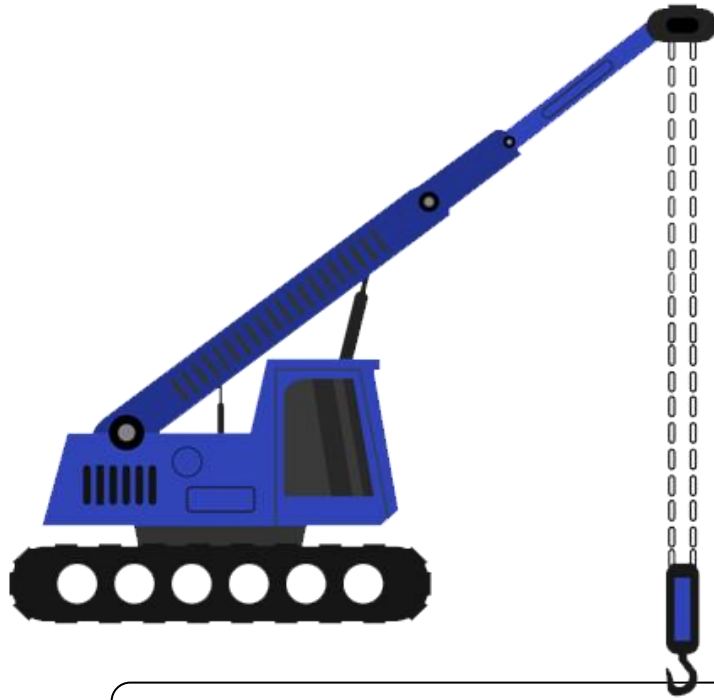
- **Le premier chapitre** est un rappel des phénomènes sismiques, il comprend quelques généralités sur les séismes pour mieux comprendre le phénomène ; quelques séismes historiques en Algérie.

▪ **Le deuxième Chapitre** montre l'importance de l'interaction sol-structure (ISS), 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.

▪ **Le troisième chapitre** présente les différents types de structures en béton armé et l'effet du séisme sur les bâtiments.

▪ **Le quatrième chapitre** présente l'analyse numérique d'une structure mixte (portiques+voile) en béton armé par la méthode modale spectrale linéaire, cette analyse permet d'évaluation de l'effet de l'interaction sol-structure (ISS) sur la réponse sismique de la structure étudiée pour les quatres types de sols. En utilisant le code de calcul robot structurale 2014 qui nous permet de déterminer les périodes, les facteurs de participation modale, les déplacements, l'effort tranchant à la base et les différentes déformées.

Enfin le travail se termine par une conclusion générale résumant tous les résultats obtenus.



Chapitre I : Généralité sur le séisme

I.1. Généralité sur le séisme

I.1.1. Introduction

Le séisme est le risque naturel majeur le plus meurtrier et qui cause le plus de dégâts. De 1994 à 2004, les séismes ont fait plus de 80.000 victimes dans le monde. Si le mécanisme du séisme est aujourd'hui mieux connu, tant du point de vue de son origine que de sa propagation, il reste encore un phénomène imprévisible [1].

Notre connaissance actuelle des phénomènes est telle que s'il n'est pas possible de prédire l'instant où un séisme se produira en un lieu donné, il est possible d'identifier les zones à haut risque sismique, et d'y construire en conséquence. Pour cela, il faut comprendre le mécanisme par un certain nombre de grandeurs directement utilisables par l'ingénieur [2].

La science des séismes qui consiste à détecter et à analyser les vibrations naturelles du sol et par extension, les signaux sismiques générés artificiellement nommée la sismologie.

I.1.2. Définition :

Le séisme ou tremblement de terre est une secousse de sol résultant de la libération brusque d'énergie accumulée par les contraintes exercées sur les roches. Cette libération d'énergie se fait par rupture le long d'une faille. Le lieu de la rupture des roches en profondeur se nomme le foyer la projection de ce foyer à la surface est l'épicentre de séisme [3].

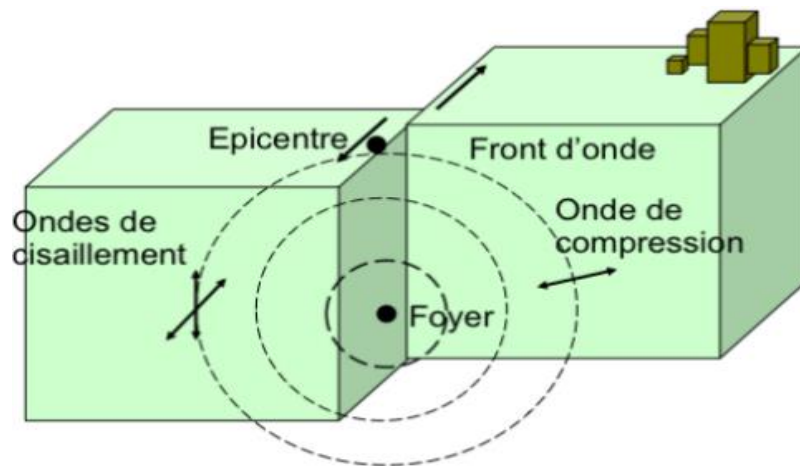


Figure I.1 : Géométrie d'un séisme et les différentes ondes émises [4].

I.1.3. Phénomènes sismiques

I.1.3.1. Origine des tremblements de terre

L'énergie sismique libérée au foyer d'un séisme peut être due à différentes causes: mouvement des plaques tectoniques, volcans, glissement de terrains, chute de roches et explosions artificielles, etc. Les plus importants séismes sont ceux induits par le mouvement des plaques tectoniques entraîné par la fracture et le glissement des roches au long des failles de la croûte terrestre [5].

I.1.3.2. Notion de faille

Une faille est une fracture le long de laquelle deux compartiments de la croûte se sont déplacés de chaque côté l'un relativement à l'autre en parallèle à la fracture. La secousse d'un séisme se génère au foyer quand la zone de faille se rompe, c'est un processus qui prend quelques secondes ou au plus quelques minutes. En suite, les ondes sismiques libérées par la rupture de faille se propagent après la fin du mouvement de la faille et traversent le globe terrestre en 20 minutes environ [5].

La violence du séisme dépend de la quantité d'énergie stockée au niveau de la faille avant le séisme et de la position de la faille par rapport à la surface. Plus précisément, selon le type de déplacement au niveau des failles, on distingue :

- **les déplacements verticaux** appelés rejets se produisant sur des **failles normales** dans les zones d'extension et sur des **failles inverses** dans les zones de compression,
- **les déplacements horizontaux** appelés **décrochements** dans le cas des failles de coulissage ou des failles transformantes.

I.1.3.3. Classification des failles selon le mode d'interaction:

a) Failles normales

Ce sont des failles ayant un déplacement vertical, elles ont lieu lorsque le bloc du plafond est déplacé vers le bas par rapport au bloc de mur. Les plans de faille ont d'habitude environ 60° de pendage bien qu'ils puissent être tout à fait verticaux ou plus horizontaux.

b) Failles inverses ou chevauchements

Ce sont des failles ayant un déplacement vertical où le bloc du plafond est déplacé vers le haut par rapport au bloc de mur. Les failles inverses ont des pendages supérieurs à 45° et les chevauchements pendages inférieurs à 45°.

c) Failles décrochements ou transformâtes

Ce sont des failles ayant un déplacement horizontal et une longueur très importante. On les trouve en coupant la lithosphère océanique autour des dorsales.

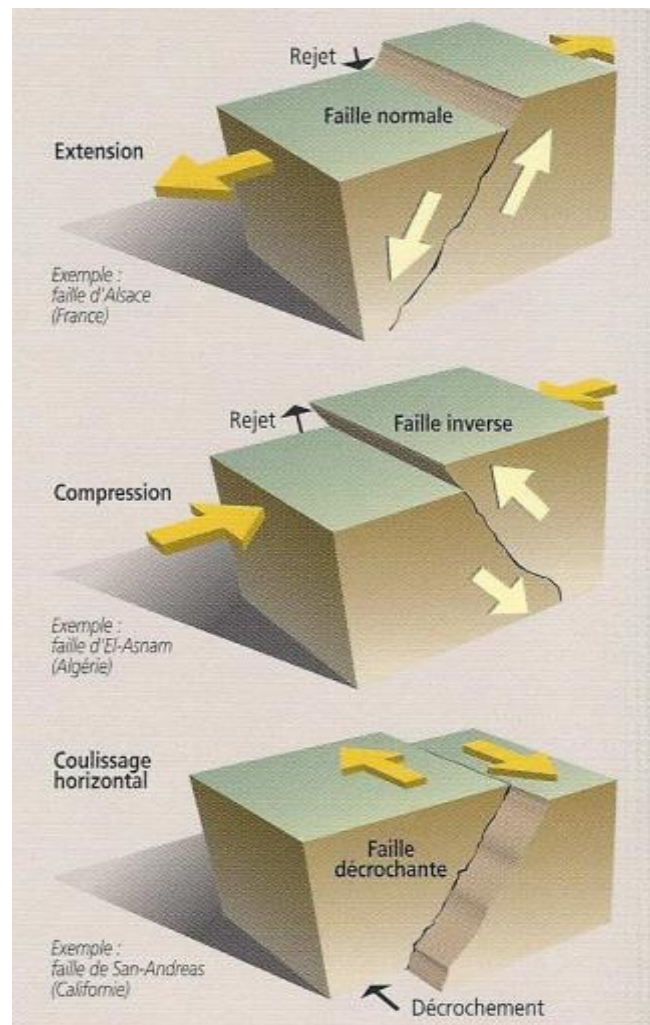


Figure I.2 : Mécanisme de rupture des failles terrestres [1].

I.1.4. Classification des origines de séisme

Suivant la profondeur du foyer on classifie les séismes en trois grandes catégories :

I.1.4.1. Origine Tectonique

Les séismes tectoniques sont les plus fréquents et les plus dangereux, ils posent des problèmes difficiles aux scientifiques chargés de découvrir les moyens pour les prévoir.

- **Séismes inter - plaques**

Dans la majorité des cas, les séismes se déclenchent en limite de plaques. C'est en effet au niveau de ces contacts que les contraintes occasionnées par la dérive des continents sont les plus fortes. Dans le monde, les zones les plus actives sont situées en Asie (Japon, Chine, Indonésie, Himalaya), au Proche-Orient (Turquie, Afghanistan), en Afrique du Nord (Algérie, Maroc) et en Amérique (Chili, Mexique, États-Unis).

- **Séismes Intra - Plaque**

Même à l'intérieur des plaques tectoniques, des failles peuvent jouer et occasionner des séismes, généralement moins violents que les précédents, ils correspondent à des réajustements des pressions dans la croûte terrestre.

I.1.4.2. Origine volcanique

Les éruptions volcaniques, autre phénomène associé à la tectonique des plaques, occasionnent une multitude de séismes et de microséismes. Ces derniers peuvent permettre de prédire l'imminence d'une éruption. Dans le cas d'une activité explosive, la magnitude du séisme peut être significative.

I.1.4.3. Origine artificielle

Certaines activités humaines peuvent occasionner des séismes, généralement modérés.

Il s'agit notamment de la mise en eau des barrages ou de l'exploitation des gisements souterrains (gaz, minerais, etc.)

I.1.5. Tectonique des plaques

La Tectonique des plaques dont le principe est connue depuis la seconde moitié du 20^{ème} siècle, est à l'origine des chaînes de montagne et de phénomènes tels que les séismes et le volcanisme. La lithosphère (croûte et manteau supérieur) est morcelée en plusieurs fragments, appelés plaques, qui constituent la surface terrestre. En raison des mouvements de convection au sein du manteau, ces plaques sont mobiles les unes par rapport aux autres, avec des vitesses de quelques centimètres par an. Les mouvements des plaques peuvent être divergents (extension), convergent (compression) ou en coulissage (cisaillement) [1].

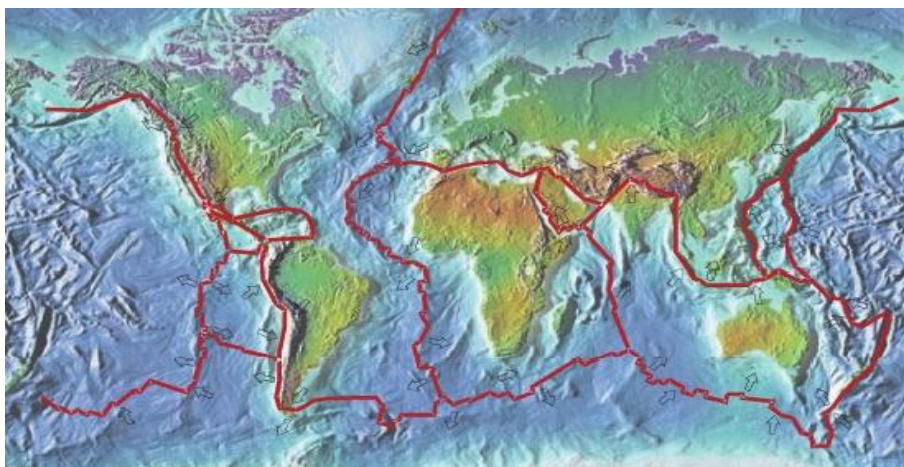


Figure I.3 : Contour des plaques [1].

I.1.6. Ondes sismiques

Lors du déplacement de la roche le long d'une faille, l'énergie libérée se propage dans toutes les directions à partir du **foyer** sous la forme d'une vibration constituée d'ondes appartenant principalement à deux catégories :

- **Les ondes de volume** qui se propagent à l'intérieur de la Terre.
- **Les ondes de surface** qui ne se propagent qu'à la surface et qui produisent les effets destructeurs des séismes. L'épicentre du séisme est le point de la surface terrestre situé à la verticale du foyer (**Figure I.4**) [6].

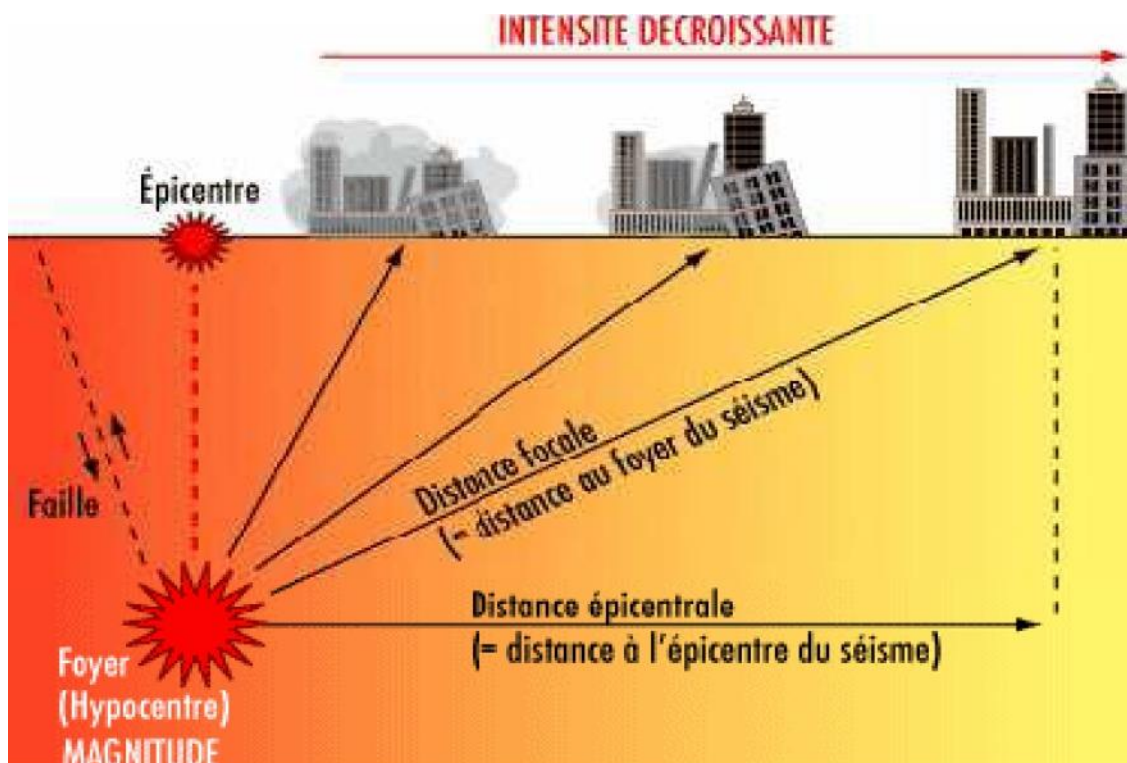


Figure I.4 : Origine du séisme.

I.1.6.1. Caractérisation des ondes sismiques

Pour les séismes, il peut s'agir de caractériser le déplacement des particules du sol, leur vitesse de déplacement et leur accélération; les caractéristiques du mouvement ondulatoire dépendent de l'action des ondes sismiques sur les constructions.

La période: c'est la durée d'un cycle d'oscillations, ou bien le nombre de cycles par seconde.

L'Amplitude : elle est généralement définie par la valeur du pic d'accélération;

Fréquence : La fréquence (F) est l'inverse de la période (T) [36].

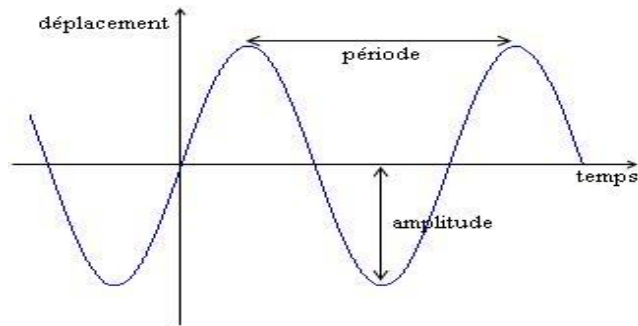


Figure I.5 : Caractéristique d'une Mouvement Sismique.

a. **Les ondes P** ou ondes primaires appelées aussi ondes de compression ou ondes longitudinales, sont des ondes de compression qui se propagent dans tous les états de la matière. Les particules se déplacent selon un mouvement avant-arrière dans la direction de la propagation de l'onde.

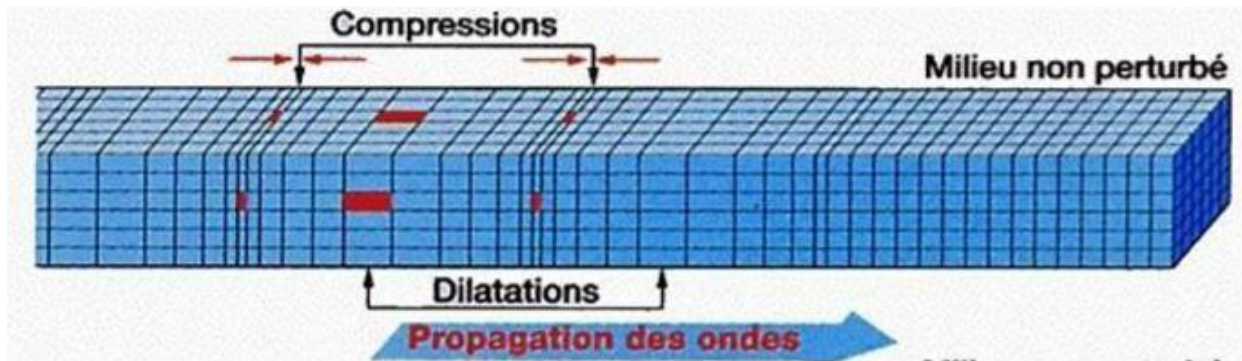


Figure I.6: Représentation schématique des ondes P.

b. **Les ondes S** ou ondes secondaires appelées aussi ondes de cisaillement ou ondes transversales, sont des ondes de cisaillement qui ne se propagent que dans les solides. Les particules oscillent dans un plan vertical, à un angle droit par rapport à la direction de propagation de l'onde.

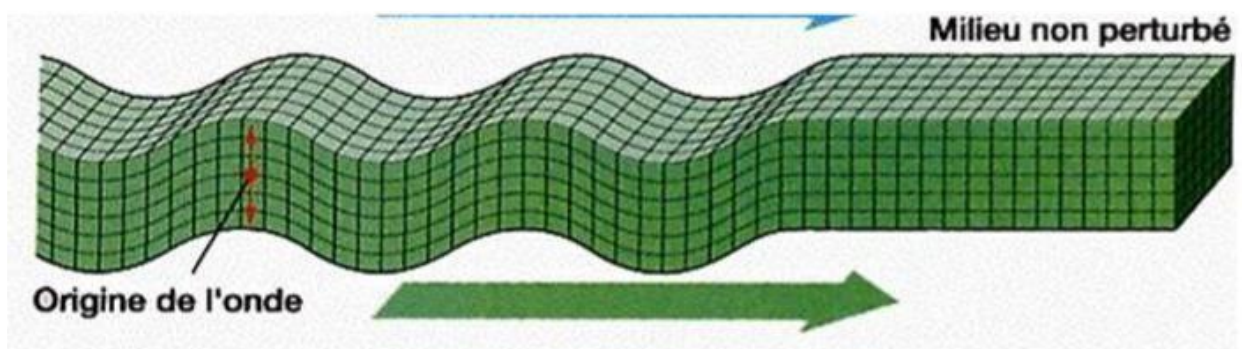


Figure I.7: Représentation schématique des ondes S.

c. L'onde de Love : Les ondes de Love ou ondes L sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles impriment au sol un mouvement de vibration latéral.

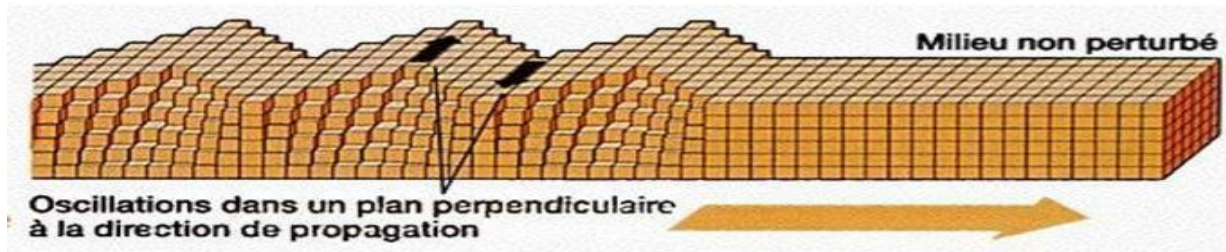


Figure I.8: Représentation schématique des ondes L.

d. L'onde de Rayleigh : Les ondes de Rayleigh sont assimilables à une vague, le déplacement des particules est complexe, il est à la fois horizontal et vertical formant une ellipse, et créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre [7].

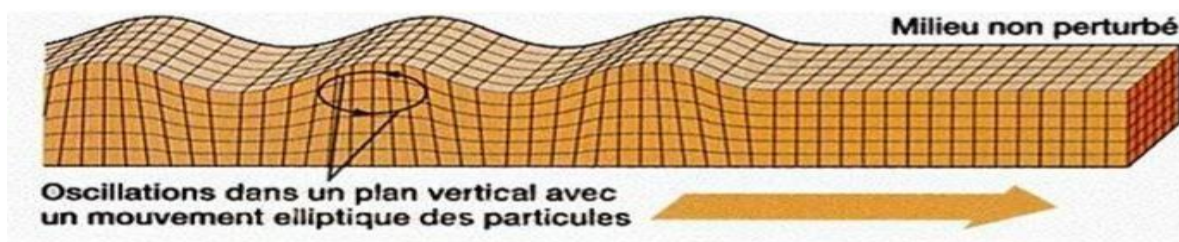


Figure I.9: Représentation schématique des ondes R.

I.1.6.2. Enregistrement des ondes sismiques

a. Sismographes

Les sismographes sont des appareils très sensibles. Lors d'un séisme, le mouvement enregistré est très simplifié par rapport au mouvement réel du sol. Pour connaître le mouvement sismique il faut enregistrer ses deux composantes horizontales et sa composante verticale. Pour cela on utilise des sismographes à inertie dits « horizontaux » et des sismographes à inertie dits « verticaux » (figure I.10).

Le sismographe horizontal est construit de telle sorte qu'il ne peut enregistrer le mouvement du sol que dans une seule direction horizontale. Le sismographe vertical est conçu de telle sorte qu'il ne peut enregistrer le mouvement que dans la direction verticale. Dans des stations d'observation sismographiques il faut, au minimum, trois sismographes : 2 horizontaux et 1 vertical.

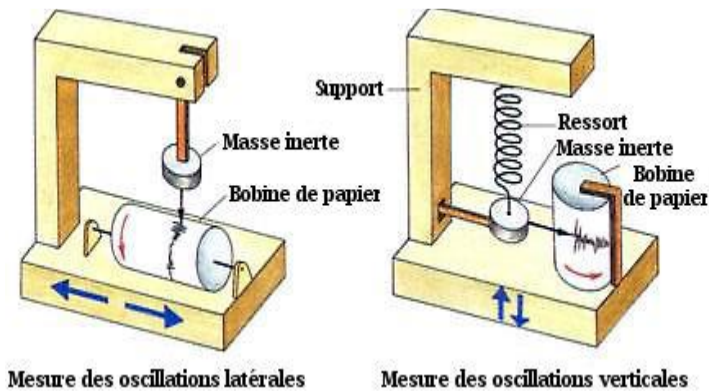


Figure I.10: Fonctionnement d'un sismographe.

b. Sismogramme

Un sismogramme est l'enregistrement obtenu à partir des sismographes. C'est une courbe qui varie en fonction de l'énergie libérée au foyer sous la forme d'ondes sismiques, de la distance foyer station sismographique, de la nature et la structure du milieu traversé par les ondes et enfin, du type de sismographe utilisé. Le fait que les ondes sismiques arrivent aux stations d'enregistrement comprend non seulement les ondes qui ont suivi le chemin le plus direct entre le foyer et la station mais aussi des ondes qui n'y sont parvenues qu'après une série de réflexions et/ou réfractions [8].

I.1.6.3. Principaux paramètres caractérisant un séisme

Les principaux paramètres qui caractérisent chaque séisme sont, **l'heure**, à laquelle il arrive, sa **localisation** (latitude, longitude, profondeur), sa **magnitude** qui représente approximativement l'énergie qu'il libère et son **intensité**. Ces deux derniers paramètres sont, en fait, des grandeurs qui permettent de le quantifier.

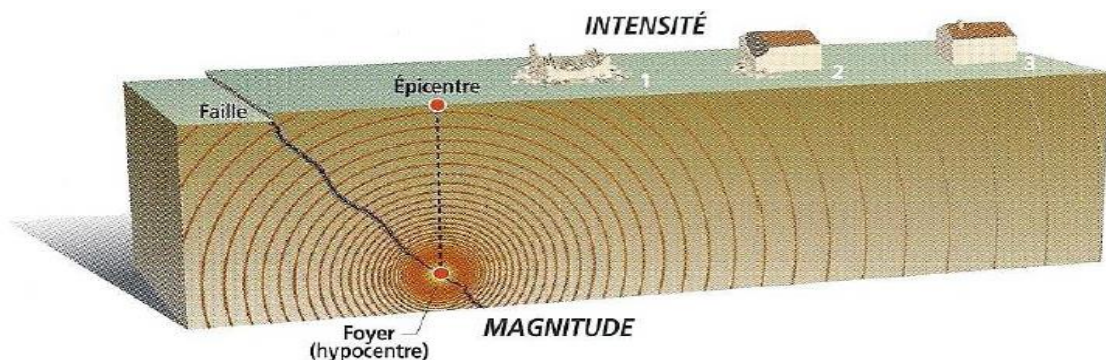


Figure I.11 : Localisation d'épicentre et foyer [1].

- **Foyer** est le point de départ de la rupture des roches.
- **Épicentre** est le point de la surface terrestre situé à la verticale du foyer.
- **magnitude** mesure l'énergie libérée par le séisme au niveau du foyer.
- **Intensité** mesure les conséquences du séisme en surface.

I.1.7. Mesure des séismes

I.1.7.1. Appareils de mesure

Il existe plusieurs grandeurs mesurables permettant de caractériser au mieux les mécanismes physiques des tremblements de terre. Dans la pratique, les grandeurs les plus utilisées sont le déplacement, la vitesse et l'accélération du sol. L'appareil mesurant les déplacements se nomme le sismomètre (ou sismographe). Ceux mesurant la vitesse et l'accélération sont nommés respectivement le vélocimètre et l'accéléromètre.

I.1.7.2. Détermination de l'épicentre

La première méthode nécessite l'utilisation d'au moins 03 stations d'enregistrement située en des lieux différents et qui enregistrent la composante verticale des ondes **P** et **S**. Elle consiste à évaluer les distances épicentrales associés à chaque station et de tracer sur une carte trois cercles ayant pour centre les trois stations et pour rayons la position de l'épicentre. Plus en utilise de station et plus la précision de détermination de l'épicentre s'améliore [9].

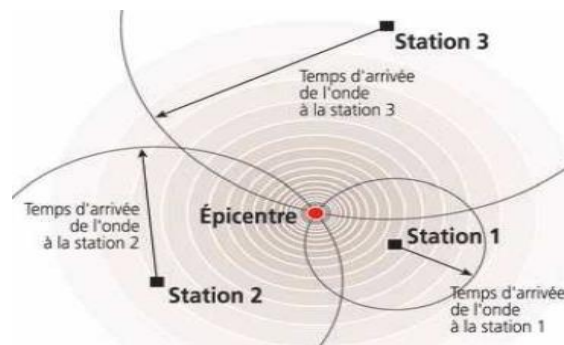


Figure I.12 : Localisation de l'épicentre du séisme par la méthode des cercles.

I.1.7.3. Magnitude (M)

Introduite initialement par **Richter** en **1935**, la magnitude est la représentation logarithmique du moment sismique, qui est lui-même une mesure de l'énergie libérée par un séisme. Elle est calculée à partir de l'enregistrement des amplitudes maximaux de trains d'ondes sismiques particuliers en une ou plusieurs stations d'observation [10].

Tableau I.1 : Magnitude (M_w) et effets

Description	Magnitude	Effets
Micro	moins de 1,9	Micro tremblement de terre, non ressenti.
Très mineur	2,0 à 2,9	Généralement non ressenti mais détecté/enregistré.
Mineur	3,0 à 3,9	Souvent ressenti sans causer de dommages.
Léger	4,0 à 4,9	Secousses notables d'objets à l'intérieur des maisons, bruits d'entrechoquement. Les dommages restent très légers.
Modéré	5,0 à 5,9	Peut causer des dommages significatifs à des édifices mal conçus dans des zones restreintes. Pas de dommages aux édifices bien construits.
Fort	6,0 à 6,9	Peut provoquer des dommages sérieux sur plusieurs dizaines de kilomètres. Seuls les édifices adaptés résistent près du centre.
Très fort	7,0 à 7,9	Peut provoquer des dommages sévères dans de vastes zones ; tous les édifices sont touchés près du centre.
Majeur	8,0 à 8,9	Peut causer des dommages très sévères dans des zones à des centaines de kilomètres à la ronde. Dommages majeurs sur tous les édifices, y compris à des dizaines de kilomètres du centre.
Dévastateur	9,0 et plus	Dévaste des zones sur des centaines de kilomètres à la ronde. Dommages sur plus de 1 000 kilomètres à la ronde.

I.1.7.4. Types de magnitude

Il existe plusieurs méthodes d'évaluation de la magnitude :

a- Magnitude locale (ML) (définie par Richter en 1935)

On l'utilise pour des séismes proches dits séismes locaux. Elle est définie à partir de l'amplitude maximale des ondes P, et moyennée sur plusieurs stations en tenant compte des corrections locales.

$$\log A(\Delta) - \log A_0(\Delta) = M_L \quad (I.1)$$

A et A_0 sont respectivement les amplitudes (en mm) maximal à la distance Δ du séisme de magnitude M_L

b- Magnitude des ondes de surface (MS) (ondes Rayleigh)

Elle est utilisée pour les séismes lointains, dits télé séismes, dont la profondeur est inférieure à 80 km. Elle se calcule à partir de l'amplitude des ondes de surface.

Gutenberg et Richter en 1956, dans le but d'étendre le calcul de la magnitude à tout type de séisme pour n'importe quel instrument, ont défini une magnitude calculée à partir du rapport A/T de la composante verticale de l'onde P.

$$M_s = \log (A/T) \max + 1.66 \log (\Delta) + 3.3 + S \quad (I.2)$$

A : est l'amplitude du déplacement du sol en microns (amplitude dans le plan vertical ou amplitude résultante dans le plan horizontal).

T : est la période voisine de 20s.

Δ : la distance épacentrale en degré.

S : la correction de la station.

Remarque : cette équation valable pour les distances épacentrales comprises entre 20° et 160°, une période comprise entre 10s et 60s et une profondeur inférieure à 50 km.

c- Magnitude de durée (MD) (séismes faibles et proches)

On l'utilise pour des séismes proches. Elle est définie à partir de la durée du signal.

$$M_D = a + b \log t + c \log t^2 + d\Delta \quad (I.3)$$

t: durée du signal englobant toutes les ondes sismiques jusqu'au bruit de fond initial,

Δ : la distance épacentrale.

a, b, c, d : sont des constantes déterminées pour chaque station d'enregistrement.

d- Magnitude de moment (Mw) (ou de Kanamori)

Cette magnitude est utilisée pour les séismes profonds, car ceux-ci génèrent difficilement des ondes de surface. Elle est calculée à partir de l'amplitude de l'onde P qui arrive au début du sismogramme.

$$M_w = (\log M_0 - 16.05)/1.5 \quad (I.4)$$

$$M_0 = \mu S D \quad (I.5)$$

Tel que :

μ : est la rigidité du milieu,

S : la surface de la faille qui a joué.

D : le déplacement (ou dislocation) moyen.

On l'utilise pour des séismes proches. Elle est définie à partir de la durée du signal.

En conclusion, la magnitude est un paramètre qui caractérise d'une manière intrinsèque l'importance d'un séisme. C'est le nombre que l'on déduit des enregistrements des sismographes et qui permet de caractériser l'énergie émise par un séisme sous forme d'ondes sismiques.

La magnitude peut prendre des valeurs quelconques. Toutefois, il ne faut pas croire que la mesure de la force d'un séisme à l'aide de la magnitude est en relation directe avec l'importance des dégâts car la magnitude dépend de la quantité d'énergie rayonnée et la distance au foyer, de la nature géologique des terrains traversés et de la profondeur du séisme [11].

Les valeurs de magnitudes suivantes correspondant aux accélérations réglementaires de l'arrêté du 4 octobre 2010 – Section II sont les suivantes :

I.1.7.5. Intensité (I)

L'intensité est une classification des effets d'un tremblement de terre en un endroit donné, basée sur l'analyse des réactions humaines et des objets, des dégâts aux bâtiments en tenant compte de leur niveau de vulnérabilité et, accessoirement, des actions sur l'environnement naturel. En France et dans la plupart des pays européens, l'intensité est exprimée dans l'échelle MSK (du nom de ses auteurs: **Medvedev, Sponheuer et Karnik**) qui comporte 12 degrés. Le descriptif succinct des degrés de l'échelle MSK est le suivant [10].

Tableau I.2 : intensité d'un séisme

I	Secousse non ressentie , mais enregistrée par les instruments
II	secousse partiellement ressentie , notamment par des personnes au repos et aux étages
III	secousse faiblement ressentie , balancement des objets suspendus
IV	secousse largement ressentie dans et hors les habitations, tremblement des objets
V	secousse forte , réveil des dormeurs, chute d'objets, parfois légères fissures dans les plâtres
VI	légers dommages , parfois fissures dans les murs, frayeur de nombreuses personnes
VII	dégâts , larges lézardes dans les murs de nombreuses habitations, chutes de cheminées
VIII	dégâts massifs , les habitations les plus vulnérables sont détruites, presque toutes subissent des dégâts importants
IX	destructions de nombreuses constructions, quelquefois de bonne qualité, chute de monuments et de colonnes
X	destruction générale des constructions, même les moins vulnérables (non parasismiques)
XI	catastrophe , toutes les constructions sont détruites (ponts, barrages, canalisations enterrées...)
XII	changement de paysage , énormes crevasses dans le sol, vallées barrées, rivières déplacées...

I.1.7.6. Relation entre la magnitude et l'énergie émise

Il y a plusieurs formules empiriques entre l'énergie E libérée par un séisme et la magnitude M_S à partir de l'enregistrement des ondes de surface. Les formules sont différentes d'une région à une autre.

En 1955 GUETENBERG et RICHTER ont proposé la formule empirique :

$$\log E = 4.8 + 1.5 M_S \quad (I.6)$$

Cette formule montre l'existence d'une corrélation entre la magnitude et l'énergie E libérée d'une part et elle montre également que l'accroissement d'une unité de la magnitude M_S de l'onde de surface multiplie l'énergie sismique libérée E par un facteur 30 d'autre part.

I.1.7.7. Relation entre l'intensité et la magnitude

Les relations entre magnitude et intensité sont complexes, elles dépendent notamment de la profondeur du foyer. À magnitude égale, les dégâts à l'épicentre sont d'autant plus importants que la profondeur du foyer est faible. Corrélativement, la zone des dégâts est moins étendue.

Un séisme de magnitude $M = 8$, par exemple, ne donne naissance qu'à des intensités faibles et n'a donc pas d'effet destructeur si son foyer est profond (plus de 100 Km).

Un séisme de magnitude moyenne, tel que celui d'Agadir ($M = 5.75$), qui a libéré beaucoup moins d'énergie que le précédent, a donné naissance à des intensités XI dans la zone épiscopentrale parce que son foyer n'étant qu'à 3 Km de profondeur.

La magnitude et l'intensité ne sont pas directement liées. Cependant, puisqu'un grand pourcentage des séismes semblent avoir leur origine à une profondeur de 15 à 20 Km, et puisque les conditions dues à la nature des terrains sont souvent assez semblables, il y a une corrélation grossière entre l'intensité d'un séisme et sa magnitude.

A défaut de données instrumentales, on utilise des formules empiriques permettant d'évaluer à partir de l'intensité maximal I_0 la magnitude M du séisme. L'une des relations les plus utilisées est celle de **KARNIK**.

$$M = 1 + 2/3 I_0 \quad (I.7)$$

Le tableau (I.3) présente les résultats préconisés par **GUETENBERG** en **1956** de la relation intensité maximal, magnitudes pour différents séismes [1].

Tableau I.3. Relation intensité maximal, magnitudes pour différents séismes.

Intensité	Dégâts causés	Magnitude
XI – XII	Catastrophes	$M > 7.5$
X	Dommages sérieux	$7.3 > M > 7.0$
VIII – IX	Dommages importants aux bâtiments	$6.9 > M > 6.2$
VII	Dommages légers aux bâtiments	$6.1 > M > 5.5$
VI	Ressenti par tout le monde	$5.4 > M > 4.9$
IV – V	Ressenti par beaucoup de personnes	$4.8 > M > 4.3$
II – III	Ressenti par certains	$4.2 > M > 3.5$

I.1.8. Classification des séismes

Le foyer ou l’hypocentre est le lieu qui constitue l’origine de l’énergie de l’ébranlement des roches. Selon la profondeur des foyers on classe les séismes en [37].

- Les séismes superficiels.
- Les séismes intermédiaires.
- Les séismes profonds.

I.1.8.1. Séismes superficiels

La croûte terrestre étant rigide, elle peut casser. Etant donné que les plaques lithosphériques ont une épaisseur moyenne d’environ 70 Km, la majorité des séismes sont évidemment superficiels c’est à dire que les foyers ne dépassent pas une profondeur de quelques dizaines de kilomètre (0 – 70 Km environ).

I.1.8.2. Séismes intermédiaires

Ce sont des ébranlements dont la profondeur des foyers est comprise entre 70 et 350 Km. Cette catégorie de séismes constitue environ 25% de la totalité des séismes.

I.1.8.3. Séismes profonds

Ils sont rares que les deux catégories précédentes et ne représentent qu’environ 5%. Les séismes profonds ont des foyers qui se situent entre 350 et 700 Km [3].

Tableau I.4 : Classification des séismes Suivant la profondeur du foyer.

Séismes	Épicentre
Superficiels	$< 60 \text{ Km}$
Intermédiaires	$60 \text{ Km} << 300 \text{ Km}$
profonds	$> 300 \text{ Km}$

I.2. Distribution géographique des séismes

Si l'on observe une carte de distribution géographique des séismes (voir figure 1.2), on remarque que cette distribution des séismes n'est pas hasardeuse mais elle suit une certaine logique. La majorité des séismes se produisent dans deux régions particulières du globe [12].

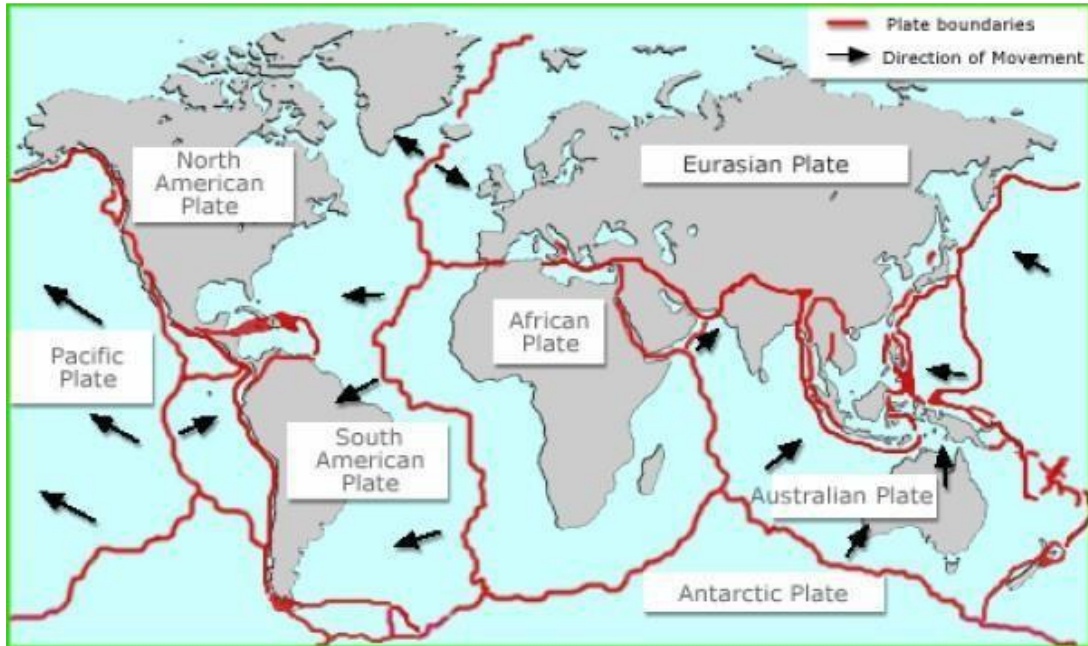


Figure I.13 : Carte du monde montrant les principales plaques tectoniques.

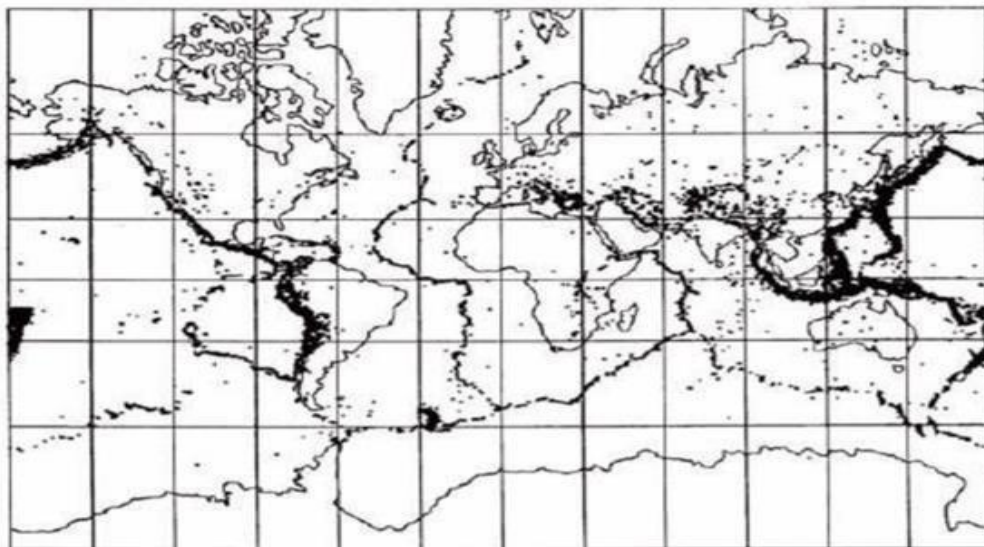


Figure I.14 : Carte de distribution géographique des séismes [12].

I.2.1. Historiques des séismes en Algérie

La sismicité de l'Algérie du nord est maintenant connue depuis 1365, date du séisme qui agite la ville d'Alger. Les nombreux travaux qui se sont intéressés à l'historique de la sismicité ont donné lieu à une série de catalogues. Ces catalogues montrent que la sismicité est concentrée dans la région nord du pays.

Plusieurs séismes importants se sont produits au cours de l'historique touchant parfois sévèrement des villes comme Alger (1716), Oran (1790), Blida (1825), Ténès (1891).

La connaissance de la sismicité s'est nettement améliorée avec la mise en place depuis le début du vingtième siècle des stations sismologiques autonomes (Alger, Tlemcen, Sétif, ...) puis du réseau téléométré installer à partir de 1990 [9].

I.2.2. Classification Des Zones Sismiques

Le territoire national est divisé en quatre (04) zones de sismicité croissante, définies sur la carte des zones de sismicité et le tableau associé qui précise cette répartition par wilaya et par commune, soit [3] :

Zone O : sismicité négligeable.

Zone I : sismicité faible.

Zone II : sismicité moyenne.

Zone III : sismicité élevée.

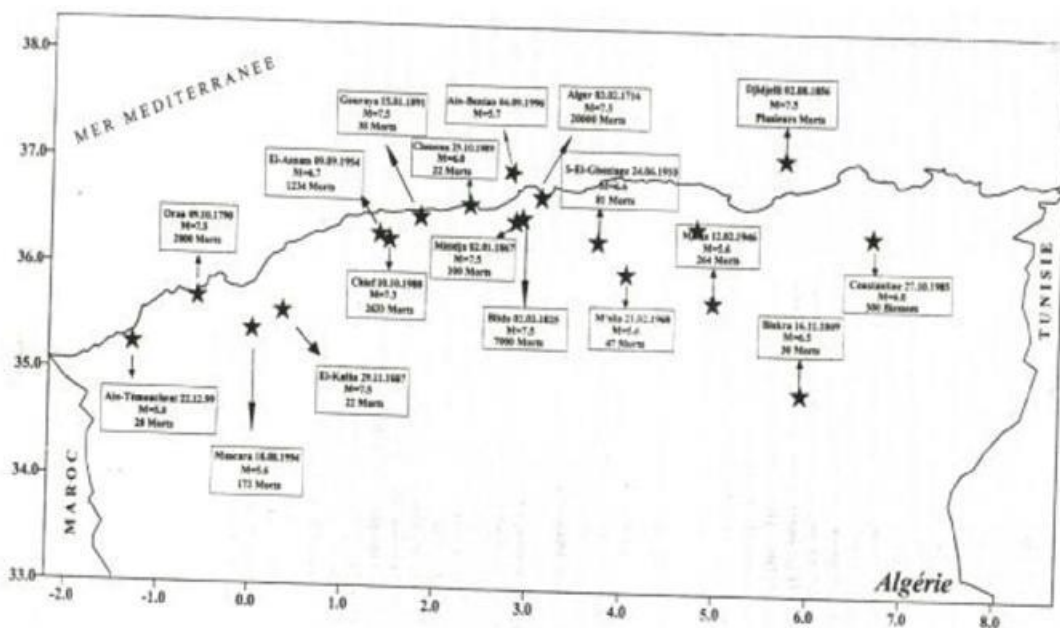


Figure I.15 : Les séismes majeurs en Algérie période de 1365 à 2001.

Tableau I.5 : Séismes majeurs en Algérie de 1365 à 2003.

Lieu	Date	Intensité max	Magnitude	Victimes
Alger	03 janvier 1365	X		Plusieurs
Alger	10 mars 1673			
Alger	03 février 1766	X		20000
Oran	09 octobre 1790	X		2000
Blida	02 mars 1825	X		7000
Djidjell	22 août 1856	X		
Mitidja	02 janvier 1867	X – XI	7.5	100
Aures	16 novembre 1869	IX	6.5	30
El-kalaa	29 novembre 1887	IX-X		20
Gouraya	15 janvier 1891	X	7.5	38
S-El-Ghozlane	24 juin 1910	X – VIII	6.6	81
M’sila	12 février 1946	VII – VIII	5.6	264
El Asnam	09 septembre 1954	X – XI	6.7	1234
M’sila	21 février 1960	VIII – IX	5.6	47
El Asnam	10 octobre 1980	IX	7.3	2633
Constantine	27 octobre 1985	VIII	6.0	5
Tipaza	29 octobre 1989	VIII	6.0	22
Mascara	18 août 1994	VII	5.6	172
Ain-Benian	04 septembre 1996	VII	5.7	172
Ain-Témouchent	22 décembre 1999	VII	5.8	
Beni-ouartilane	10 novembre 2000	VI	5.4	02

I.2.3. Effet de séisme

I.2.3.1. Effet de site

Différents types de construction, effets de déformations du sol, liquéfaction et amplification locale du site. Les effets de site ou effets d'amplification des ondes sismiques se produisent principalement dans deux cas : Au sommet des collines et des montagnes ; au vallée faisant l'objet d'une importante sédimentation peu consolidée.

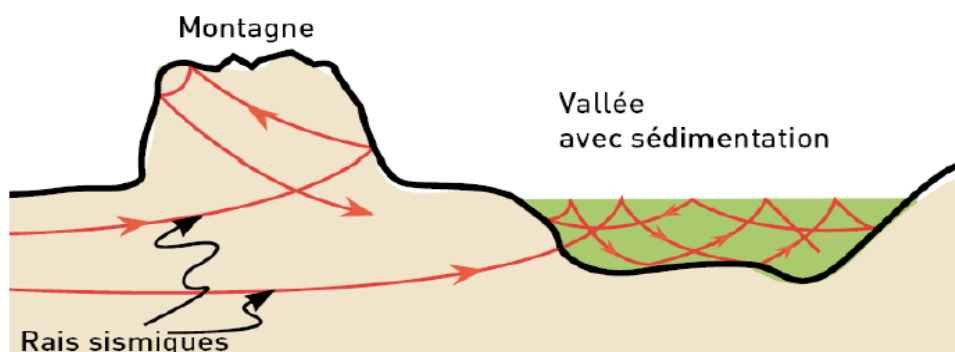


Figure I.16 : Amplification des ondes sismiques au sommet et au vallée.



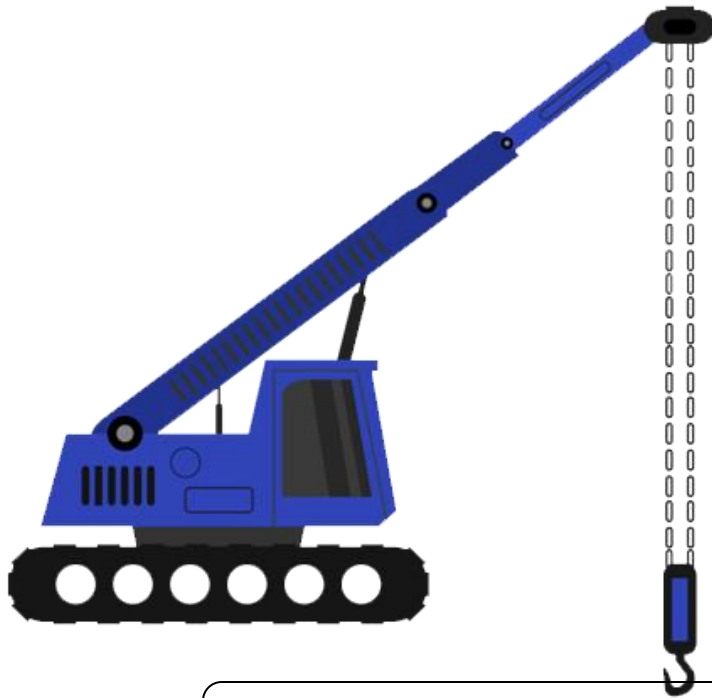
Figure I.17: L'autoroute I-10 de La Cienega Boulevard ruinée malgré la distance et la direction depuis l'épicentre du séisme de Northridge au Californie (1994). La ruine montre l'importance de l'amplification locale de l'énergie sismique.

I.2.3.2. Effet d'entrée en résonance

En cas de séisme, les immeubles - notamment les très élevés – ont la particularité d'entrer en résonance avec le sol d'assise lorsqu'ils sont soumis à certaines fréquences voisines à leurs propres fréquences. Ces fréquences propres dépendent de caractéristiques géométriques (longueur, largeur, hauteur) ou mécaniques (masse, rigidité) de ces bâtiments qui peuvent réagir en amplifiant considérablement les vibrations.

Conclusion :

L'objectif de la protection parasismique est la réalisation d'ouvrages capables de résister aux effets sismiques de structure. Un séisme n'est dangereux pour les vies humaines qu'au travers de ces effets sur les structures.



Chapitre II : Interaction sol-structure

II.1. Introduction

L'effet de l'interaction sol-structure sur la réponse dynamique des structures a été bien étudié dans les années **80** et les années **90** grâce à l'élaboration de méthodes numériques basées sur la méthode des éléments finis et la méthode d'amortissement (masse-ressort).

Dans le domaine du génie civil, l'objectif fondamental des analyses d'interaction sol structure (ISS) est de déterminer l'influence réciproque du sol et de la structure sur leur comportement mécanique lors d'un séisme. En effet, le comportement du sol en champ libre peut différer significativement de celui en présence de la structure. La modélisation de l'interaction sol-structure (ISS) et à la définition des éléments capables de reproduire le comportement d'interface.

Ce chapitre présente le comportement des sols sous sollicitations sismiques et traitée de l'interaction sol-structure (ISS) dans lequel sont évoqués les principes de la modélisation de l'interaction sol-structure (ISS), le choix de la loi de comportement convenable, ainsi que les méthodes de résolution des équations de la discrétisation par la méthode d'amortissement (masse-ressort).

II.2. Définition du phénomène d'interaction sol-structure

L'interaction sol-structure (ISS) traduit la modification du mouvement du sol (ou de la structure) lors d'un séisme 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 [13].

La résolution du problème d'interaction sol-structure, dépend de celle des problèmes suivants :

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

II.3. Influence de l'interaction sol structure

- Un mouvement du sol à la base du bâtiment supposé identique à celui du champ libre ; dans les cas courants cette approximation est considérée comme acceptable.
- 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.
- Un allongement de la période de vibration du premier mode notamment, qui peut provoquer une variation en plus ou en moins de la valeur de l'accélération selon la zone.

- Un amortissement non négligeable (amortissement radiatif + amortissement propre au matériau sol) [14]. Pour la majorité des structures usuelles de bâtiments, les effets de l'ISS ont tendance à être bénéfiques puisqu'ils réduisent les moments fléchissant et les efforts tranchants dans les différents éléments de la structure [15].

II.4. 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 (III-1) La structure est assimilée à une masse et un ressort, placés à une hauteur h au-dessus de la fondation. La liaison entre la structure et la fondation est réalisée par une barre rigide. La fondation repose sur le sol et son interaction avec celui-ci est modélisée par le biais des fonctions d'impédance, c'est à dire les réactions exercées par le sol sur la fondation, peuvent être représentées par un ensemble de ressorts et d'amortisseurs indépendants de la fréquence.

Le système de la **figure (III-1)** possède 3 degrés de liberté :

- 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 » [13].

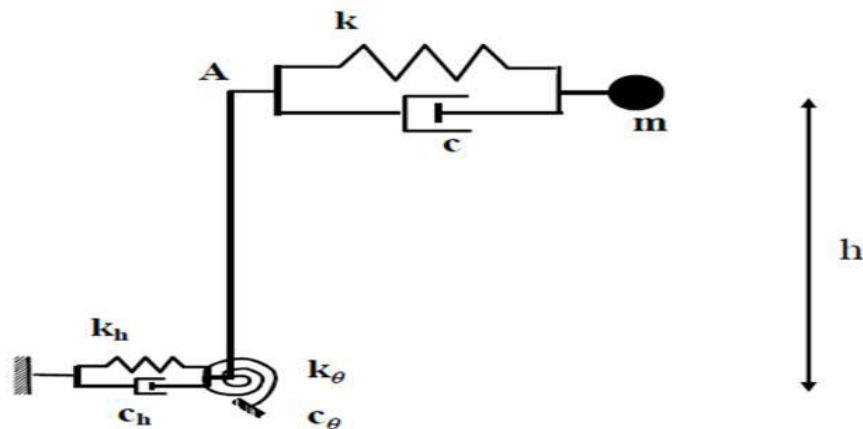


Figure II.1 : Modèle simplifié d'interaction sol-structure [13].

II.5. Types d'interaction Sol-Structure

Il existe deux types d'interaction qui sont :

1. Interaction inertielle produite par l'inertie de la structure due par sa propre vibration, provoquant le déplacement de la fondation, qu'on peut la représenter par la fonction d'impédance décrivant les caractéristiques de la rigidité et de l'amortissement entre la fondation et le sol.

Le fait de tenir compte d'une condition aux frontières flexibles basée sur un système de ressorts et d'amortisseurs plutôt qu'un encastrement apporte deux effets majeurs à la réponse dynamique :

- L'allongement de la période de vibration
- L'augmentation de l'amortissement

Globalement, ces deux effets ont pour impact d'augmenter les déplacements et d'amortir la réponse par la plastification des sols. Puisque les sols sont naturellement très plastiques, des déformations permanentes à la base de la structure peuvent compliquer l'occupation et la réparation du bâtiment suite à un séisme.

2. Interaction cinématique qui est une interaction entre le sol et la fondation, elle provoque le mouvement de la fondation à être différent du mouvement sismique. Il s'appelle le mouvement d'entrée de la fondation (**FIM**). L'interaction cinématique est décrite par une fonction de transfert qui relie le mouvement sismique et celui le **FIM** (foundation input interaction) [16]. Les effets de l'interaction cinématique sont importants pour les bâtiments rigides ayant de petites périodes fondamentales, pour les bâtiments construits sur radier ou pour les bâtiments ayant de profondes fondations. Cependant, ignorer les effets de l'interaction cinématique est considéré comme conservateur puisque l'impact de cet effet réduit toujours la demande sismique à la base [17].

II.6. Méthode de calcul l'interaction sol-structure

II.6.1. Phénomènes physiques dus à l'interaction sol structures

II.6.1.1. Amortissement géométrique

Une autre source d'amortissement prend naissance par la transmission des vibrations à des distances plus ou moins grandes dans le sol. En effet une partie importante de l'énergie de mouvement se fait évacuer à l'extérieur du système (structure et sol entourant) à travers les ondes en propagation vers l'infini. Ce type d'amortissement est connu par l'amortissement géométrique).

Sa prise en compte d'une manière rigoureuse en interaction dynamique sol-structure, nécessite une analyse rationnelle de la propagation d'onde dans le sol.

Il est à noter enfin que l'amortissement géométrique est en fonction de la fréquence de vibration. L'amortissement géométrique est directement associable à l'effet de dissipation d'énergie par rayonnement lors de la propagation des ondes dans le sol.

Les phénomènes d'amortissement joue un rôle majeur dans la réponse des structures on peut le décomposer en deux points :

a. Amortissement Interne Ou Structural :

Il en engendre la principale dissipation d'énergie suite à la déformation des matériaux

- Par un amortissement visqueux : caractérisant la dissipation d'énergie dans le domaine élastique et lié à la viscoélasticité des matériaux dépendant de la fréquence ;

$$\xi = \frac{c}{2\sqrt{km}} \quad (\text{II.1})$$

- Par un amortissement d'hystérésis : caractérisant dans le domaine inélastique Indépendant de la fréquence :

$$M \ddot{U} + K(1+2\beta)U = p(t) \quad (\text{II.2})$$

$$\xi = \beta \frac{\omega^n}{\omega} \quad (\text{II.3})$$

b. Amortissement Externe :

- Par les frottements entre les éléments structuraux.
- Par l'interaction entre le sol et les fondations.

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

$$\xi = \frac{\text{Amortissement critique}}{\text{Amortissement effectif}} \quad (\text{II.4})$$

II.6.1.2. Fonctions D'impédance

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

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

II.6.1.3. Comportement des sols sous sollicitations sismiques

Les lois de comportement décrivent les relations entre les contraintes σ_{ij} et les déformations ϵ_{ij} dans un solide. Le modèle doit être simple et ne fait intervenir qu'un nombre limité de paramètres corrélables ou directement mesurable à partir des résultats d'essais courants de laboratoire. On distingue :

Comportement élastique du sol.

Comportement élastoplastique du sol [13].

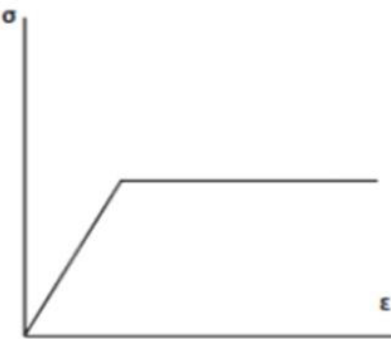


Figure II.2: modèle élastoplastique parfait

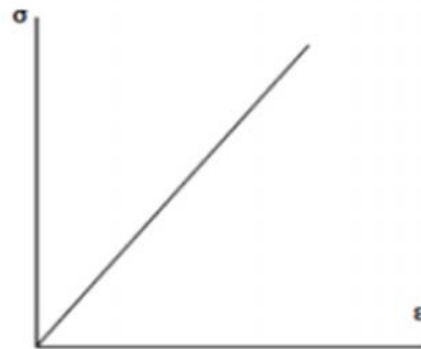


Figure II.3: modèle élastique De Hooke

a- Comportement élastique du sol :

Est celle qui relie linéairement les déformations aux contraintes, c'est l'élasticité linéaire donnée par la loi de Hooke.

Ce modèle est caractérisé par deux paramètres :

- Le module de Young E .
- Le coefficient de poisson ν [14].

b- Comportement élastoplastique du sol :

Est dit avoir un comportement élastoplastique quand au delà d'un certain niveau de chargement, il présente des déformations réversibles (élastiques) mais aussi des déformations irréversibles (plastiques) et que ces déformations et ces contraintes obéissent à des lois bien précises. Notons que la considération d'un corps élastoplastique se fait en excluant l'influence du paramètre temps. Il caractérisé par cinq paramètres :

- Le module de Young E .
- Le coefficient de poisson ν .
- La cohésion c .
- L'angle de frottement ϕ .
- L'angle de dilatance Ψ .

II.6.2. Mouvement du sol en champ libre

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

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

- Définition du mouvement à la surface du sol.
- Niveau d'accélération réaliste pouvant être transmis par le sol.
- Caractéristique fréquentielle du mouvement compatible avec les caractéristiques physiques du site. Variation de l'accélération avec la profondeur dans des limites raisonnables [02].

On peut utiliser la méthodologie suivante :

- Définition d'un spectre. Sur un affleurement rocheux représentatif de l'environnement ismotechtonique du site.
- Calcul de la réponse du site.
- Ajustement éventuel du spectre de réponse pour compenser la prise en compte d'un seul type d'onde a propagation verticale.

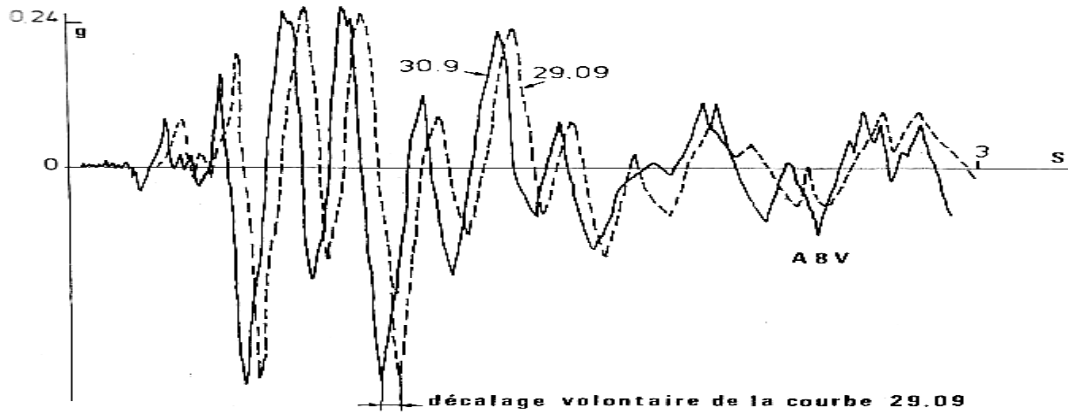


Figure II.4 : Accélération en champ libre [2].

II.6.3. Modélisation de l'interaction sol structure

L'interaction entre le sol et la structure peut être mise en évidence à l'aide d'un modèle simple dans lequel la structure est représentée par une poutre console de raideur équivalente aux voiles ou poteaux sollicités en cisaillement contenant des masses correspondant principalement à celle des planchers.

Ce système a donc plusieurs degrés de liberté. L'interaction avec le sol peut être représentée par des ressorts agissant à la translation ou à la rotation, reliés à une base mobile se déplaçant suivant le mouvement sismique imposé [18].

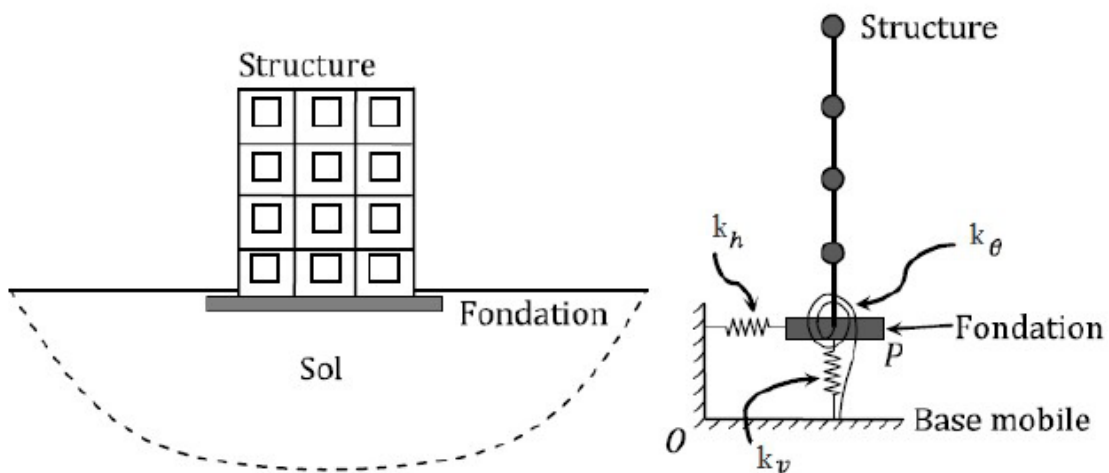


Figure II.5 : Schématisation de l'interaction sol-structure [18].

k_v : Raideur en translation verticale.

k_h : Raideur en translation horizontale.

k_Φ : Raideur en balancement (rocking).

k_R : Raideur en torsion autour d'un axe vertical.

En fonction de ces aspects et des hypothèses retenues pour les deux milieux sol et structure, les modèles et les méthodes proposés pour la prise en compte de l'interaction sol-structure sont très divers. Ainsi, on peut distinguer les méthodes globales, qui résolvent en bloc le problème couplé sans tenir compte de la forme particulière du système matriciel correspondant et les méthodes par sous structure qui s'appuient sur une décomposition du système en deux ou trois parties ou sous-systèmes selon que l'on tienne compte ou non de la fondation et du sol proche.

Hors ces méthodes orientées vers un traitement numérique par éléments finis ou de frontière, il existe des approches simplifiées basées sur des modèles à ressorts tels que celui représenté en (Figure II.6).

La modélisation d'une structure ne doit pas se faire avec un encastrement parfait à sa base (Figure II.6A) si de grandes déformations du sol sont prévisibles. Ceci est 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.6B) ou des éléments finis (Figure II.6C).

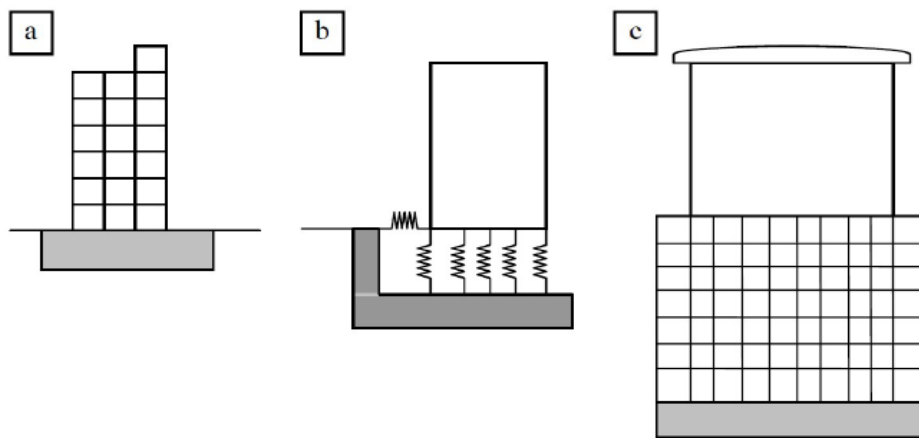


Figure II.6 : Modélisation de l'ISS A) Encastrement parfait ; B) Ressorts ; C) Eléments finis [14]

La méthode la plus utilisée est la modélisation du sol par un système de ressorts amortis, dans ce cas on associe dans un même modèle la structure et le sol afférent.

II.6.4. Méthode de Newmark-Rosenblueth

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, **Rosenblueth** 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. Les raideurs du sol ainsi que les amortissements sont donnés par le (**Tableau II.1**).

Tableau II.1 : Formules de Newmark Rosenblueth [19].

Mouvement	Hauteur du prisme de sol H	Amortissement relatif ou critique η	Raideurs 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	$0,35\sqrt{A}$	$0,485 \sqrt{\frac{\rho H^5}{I_b + I_s}}$	$k_\phi = \frac{8G \cdot r_0^3}{3(1 - \nu)}$	$k_\phi = \frac{G}{1 - \nu} \beta_\phi a^2 b$
Rotation autour de l'axe vertical	$0,25\sqrt{A}$	$1,88 \sqrt{\frac{\rho H^5}{J_b + J_s}}$	$k_R = \frac{16G \cdot r_0^3}{3}$	$k_R = \frac{1 + \nu}{4} G\beta_x (a^2 + b^2) \sqrt{A}$

Avec :

A : Aire de la fondation.

a : Dimension parallèle à la direction du séisme.

b : Dimension perpendiculaire à la direction du séisme.

M_b : Masse du bâtiment.

M_s = A.H.ρ : Masse de sol additionnelle ayant même aire que la fondation du bâtiment.

H_s : 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 du cercle équivalent d'une fondation circulaire.

ν : Coefficient de Poisson.

G : Module de cisaillement dynamique du sol.

β_z , β_x et β_ϕ sont donnés par des abaques Figure II.7

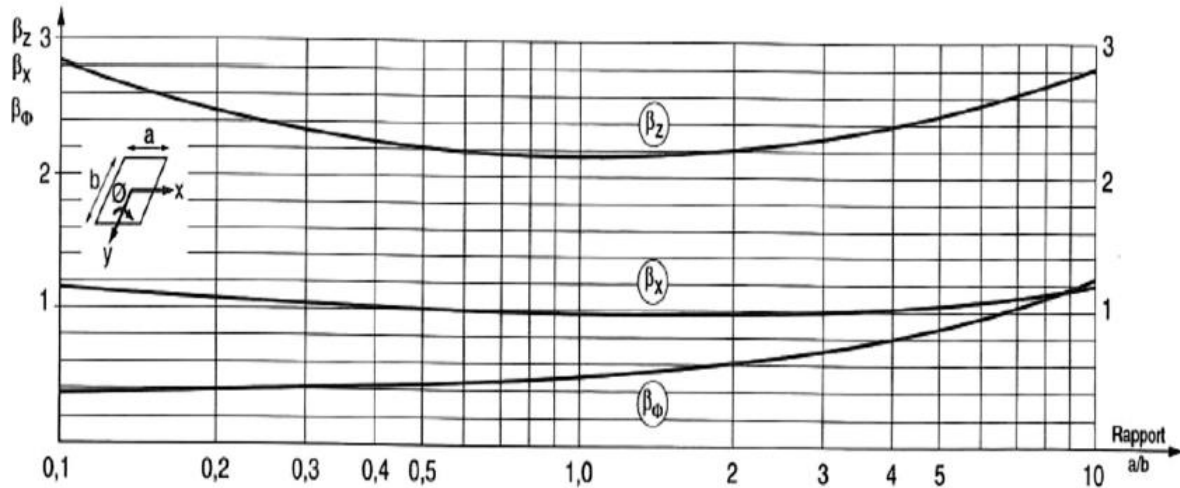


Figure II.7: Abaques donnant les coefficients de Newmark β_z , β_x et β_ϕ

II.6.5. Méthode de Deleuze

Cette méthode est applicable dans les cas où les fondations sont circulaires ou assimilées circulaires. Elles doivent également être considérées comme superficielles et suffisamment rigides. Cette méthode contrairement à la méthode de **Newmark-Rosenblueth** tient compte de la fréquence du mode fondamental de l'ouvrage.

L'ISS peut être modélisée de deux manières :

- **Par ressorts concentrés** : plus simple pour l'analyse dynamique d'ensemble (hypothèse du radier rigide) mais nécessite une modélisation plus spécifique pour le radier.

- **Par ressorts répartis** : plus complexe mais les efforts obtenus sont directement exploitables pour le dimensionnement du radier. Cette représentation est admise en cas de sol homogène à l'échelle des dimensions en plan des fondations, c'est-à-dire en cas de sol stratifié dont les couches présentent des contrastes faibles de module G . **Deleuze** a établi des tableaux donnant

des coefficients de transmittance f_V (translation verticale), f_H (translation horizontale) et f_Φ (rotation autour d'un axe horizontal, balancement).

Pour établir ces coefficients Deleuze a utilisé les hypothèses suivantes :

- Le sol est un solide semi-infini, élastique et homogène, isotrope et limité par un plan.
- La réaction de sol sous la fondation est linéaire. La surface d'appui n'est donc pas plane, elle est donnée par la résolution du second problème de Boussinesq. Les déplacements du nœud de la fondation sont assimilés à ceux du centre d'inertie de la fondation, la rotation de la fondation est celle du plan moyen de la surface d'appui.
- L'amortissement géométrique correspond au rayonnement des ondes dans le sol.

Tableau II.2 : Formules de Deleuze [19].

	Raideurs	Amortissements géométriques
Vertical	$k_V = G \cdot r_0 \frac{f_{V1}}{f_{V1}^2 + f_{V2}^2}$	$\eta_V = -\frac{1}{2} \frac{f_{V2}}{f_{V1}}$
Horizontal	$k_H = G \cdot r_0 \frac{f_{H1}}{f_{H1}^2 + f_{H2}^2}$	$\eta_H = -\frac{1}{2} \frac{f_{H2}}{f_{H1}}$
Rotation autour d'un axe horizontal, balancement	$k_\Phi = G \cdot r_0^3 \frac{f_{R1}}{f_{R1}^2 + f_{R2}^2}$	$\eta_\Phi = -\frac{1}{2} \frac{f_{R2}}{f_{R1}}$

Avec :

r_0 : Rayon du cercle équivalent d'une fondation circulaire ; il est calculé comme suit :

- Pour les raideurs en translation : l'aire du cercle équivalent est égale à l'aire de la surface d'appui :

$$r_0 = \sqrt{\frac{ba}{\pi}} \quad (\text{II.5})$$

Pour les raideurs en rotations (balancement) : le moment d'inertie de la surface du cercle équivalent est égal au moment d'inertie de la surface d'appui de la fondation, rapporté à l'axe perpendiculaire à la composante passant par le centre de gravité de la surface, soit:

$$r_0 = \sqrt[4]{\frac{ba^3}{3\pi}} \quad (\text{II.6})$$

- En torsion:

$$r_0 = \sqrt[4]{\frac{ba(b^2+a^2)}{6\pi}} \quad (\text{II.7})$$

a: Dimension parallèle à la direction du séisme.

b: dimension perpendiculaire à la direction du séisme.

G=E/2(1+ ν) : Module de cisaillement dynamique du sol.

f : Fréquence du mode de vibration fondamental dans la direction de séisme considérée, déterminée à l'aide d'un calcul modal préliminaire avec les coefficients et masses de sol de **Newmark-Rosenblueth**.

$$a_0 = 2\pi f r_0 (\rho/G)^{0.5} \quad (\text{II.8})$$

Paramètre utilisé dans les tableaux des coefficients de transmittance

En pratique cette méthode est applicable si $a_0 < 2$ Celle-ci n'est applicable que si le rayon de fondation est suffisamment petit devant la longueur d'onde dans le sol.

L'amortissement s'obtient avec les formules suivantes :

- Vertical : $\xi_v = 0.5\eta_v + 5\% \leq 30\%$
- Horizontal : $\xi_H = 0.5\eta_H + 5\% \leq 30\%$
- Rotation : $\xi_\Phi = 0.5\eta_\Phi + 5\% \leq 30\%$

Ces formules donnent les raideurs et les amortissements réduits d'un ressort unique. Si le modèle ISS est celui des ressorts répartis, les raideurs correspondantes sont obtenues en privilégiant la direction horizontale et la direction verticale, dont les déplacements sont issus d'une rotation :

- Direction horizontale: \mathbf{kh} / \mathbf{S}
- Direction verticale: \mathbf{Kv} / \mathbf{S}

Avec:

S : surface de la fondation.

Tableau II.3 : Coefficients de transmittance de Deleuze.

A – Transmittance verticale F_V du sol

a_0	$v=0.01$		$v=0.25$		$v=0.5$	
	f_{v1}	f_{v2}	f_{v1}	f_{v2}	f_{v1}	f_{v2}
0.00	0.2675	0.0000	0.2026	0.0000	0.1351	0.0000
0.25	0.2533	-0.0518	0.1928	-0.0365	0.1285	-0.0258
0.50	0.2356	-0.0985	0.1818	-0.0698	0.1211	-0.0495
0.75	0.2032	-0.1355	0.1604	-0.0971	0.1066	-0.0695
1.00	0.1629	-0.0160	0.1332	-0.1165	0.0878	-0.0888
1.50	0.1202	-0.1709	0.1034	-0.1270	0.0669	-0.0935
1.25	0.0799	-0.1691	0.0743	-0.1290	0.0457	-0.0969
1.75	0.0459	-0.1570	0.0484	-0.1236	0.0259	-0.0949
2.00	0.0206	-0.1381	0.0274	-0.1128	0.0090	-0.0887

B - Transmittance horizontale F_H du sol

a_0	$v=0.01$		$v=0.25$		$v=0.5$	
	f_{h1}	f_{h2}	f_{h1}	f_{h2}	f_{h1}	f_{h2}
0.00	0.2688	0.0000	0.2364	0.0000	0.2026	0.0000
0.25	0.2636	-0.0404	0.2324	-0.0323	0.1995	-0.0259
0.50	0.2491	-0.0779	0.2215	-0.0625	0.1910	-0.0502
0.75	0.2267	-0.1099	0.2045	-0.0890	0.1778	-0.0718
1.00	0.1988	-0.1346	0.1833	-0.1103	0.1610	-0.0894
1.25	0.1684	-0.1520	0.1597	-0.1257	0.1424	-0.1025
1.50	0.1377	-0.1590	0.1354	-0.1349	0.1231	-0.1108
1.75	0.1087	-0.1596	0.1118	-0.1384	0.1043	-0.1146
2.00	0.0829	-0.1542	0.0899	-0.1369	0.0866	-0.1144

C - Transmittance en rotation F_R du sol

a_0	$v=0.01$		$v=0.25$		$v=0.5$	
	f_{r1}	f_{r2}	f_{r1}	f_{r2}	f_{r1}	f_{r2}
0.00	0.4280	0.0000	0.3242	0.0000	0.2161	0.0000
0.25	0.4361	-0.0018	0.3295	-0.0001	0.2197	-0.0007
0.50	0.4587	-0.0137	0.3445	-0.0085	0.2299	-0.0053
0.75	0.4874	-0.0435	0.3642	-0.0270	0.2437	-0.0170
1.00	0.5128	-0.0941	0.3831	-0.0590	0.2577	-0.0376
1.25	0.5252	-0.1632	0.3952	-0.1039	0.2683	-0.0670
1.50	0.5160	-0.2434	0.3949	-0.1578	0.2719	0.1033
1.75	0.4801	-0.3240	0.3782	-0.2147	0.2655	-0.1434
2.00	0.4177	-0.3931	0.3439	-0.2674	0.2477	0.1829

II.7. Méthodes D'analyse de L'interaction Sol-Structure

Pour prendre en compte l'effet de l'interaction sol-structure, nous distinguons deux catégories de méthodes qui sont respectivement les méthodes directes, les méthodes de sous-structures [13].

II.7.1. Méthode directe

La méthode directe traite le problème d'interaction sol-structure en un tout : le modèle numérique se base sur la discrétisation spatiale de la structure et du sol. L'analyse du système complet s'effectue en une seule étape [20,21]. Cette méthode permet d'inclure en principe tout comportement non linéaire du sol ou de la structure et toute hétérogénéité présente dans le sol. Il est aussi possible de traiter avec ce genre de méthode, les conditions de contact à l'interface sol-structure et la méthode globale est une méthode efficace mais complexe en particulier à cause de son temps de calcul. Elle consiste à résoudre directement l'équation de l'équilibre dynamique régissant le comportement du système sol – fondation - structure:

$$[M] \ddot{U} + [C] \dot{U} + [K]\{U\} = \{Q\} \quad (\text{II.9})$$

Où les matrices $[M]$, $[C]$ et $[K]$ désignent la masse, l'amortissement et la rigidité du système complet sol-structure. Le vecteur $\{Q\}$ comprend les forces d'excitation sismique agissant à la base du modèle. Le vecteur $\{U\}$ contient les déplacements des nœuds du modèle par rapport à la base. Les dérivées temporelles \dot{U} et \ddot{U} sont les vitesses et les accélérations.

Remarque : des avantages principaux des méthodes **directe** est leur capacité à prendre en compte les hétérogénéités résultant soit des variations de faciès, soit des variations des caractéristiques de sol provenant de non linéarités. L'expérience montre qu'elles sont généralement mieux adaptées et plus faciles de mise en œuvre pour l'étude d'ouvrage enterrés.

II.7.2. Méthode de sous-structures

Cette méthode s'appuie sur le principe de superposition. Le système global est subdivisé en deux parties désignées par sous-structures qui concernent la structure elle-même et le sol sur lequel elle est posée. Chacune des sous structures peut être analysée séparément et la réponse totale est obtenue par la superposition des contributions des deux réponses à l'interface liant les deux sous structures [22].

La méthode permet de réduire considérablement la taille du problème : elle est par conséquent beaucoup plus rapide que la méthode globale. Toute fois, le fait qu'elle soit basée sur le principe de superposition restreint son domaine d'application aux cas linéaires. Elle est inadaptée aux problèmes d'interaction tenant compte du comportement non linéaire des matériaux.

L'approche, en utilisant le principe de superposition de [Kausel et al. 1978] illustré dans la figure (II-8) pour le cas des fondations rigides, consiste en trois étapes successives.

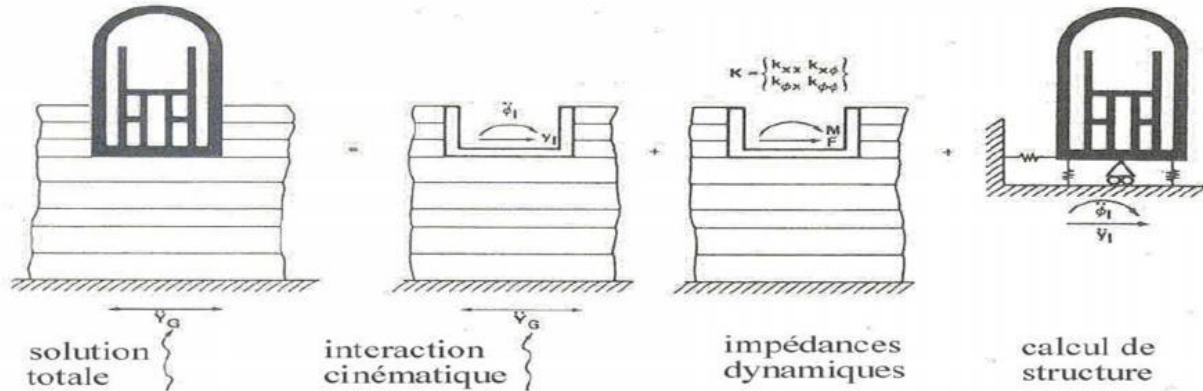


Figure II.8 : Principe de superposition de Kausel.

II.8. Analyse modale spectrale

C'est une méthode basée sur le calcul numérique des différents modes de vibrations. Elle peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier, dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. Cette méthode permet de simplifier les calculs qui nous amènent alors à procéder à une analyse modale en étudiant un certain nombre de modes propres de la structure [23].

II.8.1. Représentation spectrale du mouvement sismique

L'action sismique est injectée à la structure sous forme d'un **spectre de réponse**. Dépendant du type et de l'importance de la structure, l'action sismique peut être définie comme étant:

- Un système de forces latérales équivalentes.
- Un spectre de réponse.
- Un spectre de puissance.
- Un accélerogramme.

II.8.2. Spectre de repense

Les méthodes spectrales utilisent la représentation du mouvement sismique par spectre de réponse, elles s'appliquent à tous types de structures ayant un comportement élastique linéaire ce qui permet d'utiliser les modes propres.

Elles comportent les étapes suivantes :

- Etablissement d'un modèle de calcul qui reproduit le mieux le comportement dynamique.
- Calcul des modes propres.
- Sélection des modes utiles.
- Calcul des réponses de la structure par combinaison des réponses modales.

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Les spectres caractérisent les séismes beaucoup plus clairement que les accélérogrammes.

L'utilisation d'un spectre de réponse s'effectue différemment selon qu'il s'agit d'un spectre de déplacement ou d'un spectre d'accélération. La définition de l'action sismique par un spectre de réponse est une méthode particulièrement adaptée pour :

- Synthétiser par une enveloppe couvrante tout le domaine des fréquences les efforts de plusieurs accélérogrammes aux contenus très différents.
- Prendre en compte la nature du terrain situé sous la construction ;
- Tenir compte de l'intensité probable du séisme, du niveau de protection recherché et ceci en fonction de l'importance du bâtiment étudié, ce qui revient à caler le spectre au niveau de l'action sismique [24].

II.8.3. Types Spectre de réponse

II.8.3.1. Spectre de réponse élastique

La réponse élastique d'un système à un seul degré de liberté (SDOF) est déterminée après avoir digitalisé l'accélérogramme (naturel ou artificiel) d'un séisme donné en assumant des valeurs numériques pour la période et l'amortissement. Le mouvement dynamique est appliqué à la base du modèle (comme une console représentant la structure encastrée dans le sol). L'histoire complète de la réponse de ce système élastique peut être calculée. Les valeurs maximales des accélérations, vitesses et déplacements sont alors déterminées. En répétant cette procédure pour un grand nombre de systèmes **SDOF** pour une valeur spécifique de l'amortissement, le graphe du spectre de réponse est obtenu. Pour cause d'effet de résonance, le spectre a la tendance à amplifier l'action sismique pour une certaine gamme de périodes [25].

Le but de ces spectres est d'introduire cette amplification. Il existe deux manières de représentation du spectre de réponse:

- Tripartite; la réponse de tous les paramètres ensemble (**figure II.9**).
- Graphe séparé; les accélérations, les vitesses et les déplacements, pour une période donnée, sont obtenus par lecture de valeurs correspondantes aux paramètres introduits.

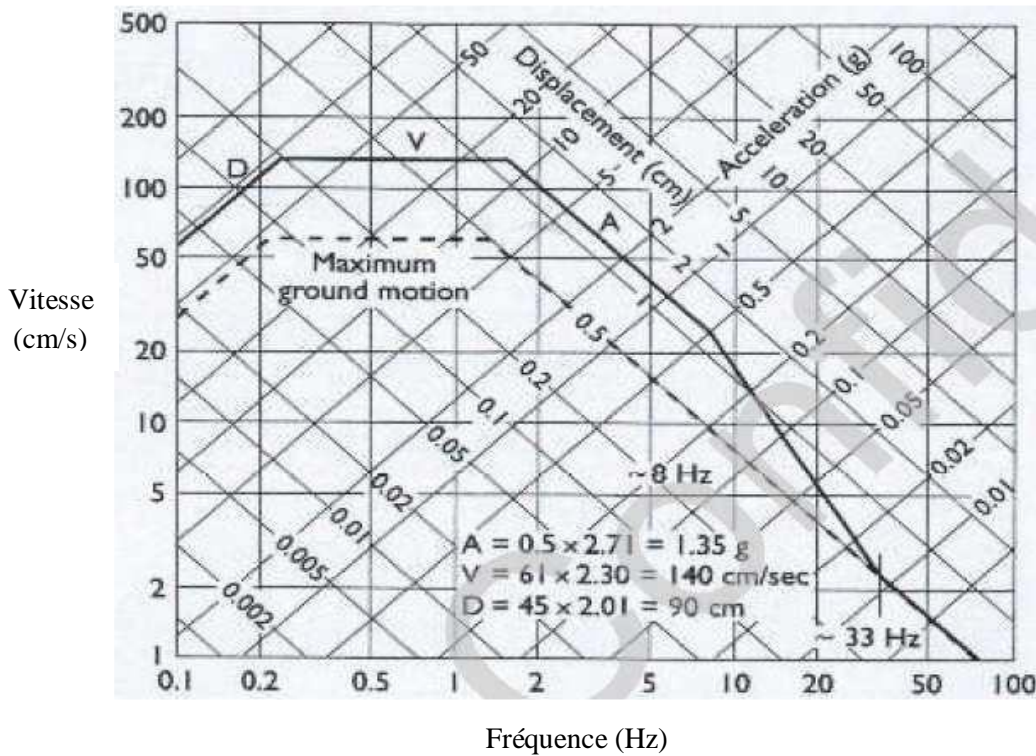


Figure II.9 : Spectre élastique correspondant à 0.5g et 5% d'amortissement (Newmark-Hall 1982)

La valeur de la réponse peut être exprimée en termes d'accélération (\ddot{U}), de vitesse (\dot{U}) ou de déplacement (U). Ils sont établis pour une valeur d'amortissement déterminée (généralement 5%). Il est possible de passer de l'un à l'autre en utilisant les formules de pseudo-dérivation suivantes [26].

$$\begin{cases} \dot{U}(T) = \omega \ddot{U}(T) & \text{(II.10)} \\ U(T) = \omega \dot{U}(T) = \omega^2 \ddot{U}(T) & \text{(II.11)} \end{cases}$$

Où : $\omega = \frac{2\pi}{T}$ désigne la pulsation propre non amortie.

II.8.3.2. Spectre lissé

Comme le spectre élastique actuel présente beaucoup de pics, il ne pourra, donc, être utilisé dans la pratique, pour cela il devient nécessaire de le lisser (figure II.10). Cette ondulation est lissée par une combinaison de variations linéaires et hyperboliques [27].

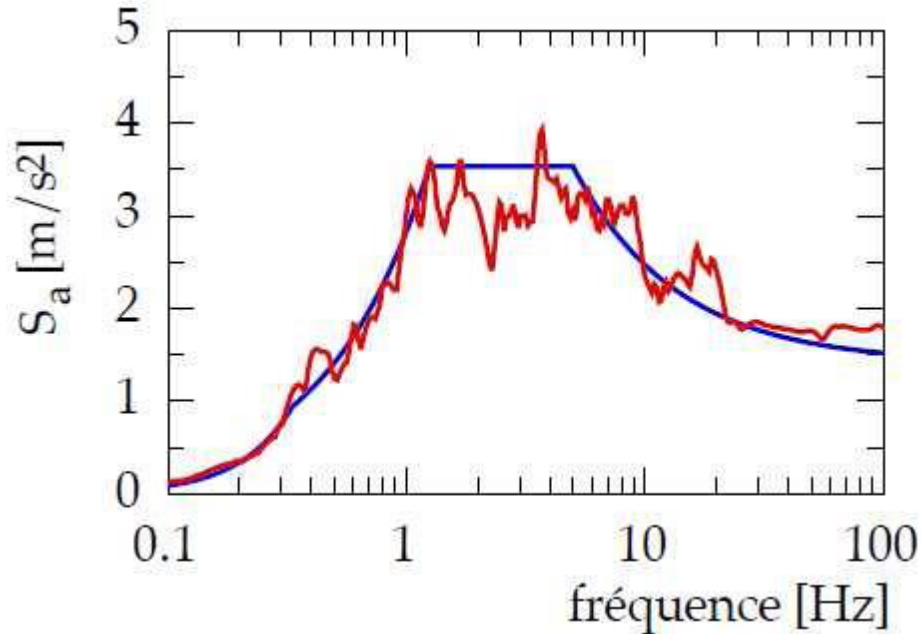


Figure II.10: Spectre lissé

II.8.3.3. Spectre normalisé

Il est d'usage recommandé d'employer un spectre de dimensionnement ou de calcul de forme générale tel que indiquée sur la (figure II.11), il est souvent normalisé pour la valeur max de l'accélération du sol. Le spectre de dimensionnement prend les valeurs max des pseudos accélérations ' \ddot{U} ' en fonction de la période et d'un coefficient d'amortissement donné.

Le spectre d'accélération recommandé par les différents codes pour le dimensionnement de structures parasismiques introduit l'effet de site (S) à travers la période caractéristiques (T1). Le facteur de site désigne effectivement le rapport des réponses d'accélérations spectrales dans les plages des moyennes et longues périodes. Il a été introduit afin d'adapter le spectre donné pour un site rocheux aux autres sites, en d'autres termes modifier ce spectre en fonction de la catégorisation de sites [25.28] (figure II.11).

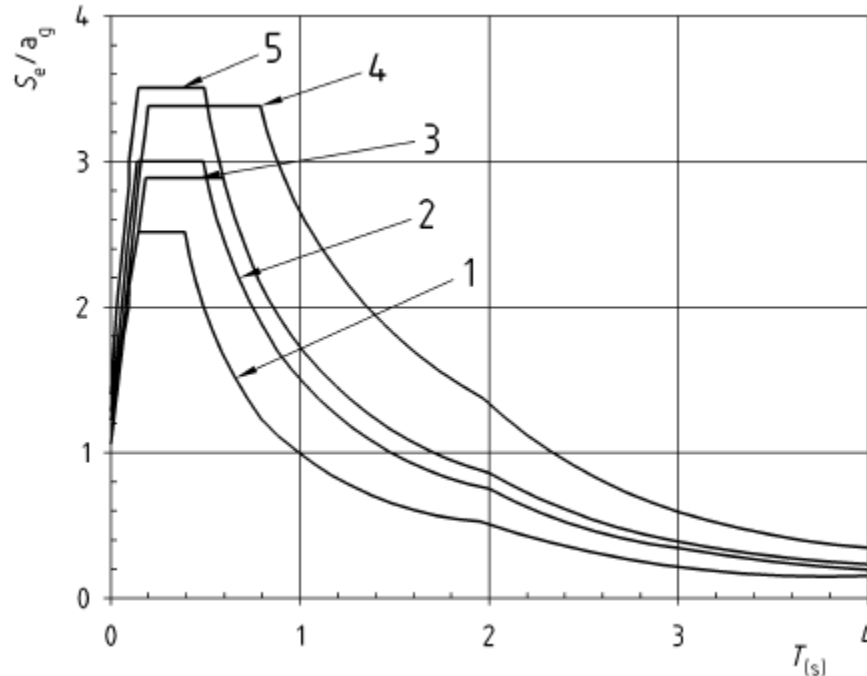


Figure II.11 : Exemple des spectres de réponse élastiques normalisés pour les différents types des sols (à 5 % d'amortissement).

II.8.4. Spectre inélastique

Le spectre de réponse élastique est obtenu à partir de l'amplification de la réponse maximale du mouvement du sol exprimée soit en accélération, vitesse et déplacement sous l'effet de la résonance. Le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique de calcul afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure.

Ce spectre inélastique peut être obtenu de plusieurs façons :

- En réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient empirique indépendant de la période de vibration de la structure connu aussi comme facteur de comportement R afin de considérer la déformation inélastique de la structure (**figure II.12.a**).
- En réduisant le spectre de réponse élastique par un coefficient variable en fonction de la période de vibration de la structure connu comme le facteur de comportement (R ou q) afin de considérer la déformation inélastique de la structure (**figure II.12.b**).
- Le spectre inélastique peut être déterminé directement en utilisant un système élasto-plastique à un seul degré de liberté SDOF sujet à un mouvement du sol (figure II.12.c). Le spectre inélastique dans ce cas prend en considération les conditions locales du site, la période de vibration...etc [25].

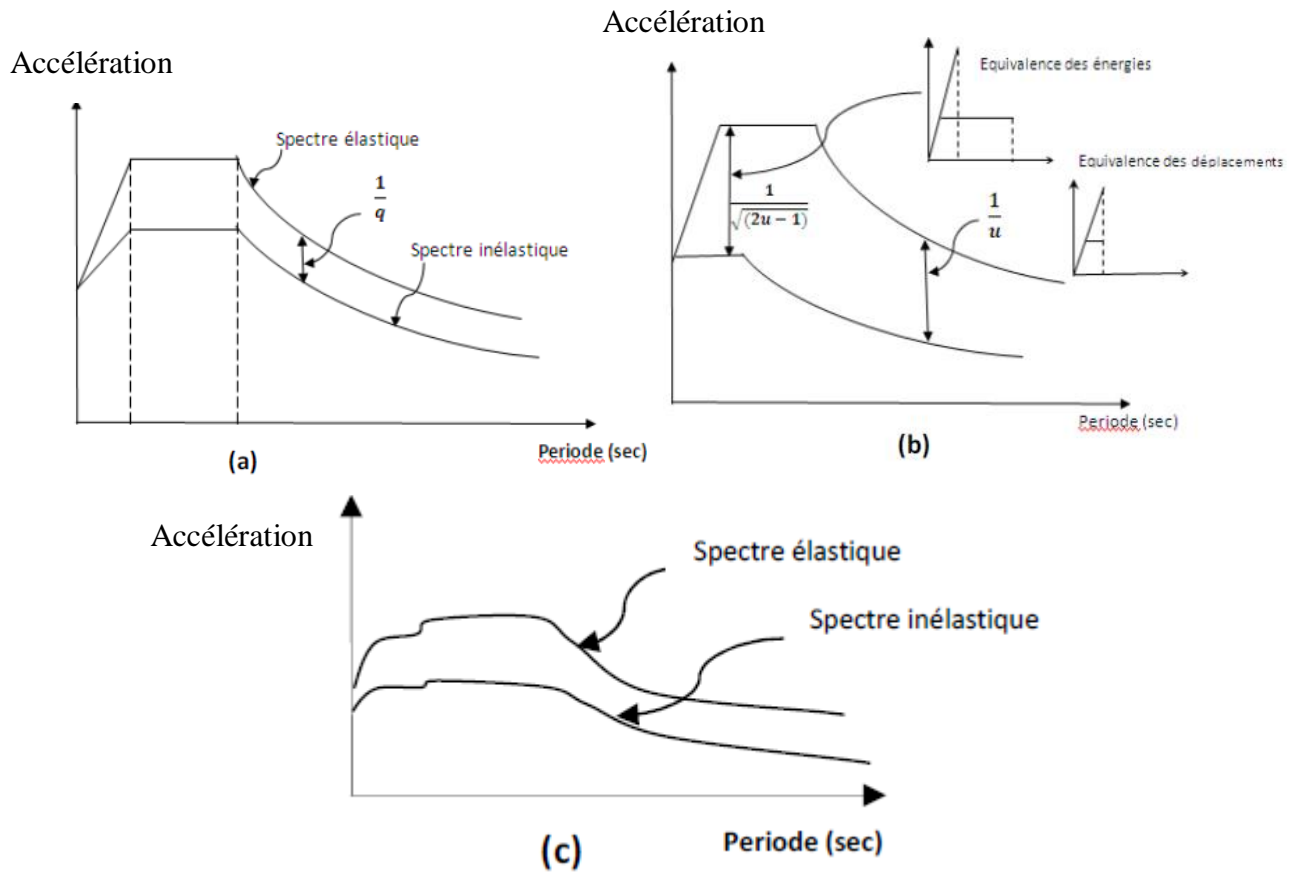


Figure II.12 : Spectres inélastiques en utilisant: (a) R constant, (b) R variable, (c) Détermination directe à travers un système élasto-plastique (Méthode de NEWMARK et HALL) [25].

II.8.4.1. Spectre de réponse de calcul [3]

L'action sismique est représenté par le spectre de réponse suivant :

$$\frac{\ddot{U}}{g} = \begin{cases} 1,25 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A) \frac{Q^{2/3}}{R} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 0,3 \text{ s} \end{cases}$$

Tel que :

- **A** : coefficient d'accélération de zone.
- **η** : coefficient de correction d'amortissement.
- **Q** : facteur de qualité.
- **T** : période de la structure.
- **T₁, T₂** : périodes caractéristiques associées à la catégorie du site.
- **R**: coefficient de comportement.
- **η** : coefficient de correction d'amortissement, donnée par la formule suivante :

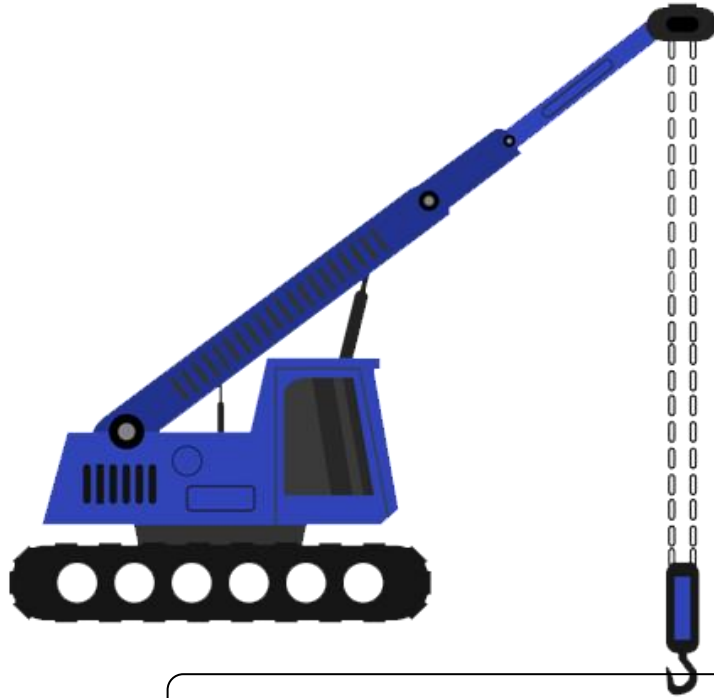
$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0,7 \quad (\text{II.12})$$

Avec:

- **ξ** : pourcentage d'amortissement critique donnée par le **tableau 4.2 du RPA99/2003**.

Conclusion :

Ce chapitre expose de façon sommaire le problème des interactions sol structure (ISS) ainsi que la modélisation de ces interactions compte tenu de la nature du mouvement et des propriétés dynamiques de l'ouvrage et du sol, et l'étude de l'importance de l'impédance des fondations (ISS).



Chapitre III : Dommages sismiques sur les structures

III. Introduction

III.1. Types des structures

III.1.1 Structure en portique (poteau-poutre)

Les structures en portique sont des structures pour lesquelles les charges dynamiques horizontales passent par les mêmes éléments de la structure que les charges statiques verticales [29]. Généralement, dans les zones de moyen à faible sismicité, les bâtiments en béton armé se composent en portiques auto stables tridimensionnelles, qui sont liés rigidement et capable de reprendre la totalité des forces verticales et horizontales [30].

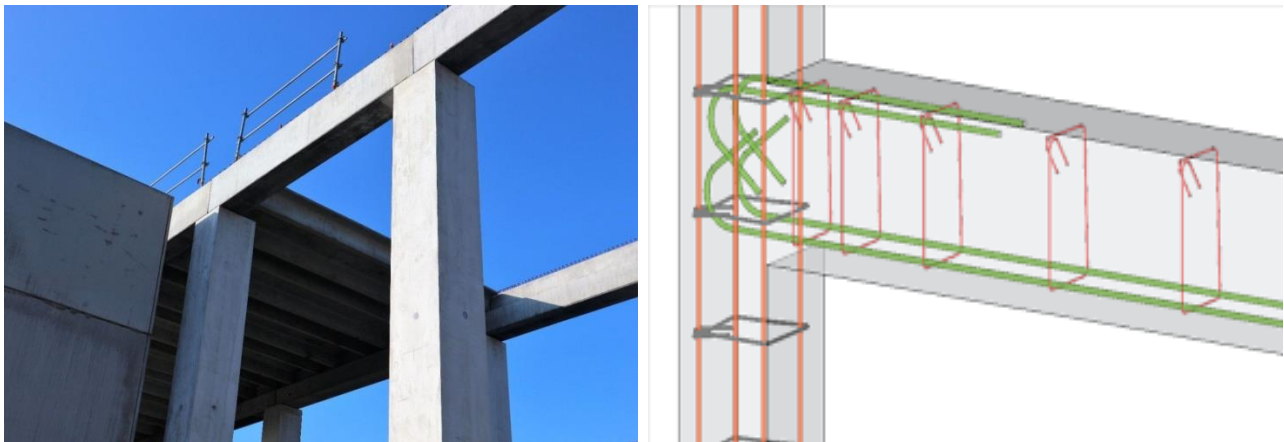


Figure III.1 : Structure en portique poteaux et poutres.

III.1.2. Structure mixte (portique +voile)

La meilleure façon de rendre les bâtiments en poteaux-poutres parasismiques est de les contreventer par des voiles en béton armé. Les voiles deviennent ainsi la structure principale, dont le rôle est de résister aux forces horizontales [31].

Les bâtiments formés par l'interaction des portiques et des voiles en béton armé sont connus sous le nom d'un system mixte ou hybride. Généralement, les voiles supportent la majorité des charges sismiques et une partie des charges verticales, cependant les portiques supportent une partie des charges horizontales et le reste des charges verticales revenant. Aujourd'hui, la majorité des constructions en zone sismique emploie largement ce type de contreventement [32].

Les voiles sont des éléments verticaux à deux dimensions dont la raideur hors plans est négligeable. Dans leurs plans, ils présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis

des forces horizontales. Par contre, dans la direction perpendiculaire à leur plan ils offrent très peu de résistance vis-à-vis des forces horizontales. Les voiles sont des éléments porteurs rigides en béton armé, destinés à transmettre les charges latérales dans les fondations. Ce type de contreventement est souvent employé pour la construction des bâtiments à un nombre d'étages élevés, de grandes importances dans les zones de forte sismicité [30].

III.1.3. Voiles en béton armé

Les voiles, sont couramment utilisés dans les élancés en béton armé compte tenu de leur comportement considéré satisfaisant vis-à-vis des forces latérales (le séisme). Leur grande résistance et leur rigidité contribuent à contrôler les déplacements globaux et à minimiser les déplacements inter-étages excessifs. Reprenant la plus grande partie des efforts latéraux, ils améliorent le comportement des structures et jouent un rôle primordial pour la sécurité [31].

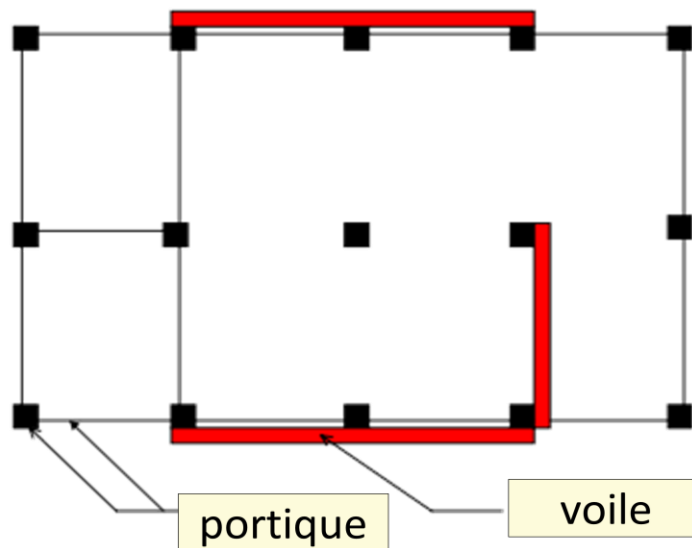


Figure III.2 : Structures « mixtes » avec des murs porteurs couplés à des portiques.

III.2. Modes de rupture des voiles

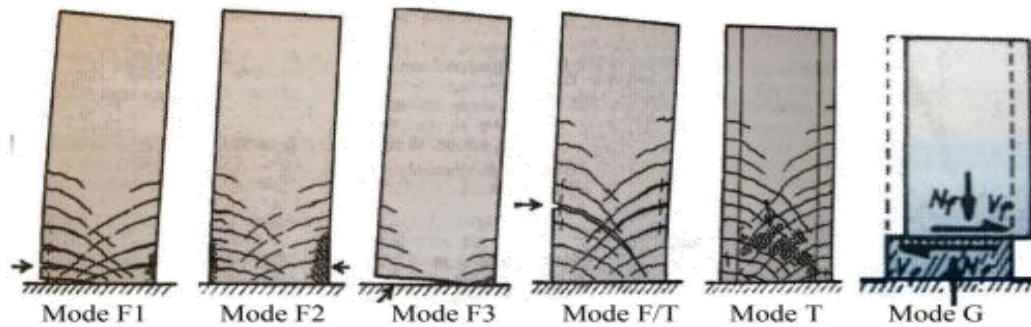


Figure III.3 : Modes de rupture des voiles.

Mode F1: Rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé.

Mode F2 : Rupture par écrasement du béton. Ce mode de ruine à causes d'utilisé les voiles à fortement armés soumis à un effort normal important.

Mode F3 : Rupture fragile par des armatures verticales tendues. C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés,

Mode F/T: est une rupture par plastification des armatures verticales de flexion et des armatures transversales, Cette phénomène qui se produit dans les voiles moyennement élancés où les armatures horizontales sont insuffisantes. On distingue deux modes :

Mode T : Rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile.

Mode G : Rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage.



Figure III.4 : Dommages subis par les voiles.

III.3. Types de déformation

Un solide n'est jamais parfaitement rigide. Les bâtiments sous l'action d'un séisme subissent donc des déformations. Certaines sont élastiques, c'est-à-dire qu'elles sont proportionnelles aux forces qui les provoquent et disparaissent une fois que les secousses se sont arrêtées. Il s'agit de déformations réversibles. D'autres, au contraire sont plastiques ou post-élastiques. Il existe en effet une limite au-delà de laquelle les déformations cessent d'être élastiques et deviennent permanentes. On parle de limite d'élasticité.

On distingue plusieurs types de déformations selon les contraintes exercées

- **Traction** : les matériaux sont soumis à deux forces opposées et s'étirent
- **Flexion** : les matériaux sont soumis à deux forces opposées ; un côté s'allonge sous l'effet d'une traction et l'autre côté se raccourcit sous l'effet d'une compression
- **Cisaillement** : les matériaux sont soumis à deux forces opposées ; une diagonale s'allonge sous l'effet d'une traction et l'autre se raccourcit sous l'effet d'une compression [33].

III.4. Effet des séismes sur les bâtiments

Il existe une grande variété de modes de ruine pour un même type apparent de construction. Le fait qu'une construction soit détruite d'une façon ou d'une autre ou ne soit pas détruite n'est pas l'effet du hasard, si nous analysons comment la construction a été conçue, nous pouvons expliquer les phénomènes en cause :

III.4.1. Effets directs

Les mouvements verticaux, horizontaux ou les mouvements de cisaillement provoqués par un séisme ont une conséquence directe sur les bâtiments. Ceux-ci, s'ils ne parviennent pas à absorber l'énergie mécanique qui leur est transmise et finissent par se déformer, se fissurer, voire s'effondrer. Ainsi on peut classer les dégâts typiques des tremblements de terre dans les catégories suivantes :

III.4.1.1. Effondrement en galette

Pour résister aux sollicitations sismiques, la stabilisation latérale de la structure est primordiale elle requiert des éléments verticaux présentant une certaine rigidité et une résistance suffisante. Ces éléments peuvent être des cadres (portiques), des refends (voiles) ou des contreventements. Cependant même dans des régions une forte sismicité, un grand nombre de bâtiments est doté d'une stabilisation latérale nettement insuffisante. Voire inexistante la sanction de cette lacune est implacable et se traduit souvent par un effondrement général de la structure (figure II.6).



Figure III.5 : Effondrement d'un bâtiment sous forme d'une galette.

III.4.1.2. Fissuration due à des efforts de cisaillement alternés

Elles montrent le caractère cyclique (mouvement de va-et-vient) et la direction principalement horizontale des sollicitations sismiques. Les mouvements horizontaux entraînent une rupture oblique (45°) dans les murs verticaux fragiles. On parle de traction diagonale perpendiculaire à la compression principale issue du cisaillement. La forme en croix provient du fait que l'action sismique ne s'exerce pas uniquement dans une seule direction, mais qu'elle s'inverse plusieurs fois. Ces fissures apparaissent principalement dans les murs en briques, qui présentent une faible résistance à la traction. Cela peut conduire éventuellement à l'effondrement total du bâtiment. Les fissures en croix dans les éléments en maçonnerie sont caractéristiques d'action sismique. Les fissures naissent des tractions diagonales perpendiculaires à la compression principale (figIII.4) [34].

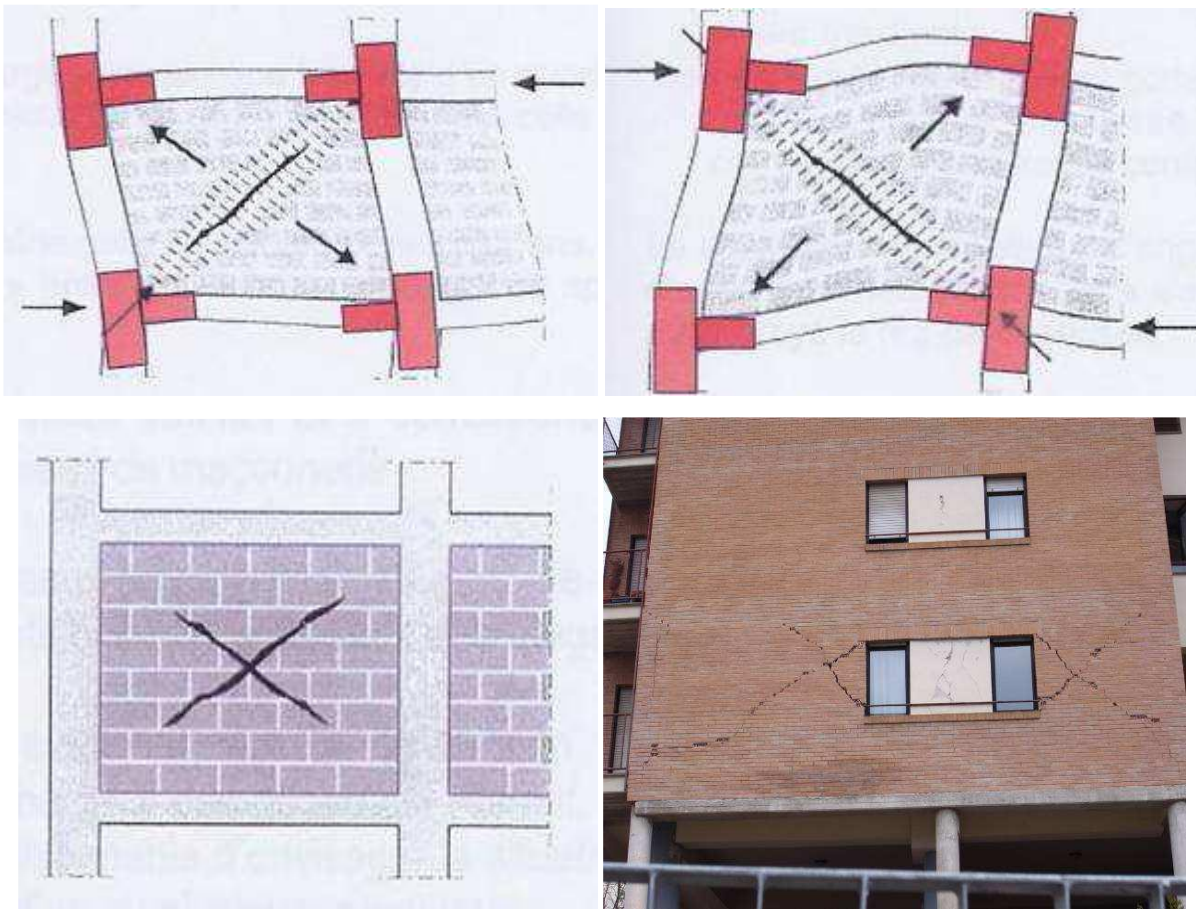


Figure III.6 : Fissuration due à des efforts de cisaillement alternés [35].

III.4.1.3. Etage souple

C'est le dégât sismique le plus répandu, seulement un étage est concerné par l'effondrement contrairement à l'effondrement en galette qui concerne plusieurs étages, ceci se produit lorsque les éléments de stabilisation sont interrompus à un étage très souvent. Le rez-de-chaussée des bâtiments est réservé à des commerces et doit donc offrir un espace maximal pour cette raison. L'architecte renonce aux murs porteurs et les remplace par de simples colonnes. L'étage devient alors trop flexible. Les déformations locales se concentrent aux extrémités de l'étage, entraînant souvent l'effondrement de la structure [34].



Figure III.7: Etage souple.

III.3.1.4. Poteau court

La présence de poteaux courts constitue une discontinuité de rigidité et de déformation qui conduit à une concentration des efforts vers les poteaux courts plus rigides. Cette concentration des efforts conduit à un endommagement des poteaux courts qui peut être à l'origine d'un effondrement plus ou moins localisé. Lorsque des cloisons en maçonnerie ne règnent que sur une partie de la hauteur des poteaux, ceux-ci fonctionnent en poteau court. Par ailleurs, des effondrements localisés des cloisons durant le séisme, peuvent créer des poteaux courts. L'endommagement de ces poteaux est généré par des efforts de cisaillement alterné [35].



Figure III.8 : Dommages dus à l'effet de poteau court et dû à la présence d'allèges en maçonnerie dans la structure principale en portiques.

Les défauts de dispositions constructives et de qualité de réalisation:

- Mauvaise conception de la disposition des armatures principales de poteaux et de poutres dans les nœuds de liaison, en particulier pour ce qui concerne les poteaux de rive (manque de confinement du nœud, ancrage des armatures principales des poutres insuffisant avec risque de poussées au vide...),
- Reprises de bétonnage non traitées pour assurer une bonne adhérence,

Béton de caractéristiques mécaniques faibles et mise en œuvre médiocre (hétérogénéité, nids de cailloux...) [35].

III.4.1.5. Dommage due aux détails d'armature

Pour les éléments en béton armé. Quelques lacunes récurrentes dans la conception ou la réalisation des détails d'armature provoquent des dégâts sismiques typiques à cause de :

- Ancrage déficient de l'armature transversale.
- Espacement excessif de l'armature de stabilisation.
- Recouvrement dans les zones sensibles de fortes déformations plastiques.

Dans les éléments en béton armé, détails constructifs sont souvent déficients. Les crochets d'angle des étriers à 90° ne sont pas suffisamment ancrés lorsque le béton de couverture a éclaté, les recouvrements fragilisent les zones sensibles où de fortes déformations plastiques vont se concentrer (figure III.7), les étriers trop espacés n'empêchent pas le flambage de l'armature longitudinale a la base de voile et on dans les colonnes (figure III.8) [34].



Figure III.9 : Ancrage déficient de l'armature transversale et recouvrement dans les zones Sensible.



Figure III.10: Flambage de l'armature longitudinale à la base de voile et dans les colonnes.

III.4.2. Effets indirects

III.4.2.1. Liquéfaction

Le phénomène de liquéfaction intervient dans le cas des sols chargés en eau. Les ondes sismiques vont avoir pour conséquence de faire augmenter la pression de l'eau dans le sol jusqu'à lui faire perdre sa cohésion. Le sol va ainsi se comporter comme un liquide qui ne pourra plus supporter les charges auxquels il est soumis. Lors des séismes, on observe ainsi souvent des « volcans » de sable de tailles variables. Dans des cas extrêmes, les constructions peuvent être déstabilisées et parfois littéralement s'enfoncer dans le sol [33].



Figure III.11: Liquéfaction des sols.

III.4.2.2. Mouvements gravitaires (glissements)

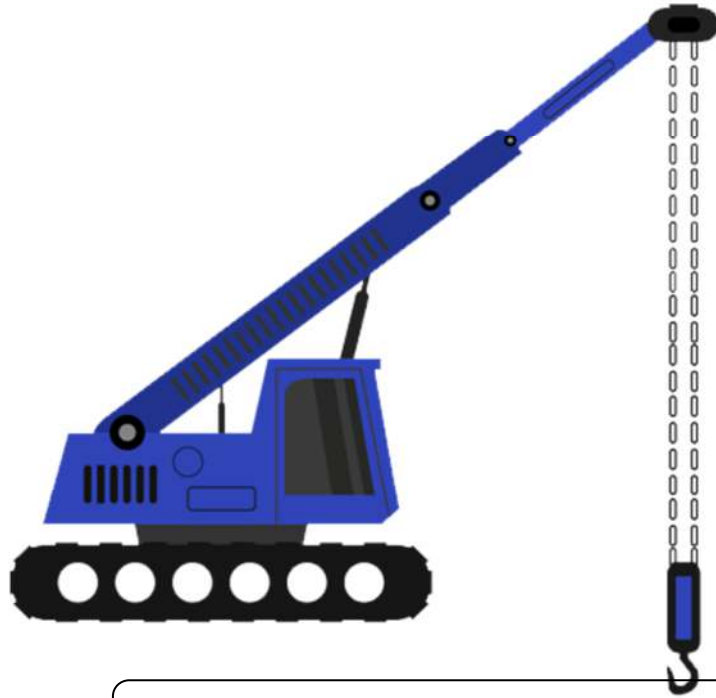
Ces mouvements peuvent prendre différentes formes : glissements de terrains, chutes de blocs, coulées de boues, le passage de l'onde sismique fragilise le milieu qui peut être déstabilisé aussitôt. Cette déstabilisation peut également survenir après la secousse (quelques heures à quelques années) lorsque celle-ci n'aura fait qu'endommager le milieu.



Figure III.12: Glissement de terrain.

Conclusion:

Tous les problèmes de comportement dynamique inhérents aux choix architecturaux doivent être pris en charge, soit par modification de l'architecture ou soit en découplant les parties d'ouvrage et soit en trouvant des solutions au niveau de la structure.



Chapitre IV : Modélisation de l'interaction sol-structure

IV.1. Modélisation de l'interaction sol-structure

IV.1.1. Introduction

La méthode spectrale utilise la représentation du mouvement sismique par spectre de réponse, elles s'appliquent à tous types de structures ayant un comportement élastique linéaire ce qui permet d'utiliser les modes propres.

D'après l'article 3.4.A.1.a du RPA99/v2003, tout ouvrage dépassant les 14m de hauteur doit être constitué de portiques et voiles en béton armé (contreventement mixte) avec justification d'interaction voiles-portiques, ou avec voiles porteurs.

Ce chapitre consiste à calculer la réponse de la structure (sans interaction sol structure et avec interaction sol structure) pour différents types de sols (S1, S2, S3 et S4). Les réponses sismique seront étudiées et comparées les efforts tranchant, les moments fléchissent et les déplacements de structure dans les deux cas (sans ISS et avec ISS).

Ce travail contient une modélisation d'une structure (R+5) mixte (portique+voile) en béton armé souple.

IV.1.2. Description de la structure étudiée

Il s'agit d'un bâtiment en béton armé de 5 étages classé dans le groupe d'usage 2 (Habitation) dans la région de M'sila cette ville est classée par le règlement RPA99/version 2003 comme une zone de sismicité moyenne (**zone IIa**).

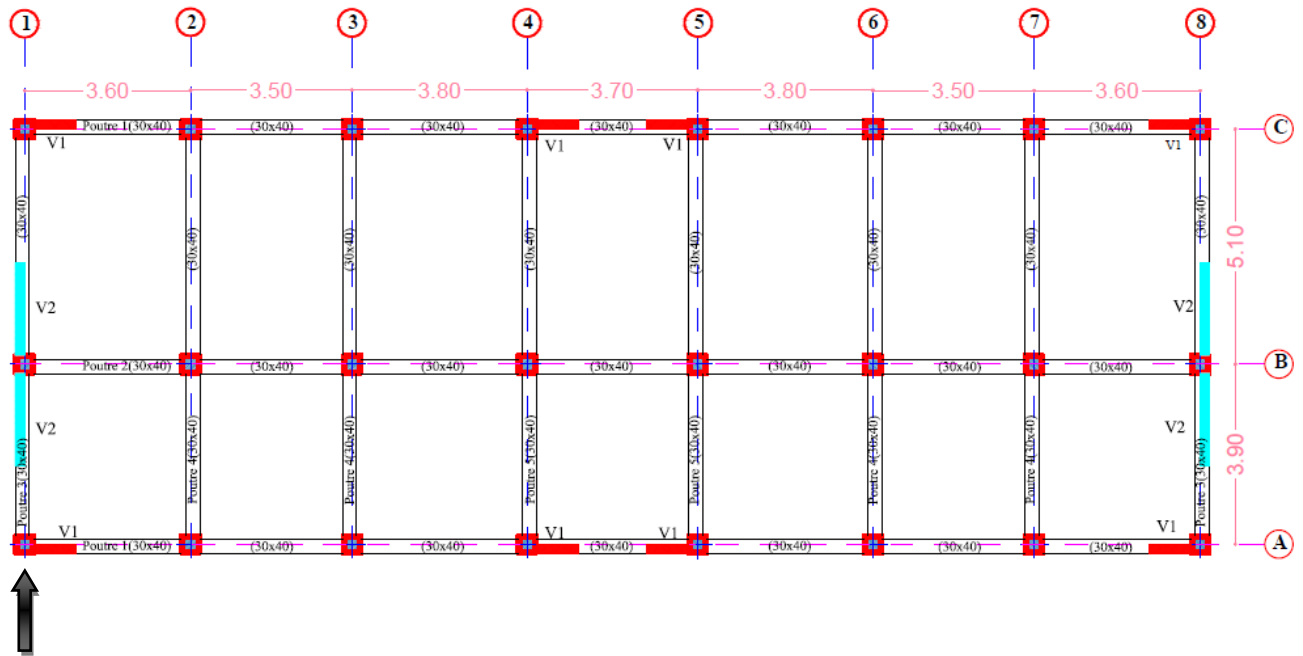
Le système de contreventement est composé des portiques, 08 dans le sens transversal et 03 dans le sens longitudinal (voir la figure IV.1).

IV.1.3. Caractéristiques géométriques

Notre structure comporte 07 travées dans le sens (x-x) et 02 travées dans le sens (y-y), le tableau IV.1 représente les caractéristiques géométriques de bâtiment étudié.

Tableau IV.1 : Caractéristiques géométriques.

Caractéristiques	(R+5)
Largeur [m]	25.90
Longueur [m]	9.40
Hauteur du R.D.C [m]	3.24
Hauteur d'étage courant [m]	3.24
Hauteur totale [m]	19.44
Semelle [m]	1,4*1,4



Poteau de rive N°135

Figure IV.1 : Vue en plan de étage courant

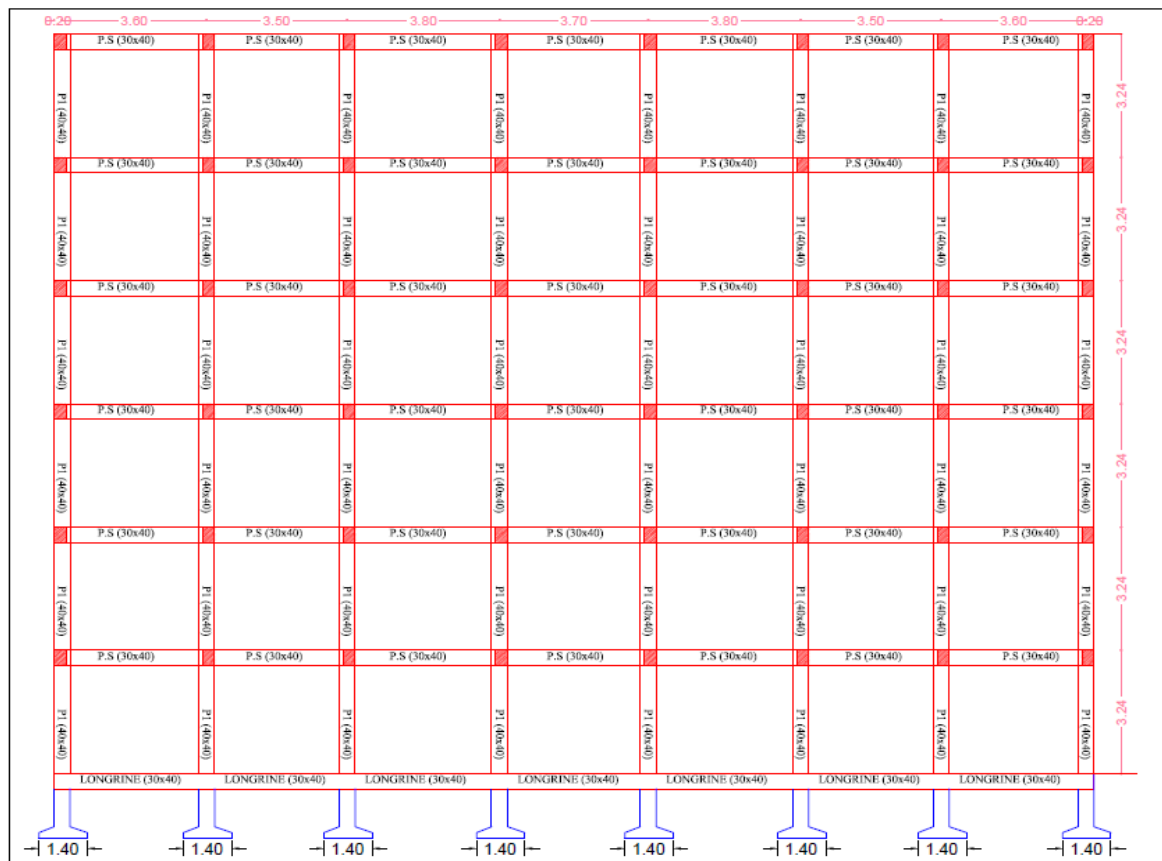


Figure IV.2 : Vue de façade.

IV.1.4. Caractéristiques de matériaux

IV.1.4.1. Béton

Le béton est un matériau obtenu par un mélange adéquat de granulats (sable, gravier) le liant hydraulique (ciment) et de l'eau. Il présente de bonne résistance en compression, de l'ordre de 20 à 40 MPA pour le béton ordinaire. Par contre, son comportement est fragile à la traction.

IV.1.4.2. Composition du Béton

Le béton comporte les composants suivants : granulats, ciment, sable, eau.

Le béton doit satisfaire au traitement ultérieur les exigences suivantes :

- Sécurité de la structure.
- Propriétés particulières (confort).
- La durabilité et la résistance.
- L'environnement (respect de l'écologie).

Il est influencé par les grandeurs suivantes :

- Le malaxage (type et la durée).
- Le transport (type et le temps écoulé).
- La mise en œuvre (l'étalement, compactage).

IV.1.4.3. Résistance caractéristique à la compression

Le béton est caractérisé par sa résistance à la compression à l'âge de 28 jours dite : valeur caractéristique requise, notée f_{c28} . Cette résistance est mesurée sur éprouvette cylindrique ayant un diamètre de 16cm et une hauteur de 32cm écrasée en compression centrée.

IV.1.4.4. Module d'élasticité

C'est le rapport entre la contrainte appliquée et la déformation relative, il est définissable que dans la phase élastique où il y a proportionnalité des contraintes et déformations.

- Module de déformation longitudinale

a- Le module de déformation longitudinal instantané E_{ij} est :

$$E_{ij} = 11000 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (IV.1)$$

b- Le module de déformation longitudinal différé E_{vj} est :

$$E_{ij} = 3700 \sqrt[3]{f_{c28}} \quad (IV.2)$$

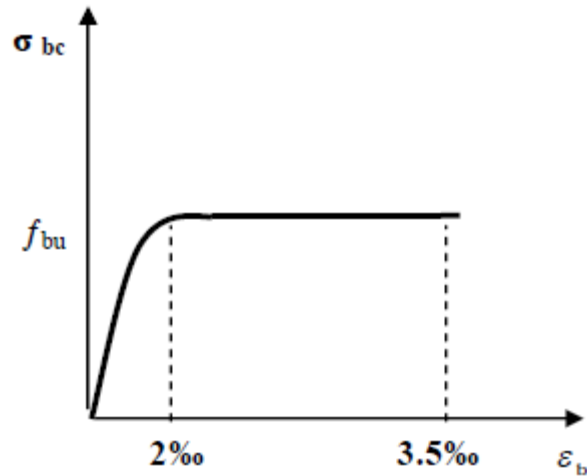


Figure IV.3: Diagramme de déformation-contraainte pour le béton.

IV.1.5. Acier

L'acier est un alliage du fer et du carbone en faible pourcentage, leur rôle est de résister les efforts de traction, de cisaillement et de torsion. On distingue deux types d'aciers :

- Aciers doux ou mi-durs pour 0.15 à 0.25% de carbone.
- Aciers durs pour 0.25 à 0.40 % de carbone.

Le module d'élasticité longitudinal de l'acier est pris égale à : $E_s=200\ 000\text{MPa}$.

IV.1.5.1. Contrainte limite

a) Etat limite ultime

Pour le calcul on utilise le digramme contrainte – déformation de la figure au dessous (IV.4).

$$\begin{aligned} \sigma_s &= \frac{f_e}{\gamma_s} \rightarrow \text{aciers naturels} \\ \sigma_s &= \frac{1.1f_e}{\gamma_s} \rightarrow \text{aciers écrouis} \end{aligned} \quad (\text{IV.3})$$

Avec :

γ_s : Coefficient de sécurité dépend de type de situation.

$\gamma_s = 1.15$ en situation durable

$\gamma_s = 1$ en situation accidentelle.

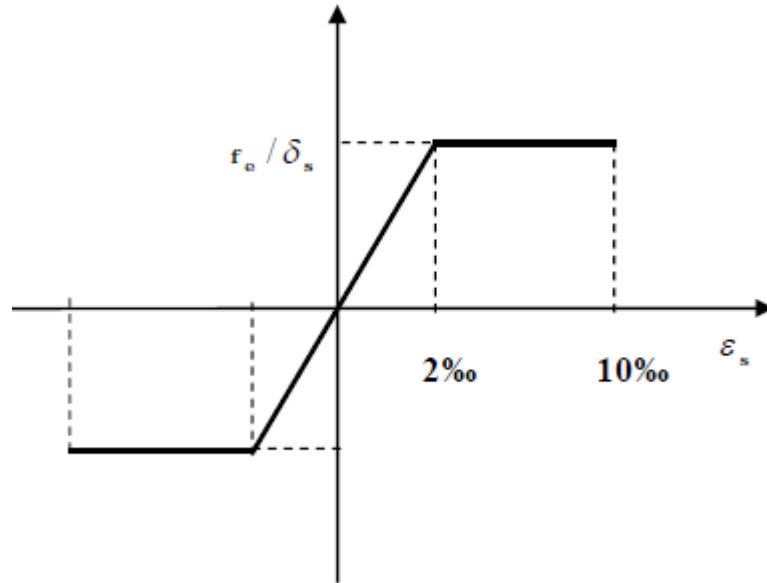


Figure IV.4: Diagramme de déformation-contraainte pour l'acier.

b) Etat limite de service :

On ne limite pas la contrainte de l'acier sauf en état limite d'ouverture des fissures :

- Fissuration peu nuisible : pas de limitation.
- Fissuration préjudiciable :

$$\sigma \leq \sigma' = \min \left(\frac{2}{3} f_e, 110 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \quad (\text{IV.4})$$

- Fissuration très préjudiciable :

$$\sigma \leq \sigma' = \min \left(1/2 f_e, 90 \sqrt{\eta f_{tj}} \right) \quad (\text{IV.5})$$

η : Coefficient de fissuration.

$\eta = 1$ pour les ronds lisses (RL).

$\eta = 1.6$ pour les armatures à hautes adhérence (HA).

Avec: $\sigma_{st} = f_e / \gamma_s$

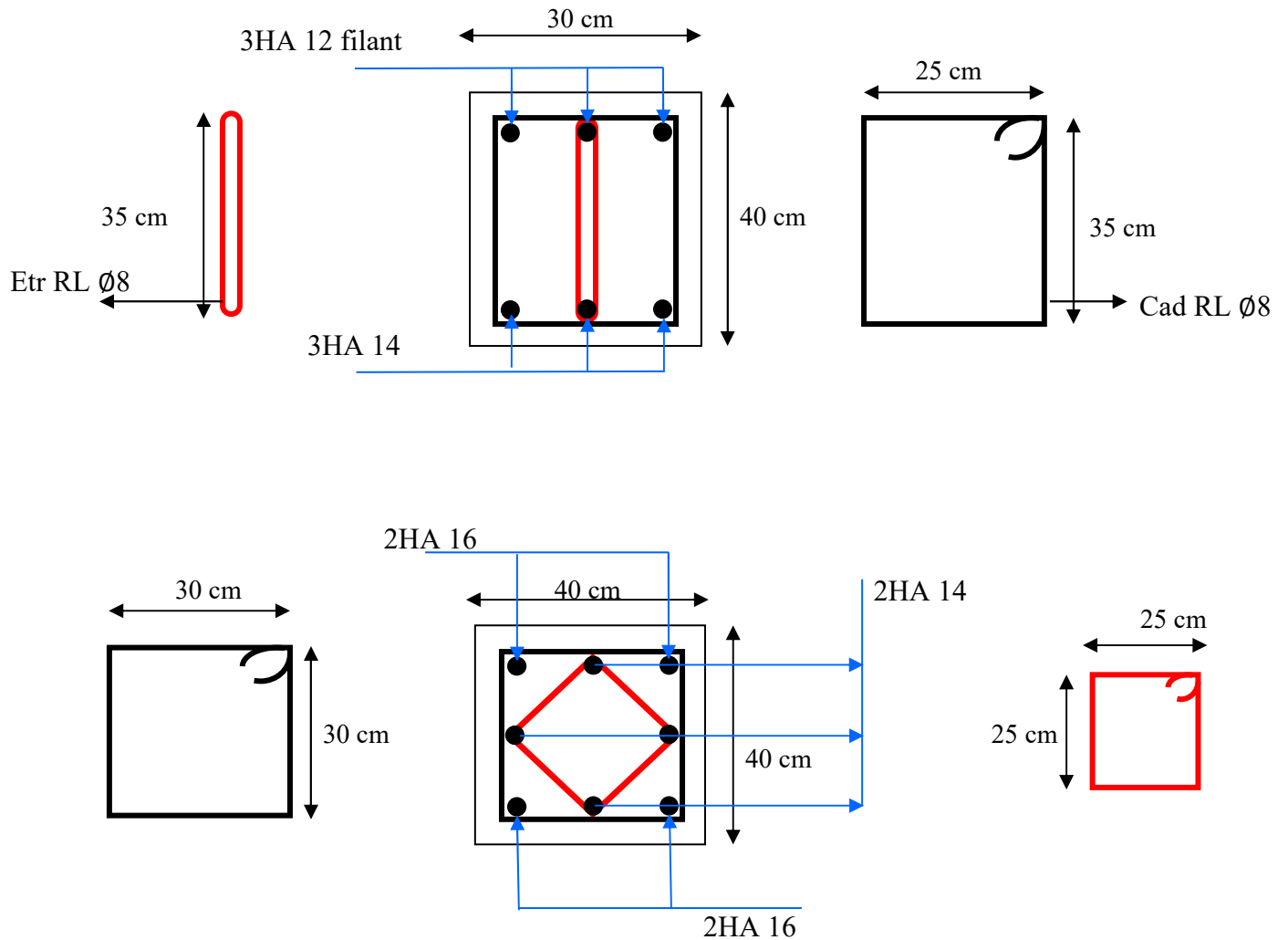


Figure IV.5: Sections et ferrailage des poteaux et poutres.

IV.2. Modèles de comportement des sols

IV.2.1. Elastique linéaire

Ce modèle représente la loi de Hooke pour l'élasticité linéaire et isotrope.

Le tableau IV.5 donne le module de cisaillement G et le coefficient de poisson ν . G est en fait le module mesuré dans les essais pressiométriques. On passe de G par la relation suivante:

$$G = \frac{E}{2(1+\nu)} \quad (\text{IV.6})$$

G : Module d'élasticité transversale.

E : Module de Young donné par **RPA99/V2003**

v: Coefficient de poisson (rapport entre la déformation relative transversale $\Delta d/d$ et la déformation relative longitudinale $\Delta l/l$).

IV.2.2. Description du projet

a) Planchers

Les planchers sont des éléments horizontaux séparant les différents niveaux et assurant essentiellement la transmission des charges aux éléments porteurs. Dans notre travail nous avons optés pour des dalles en corps creux (16+4) à cause de :

- Facilité de réalisation.
- Réduire le poids du plancher et par conséquent l'effet sismique.
- Raison économique.

Ce type de plancher est constitué de poutrelles préfabriquées en béton armé ou bétonné sur place espacées de **60** cm de corps creux (hourdis) et d'une table de compression en béton armé d'une épaisseur de **4** cm.

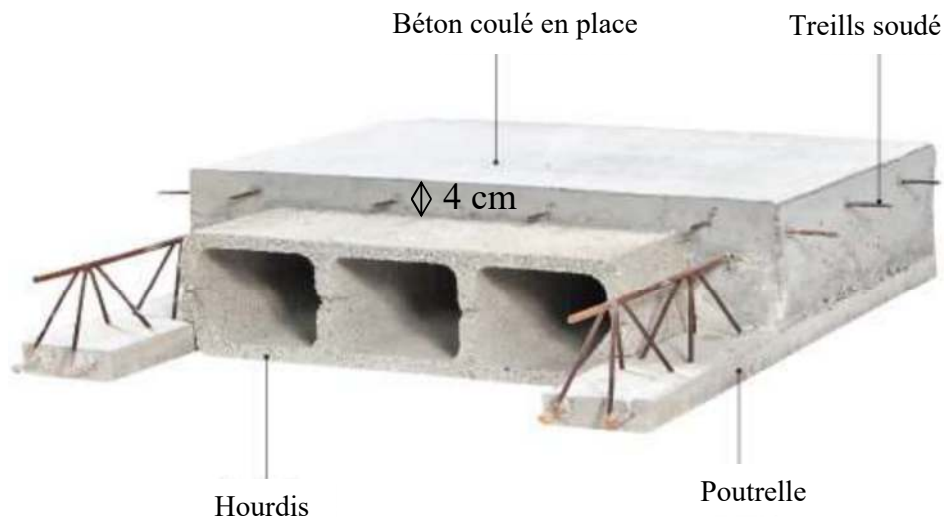


Figure IV.6 : Plancher à corps creux.

IV.2. 3. Charges appliquées

On rappelle que les structures considérées sont à usage d'habitation à planchers à corps creux de type (16+4) ; les charges gravitaires sont évaluées comme suit :

- Les charges permanentes (**G**) du plancher terrasse sont évaluées à **9,32 KN/m²** et **6,18 KN/m²** pour l'étage courant.
- Les charges d'exploitation (**Q**) du plancher terrasse sont de **1 KN/m²** et celles du plancher courant à **1.5 KN/m²**.

IV.2. 4. Méthode d'analyse modale spectrale

L'analyse modèle spectrale désigne la méthode de calcul des effets maximum d'un séisme sur une structure et comporte les étapes suivantes:

- Calcul des modes propres.
- Sélection des modes utiles.
- Calcul des réponses de la structure par combinaison des réponses modales.

La pratique actuelle la plus répandue consiste à définir le chargement sismique par un spectre de réponse. Les spectres caractérisent les séismes beaucoup plus clairement que les accélérogramme.

Le spectre de réponse est une courbe représentant l'**accélération maximal** induite par les vibrations sismiques en fonction de la période propre d'un oscillateur harmonique simple (pendule, ressort,...) et de son amortissement critique. Le spectre de réponse est un outil utilisé par les **concepteurs** d'ouvrage (bâtiments, ouvrage d'art...). L'utilisation d'un spectre de réponse s'effectue différemment selon qu'il s'agit d'un spectre de déplacement ou d'un spectre d'accélération. L'action sismique est représenté par le spectre de réponse suivant :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1,25 \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2,5 \eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2,5 \eta (1,25A) \frac{Q}{R} \frac{2}{3} & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2,5 \eta (1,25A) \frac{Q}{R} \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3,0 \text{ s} \\ 2,5 \eta (1,25A) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T \geq 0,3 \text{ s} \end{cases}$$

Sa : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période **T** du bâtiment.

A: Coefficient d'accélération de zone.

η : Correction d'amortissement.

ζ : Pourcentage d'amortissement critique.

R: Le coefficient de comportement.

Q: Facteur de qualité.

T1, T2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie de types de sols.

La réponse de la structure est évaluée en considérant les quatre spectres de calcul associés aux différentes catégories de types de sols (S1, S2, S3 et S4) figure IV.5.

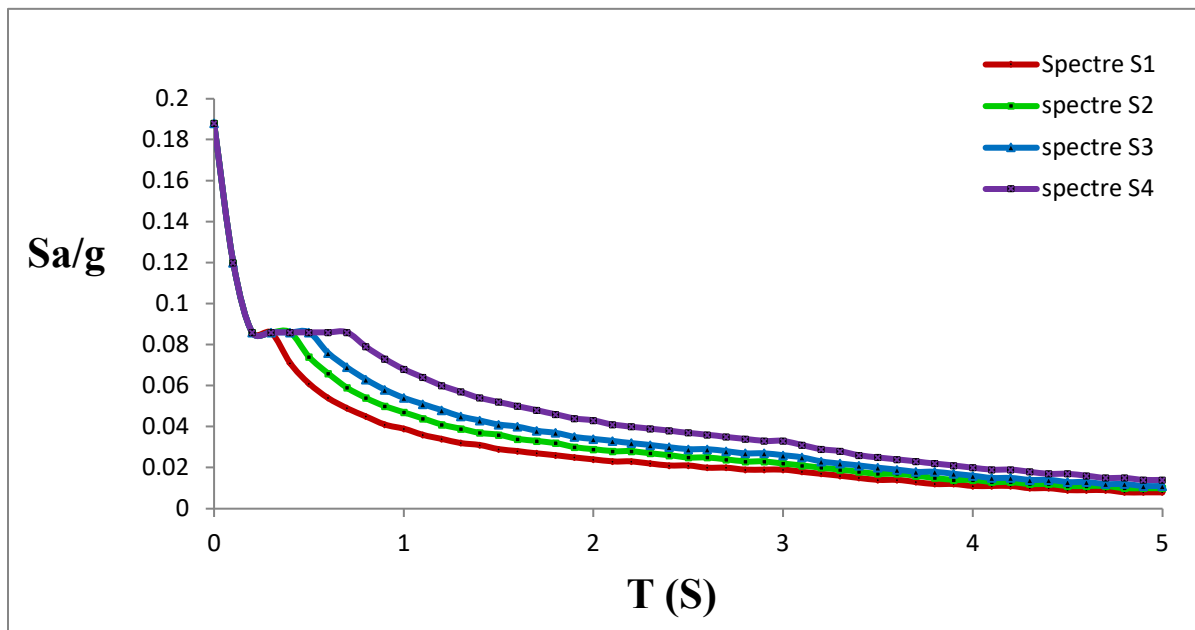


Figure IV.7 : Spectre de réponse de calcul des quatre types de sols.

IV.3. Modélisation de la structure

En l'absence de l'interaction sol structure (I.S.S), nous utilisons l'hypothèse de l'encastrement parfait à la base. Nous considérons une loi de comportement linéaire élastique. La réponse de la structure est évaluée en considérant les quatre spectres de calcul associés aux différentes catégories de types des types de sols (S1; S2; S3; S4). Le tableau IV.2 représente les paramètres de calcul.

Tableau IV.2 : Paramètres de calcul

Zone sismique	IIa
Groupe d'usage	2
Coefficient d'accélération de zone (A)	0,15
coefficient de comportement (R)	5
Facteur de qualité (Q)	1,2

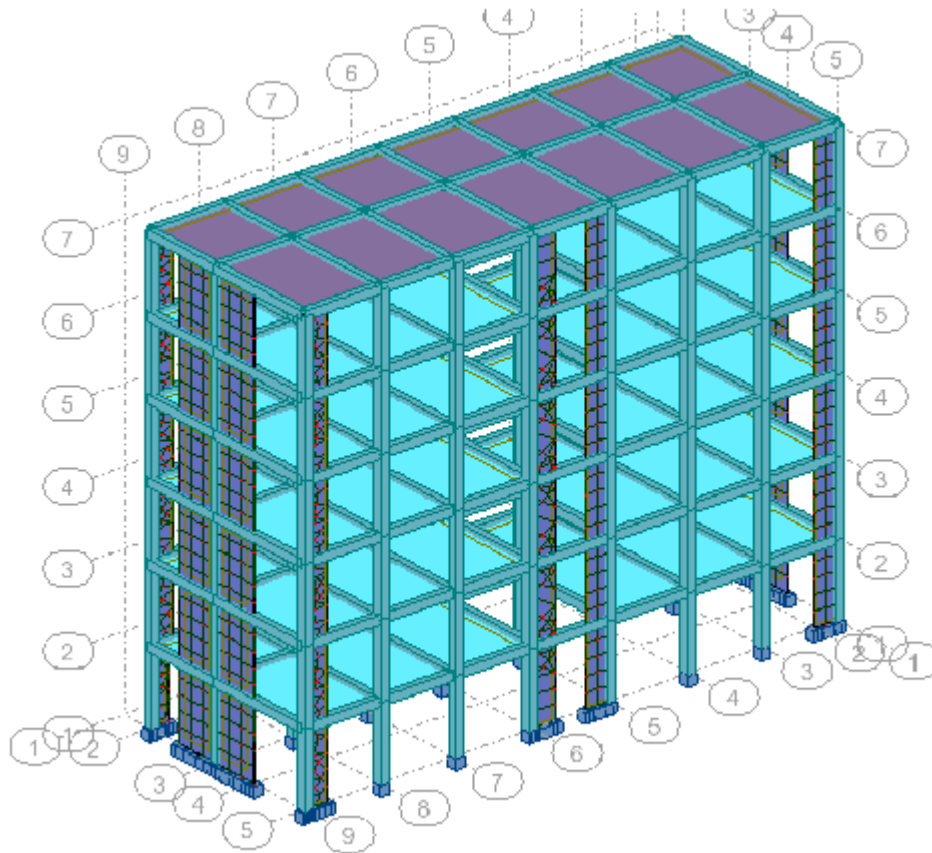


Figure IV.8 : Vue en 3d de structure sans l'interaction sol structure (ISS).

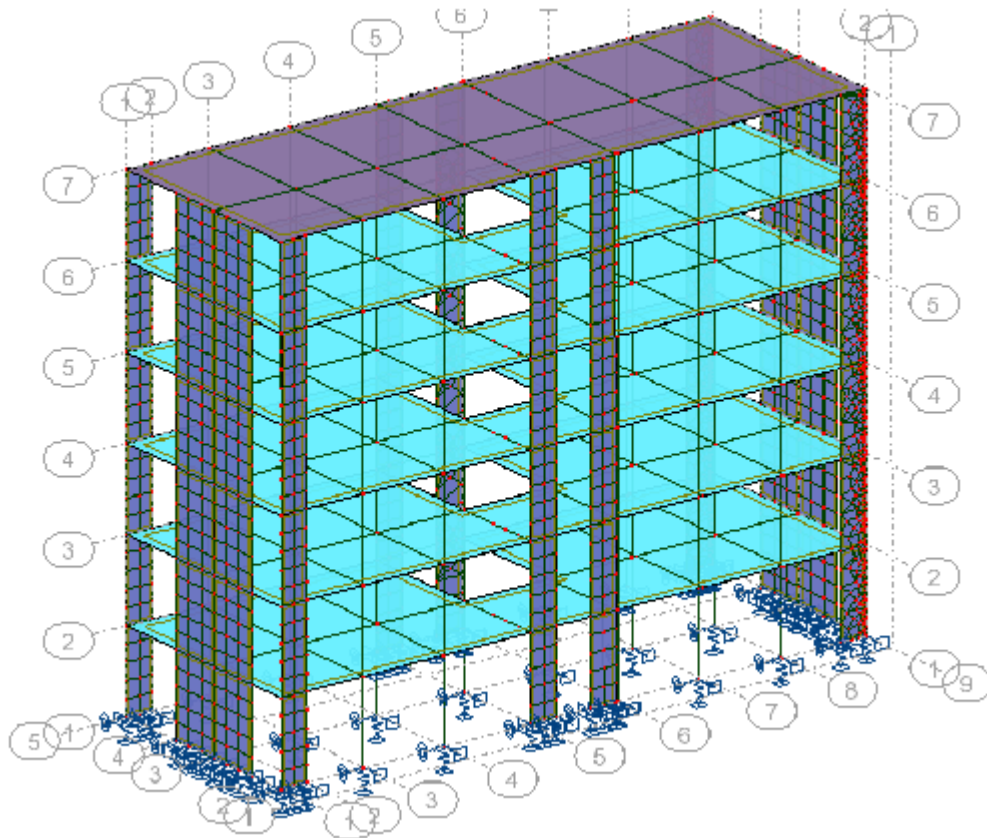


Figure IV.9: Vue en 3d de structure avec l'interaction sol structure (ISS).

IV.3.1. Modélisation du sol

Le même modèle de la structure utilisé est obtenu à partir de l'interaction sol- structure (I.S.S). On considère que le sol est homogène avec un comportement élastique linéaire. Le modèle ressorts de sol définit la réaction élastique du sol aux composantes de déplacement et de rotation de la fondation.

Plusieurs formulations pour calculer les raideurs du ressort de sol sont proposées. Parmi celle-ci les formules de **NEWMARK**.

Les valeurs des raideurs sont calculées à l'aide de relations données dans le tableau (IV.4)

Tableau IV.3 : Loi de raideurs (NEWMARK).

Mouvement	Semelle rigide rectangulaire
Vertical	$K_v = \frac{G}{1-\nu} \cdot B_z \cdot \sqrt{A}$
Horizontal	$K_h = 2(1+\nu) \cdot G \cdot B_x \cdot \sqrt{A}$
Balancement	$K_\phi = \frac{G}{1-\nu} \cdot B_\theta \cdot a^2 b$

Tableau IV.4 : Caractéristiques des différentes catégories de types des sols.

Types de sols	Description	Vitesse Vs (m/s)	Es (MPa)	ν	Gs (MPa)
S1	Rocheux	≥ 800	100-250	Entre 0 et 0.4	35-90
S2	ferme	≥ 400	20-80	Entre 0 et 0.4	7-29
S3	meuble	≥ 200	5-20	Entre 0 et 0.4	1-7
S4	Très meuble	≥ 100	1-4	Entre 0 et 0.4	0.3-1.5

Le tableau IV.5 indique les valeurs de rigidité de ressorts qui est module de young (E), module de cisaillement dynamique (G) et les raideurs des ressorts calculé avec loi de **NEWMARK**.

Tableau IV.5 : Rigidité de ressorts du sol.

Type de sol		S1(Rocheux)	S2 (Ferme)	S3 (Meuble)	S4 (Très meuble)
Module de Young E [Mpa]		200	40	10	3
Coefficient de poisson ν		0,25	0,25	0,3	0,3
Cisaillement dynamique G [KN/m ²]		80 000	16 000	3 846,15	1 153,85
Paramètre de calcule les raideurs	β_x, y	0,99	0,99	0,99	0,99
	β_z	2,18	2,18	2,18	2,18
	β_ϕ	0,5	0,5	0,5	0,5
Raideurs des ressorts de sol (KN/m)	Kh	234 276,76	47 520	11 879,98	3 564,01
	Kv	275 137,15	55 808	14 373,61	4 312,10
	K ϕ	109 759,66	18 432	4 747,25	1 424,18

IV.3.2. Résultats

L'analyse modale qui a été effectuée par le logiciel ROBOT STRUCTURALE 2014, nous a donne des périodes pour le premier mode, de **0,64 s** selon le sens (x) et de **0.51 s** selon (y) pour le cas sans interaction sol structure (voir le tableau IV.7) et donne des périodes de **0,67 s** selon le sens (x) et de **0.55 s** selon (y) pour le cas avec interaction sol structure (voir le tableau IV.9)

$$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}} \quad \text{IV.8}$$

$$T=C_T h_N^{3/4} \quad \text{IV.9}$$

h_N : hauteur mesurée en mètres à partir de la base de la structure jusqu'au Dernier niveau.

C_T : coefficient, fonction du système de contreventement avec remplissage pour notre cas $C_T = 0.05$

D : Dimension du bâtiment mesurée à sa base dans la direction de calcul considérée.

Le tableau IV.6 présente les résultats des périodes fondamentaux obtenues par le logiciel ROBOT STRUCTURAL et les formules empiriques données dans l'RPA 99 version 2003.

Tableau IV.6 : Comparaison des résultats des périodes fondamentaux sans ISS.

Période [s]	Sens (X-X)		Sens (Y-Y)	
	Sans ISS	Avec ISS	Sans ISS	Avec ISS
-				
T (robot structural)	0,64 [s]	0,51 [s]	0,67 [s]	0,55 [s]
$T = \frac{0,09h_N}{\sqrt{D}}$	0,36s		0,60s	
$T=C_T h_N^{3/4}$	0,48s		0,48s	

Lorsque le période fondamental supérieur à **0,50 s** le bâtiment est en cas souple (Voire le Tableau IV.7 et IV.9).

Tableau IV.7 : Périodes calculées sans ISS.

SANS ISS								
MODES	Fréquence [Hz]	période [s]	Masse cumulée UX %	Masse cumulée UY %	Masse modale UX %	Masse modale UY%	Tot masse UX [T]	Tot masse UY [T]
5/1	1,55	0,64	76,85	0	76,85	0	1819,88	1819,88
5/2	1,95	0,51	76,85	70,68	0	70,68	1819,88	1819,88
5/3	2,8	0,36	76,89	70,84	0,04	0,15	1819,88	1819,88
5/4	5,21	0,19	89,16	70,84	12,27	0	1819,88	1819,88
5/5	7,77	0,13	89,16	88,34	0	17,5	1819,88	1819,88
5/6	10,23	0,1	93,99	88,34	4,84	0	1819,88	1819,88
5/7	11,14	0,09	94	88,35	0,01	0,01	1819,88	1819,88
5/8	12,83	0,08	94	88,35	0	0	1819,88	1819,88
5/9	13,57	0,07	94	88,35	0	0	1819,88	1819,88
5/10	13,85	0,07	94	88,35	0	0	1819,88	1819,88

IV.3.3. Déplacements

Les tableaux (IV.8 et IV.9) indique les résultats de déplacement pour chaque type de sol calculés par ROBOT STRUCTURAL 2014 dans les deux sens (X, Y) sans interaction sol structure et avec interaction sol structure respectivement.

Tableau IV.8 : Déplacements calculés sans ISS.

Combinaison	Sans ISS								
	Hauteur [m]	(S1) Rocheux		S2 (Ferme)		S3 (Meuble)		S4 (Très meuble)	
		Sens (X-X)	Sens (Y-Y)	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
Déplacements [cm]	0	0	0	0	0	0	0	0	0
	3,4	0,4	0,2	0,5	0,3	0,6	0,3	0,7	0,3
	6,8	1,2	0,7	1,4	0,8	1,6	0,9	1,9	1
	10,2	1,9	1,2	2,3	1,5	2,7	1,7	3,2	1,8
	13,6	2,6	1,8	3,2	2,2	3,7	2,5	4,4	2,6
	17	3,2	2,4	3,9	2,9	4,5	3,4	5,3	3,5
	20,4	3,6	3,0	4,4	3,6	5,1	4,1	6	4,2

Tableau IV.9 : Périodes calculées avec ISS

AVEC ISS								
MODES	Fréquence [Hz]	Période [s]	Masse cumulée UX %	Masse cumulée UY %	Masse modale UX %	Masse modale UY %	Tot masse UX [T]	Tot masse UY [T]
5/1	1,49	0,67	78,57	0,01	78,57	0,01	1820,22	1820,22
5/2	1,82	0,55	78,58	73,08	0,01	73,07	1820,22	1820,22
5/3	2,62	0,38	78,64	73,3	0,06	0,22	1820,22	1820,22
5/4	5,07	0,2	90,63	73,3	11,99	0	1820,22	1820,22
5/5	7,36	0,14	90,63	90,25	0	16,95	1820,22	1820,22
5/6	9,94	0,1	95,01	90,25	4,38	0	1820,22	1820,22
5/7	10,53	0,09	95,03	90,26	0,03	0,01	1820,22	1820,22
5/8	12,29	0,08	95,03	90,26	0	0	1820,22	1820,22
5/9	12,86	0,08	95,03	90,26	0	0	1820,22	1820,22
5/10	13,16	0,08	95,03	90,26	0	0	1820,22	1820,22

Tableau IV.10 : Déplacements calculés avec ISS.

Combinaison	Avec ISS								
	Hauteur [m]	S1 (Rocheux)		S2 (Ferme)		S3 (Meuble)		S4 (Très meuble)	
		Sens (X-X)	Sens (Y-Y)	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)	Sens (X-X)	Sens (Y-Y)
Déplacements [cm]	0	0,1	0,1	0,1	0,1	0,2	0,2	0,2	0,2
	3,4	0,5	0,3	0,6	0,4	0,7	0,4	0,9	0,5
	6,8	1,3	0,8	1,6	1	1,8	1,2	2,2	1,2
	10,2	2,1	1,4	2,6	1,8	3	2	3,6	2,2
	13,6	2,8	2,1	3,4	2,5	4	2,9	4,9	3,1
	17	3,4	2,7	4,1	3,3	4,8	3,8	5,9	4,1
	20,4	3,8	3,3	4,6	4	5,4	4,6	6,6	4,9

Tous les résultats montrés dans les tableaux précédents (IV.8 et IV.9) sont présentés sous forme graphique dans les figures (IV.11 à IV.14) ces figures est pour chaque type de sol.

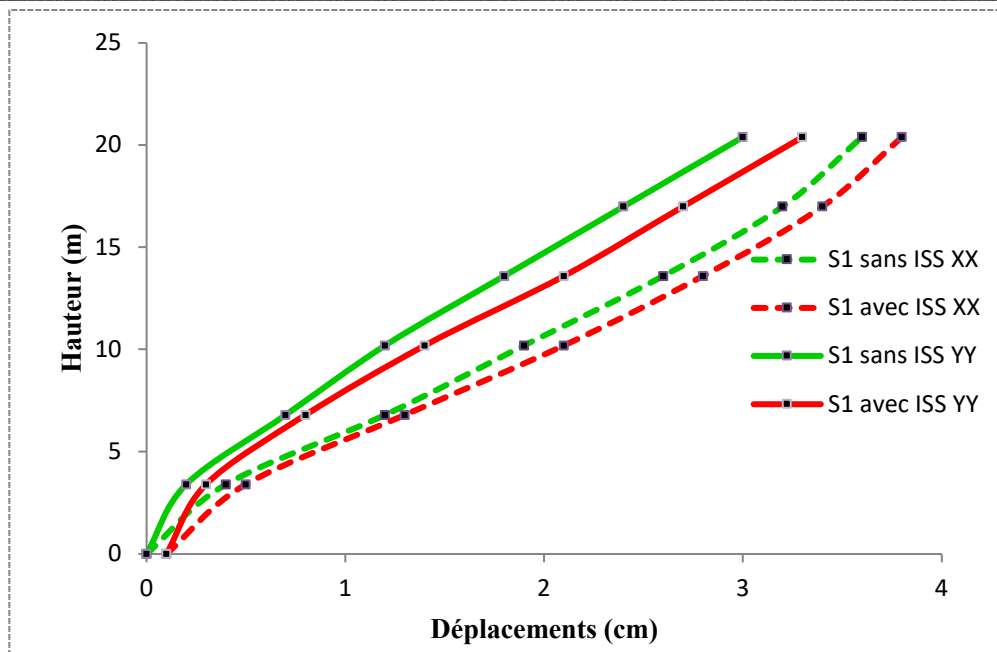


Figure IV.10 : Déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec interaction en deux sens (x,y) du type de sol (S1).

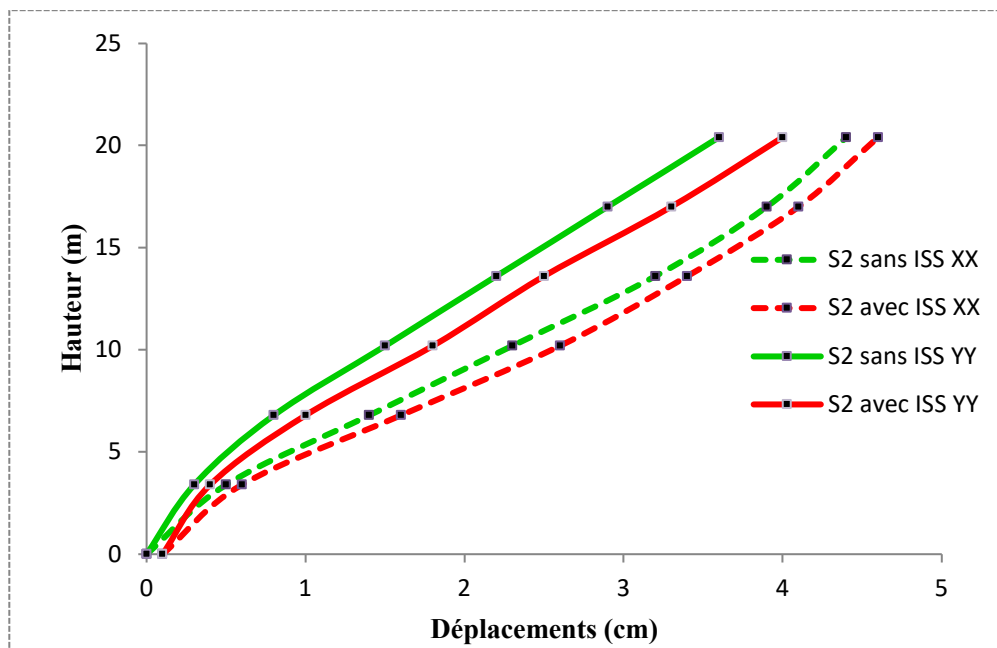


Figure IV.11 : Déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec interaction en deux sens (x,y) du type de sol (S2).

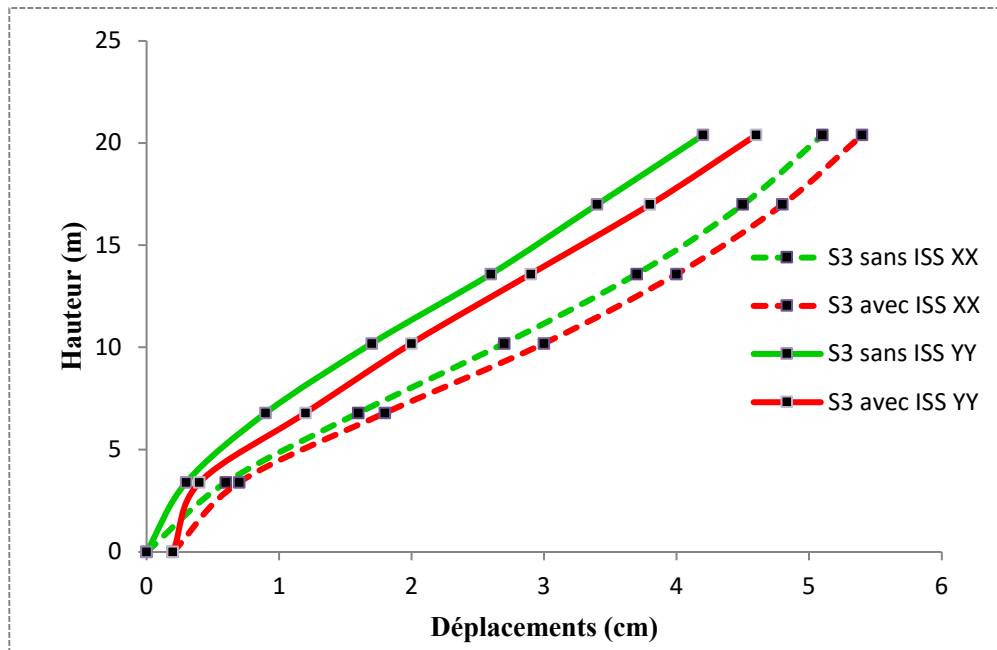


Figure IV.12 : Déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec interaction en deux sens (x,y) du type de sol (S3).

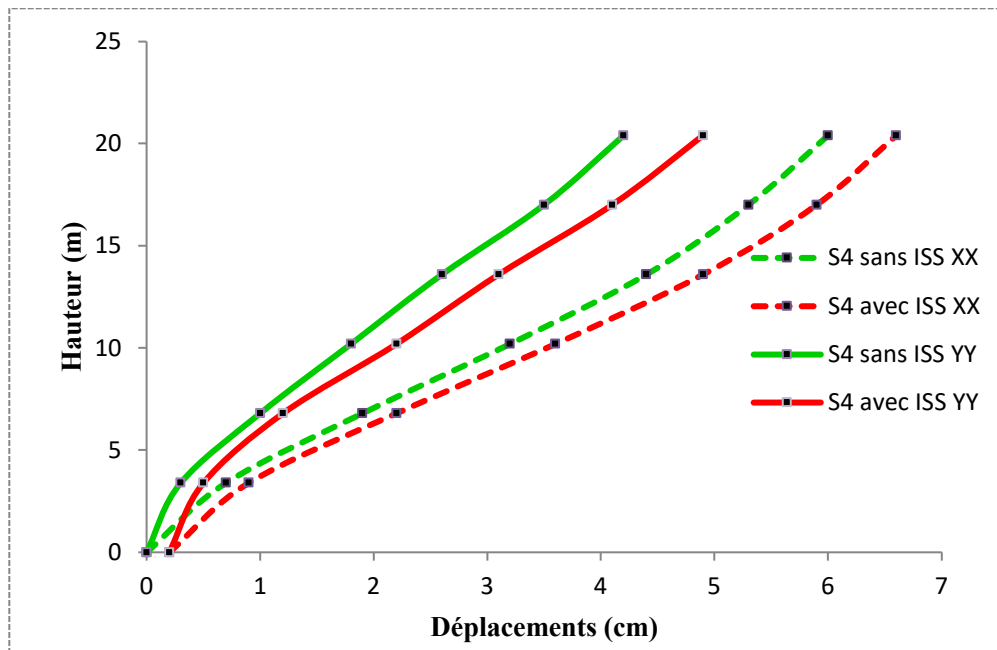


Figure IV.13 : Déplacements horizontale de poteau de rive sans et avec interaction en deux sens (x,y) du type de sol (S4).

IV.3.4. Déplacements maximal

Les déplacements maximal sans et avec interaction sol structure (ISS) sont donnés dans le tableau IV.11:

Tableau IV.11 : Déplacement maximal avec et sans ISS.

Types des sols	S1 (Rocheux)		S2 (Ferme)		S3 (Meuble)		S4(Très meuble)	
	(X-X)	(Y-Y)	(X-X)	(Y-Y)	(X-X)	(Y-Y)	(X-X)	(Y-Y)
Sans ISS	3,6	3,0	4,4	3,6	5,1	4,1	6	4,2
Avec ISS	3,8	3,3	4,6	4	5,4	4,6	6,6	4,9
Comparaison A ISS/ S ISS	1,06	1,10	1,05	1,11	1,06	1,13	1,10	1,17
Comparaison ISS, / S1 San ISS	1,00	1,00	1,22	1,20	1,42	1,37	1,67	1,40

Commentaires:

D'après les figures précédentes nous pouvons observer que dans l'absence de l'interaction sol structure (ISS) le déplacement en fonction de la hauteur dans les deux sens (X, Y) est augmentent plus par rapport le cas sans interaction sol structure (ISS) et dans les quatre types des sols.

La comparaison entre les deux cas sans interaction sol structure (ISS) et avec interaction sol structure (ISS) montre que le déplacement augmente de :

- 06% dans le sens (X-X) et 10 % dans le sens (Y-Y) pour le type de sol (S1).
- 05% et 11% pour le type de sol (S2).
- 06% et 13% pour le type de sol (S3).
- 10% et 17% pour le type de sol (S4).

Cette augmentation est due à spectre de répence et l'inter action sol structure de déférents types de sols. On constate aussi une augmentation de :

- 22% du type de sol (S2) par rapport (S1) dans le sens (X-X) et 20% pour la direction (Y-Y).
- 42% du type de sol (S3) par rapport (S1) dans le sens (X-X) et 37% pour la direction (Y-Y).
- 67% du type de sol (S4) par rapport S1 dans le sens (X-X) et 40% pour la direction (Y-Y).

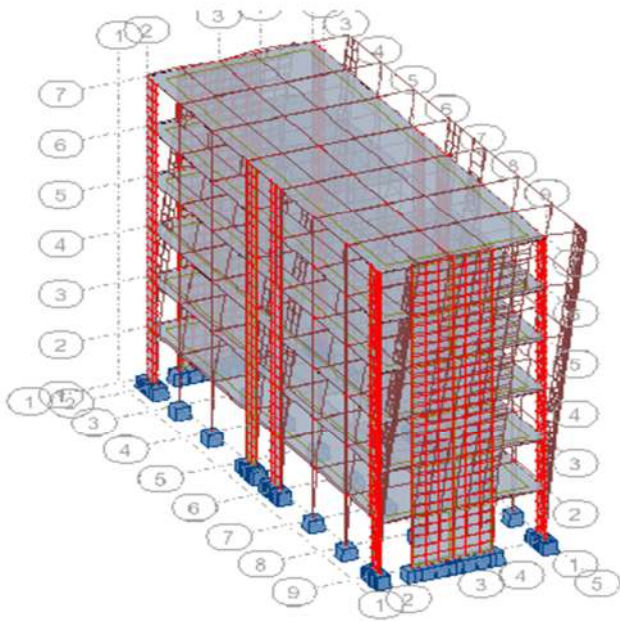


Figure IV.14 : Déplacement vers (X-X)

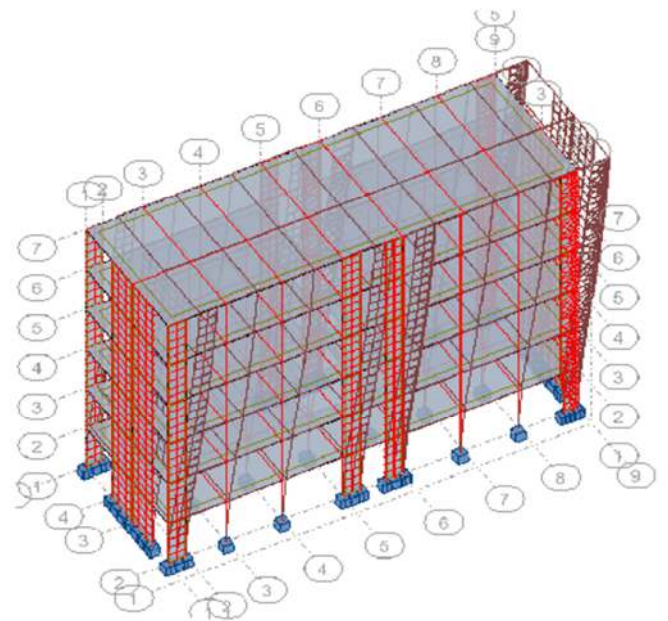


Figure IV.15 : Déplacement vers (Y-Y)

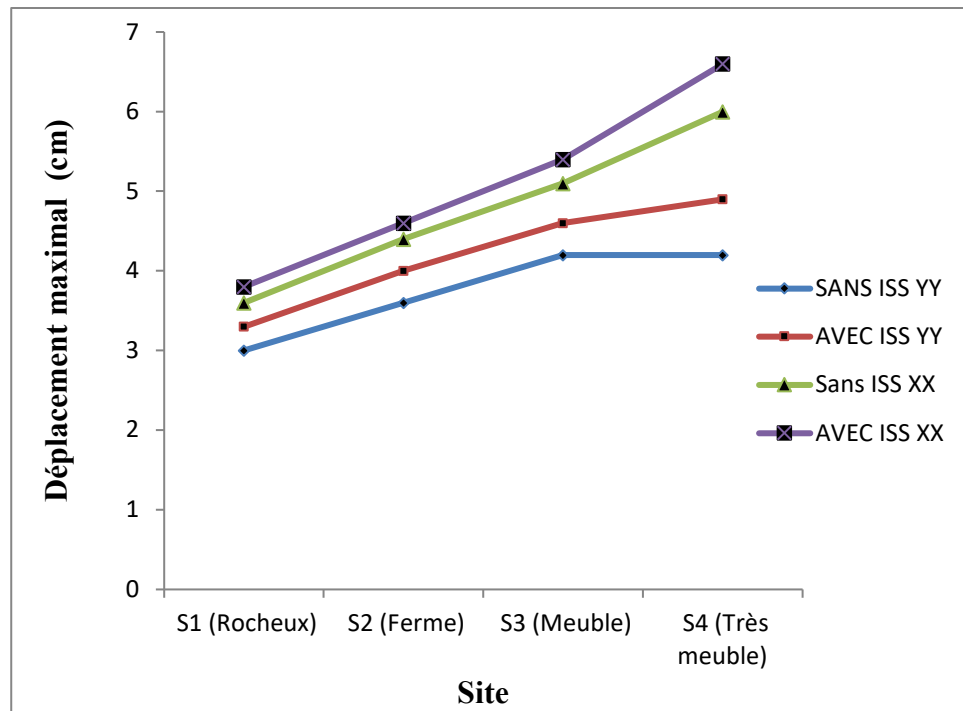


Figure IV.16 : Variation du déplacement en fonction du types de sols avec et sans interaction sol structure (ISS).

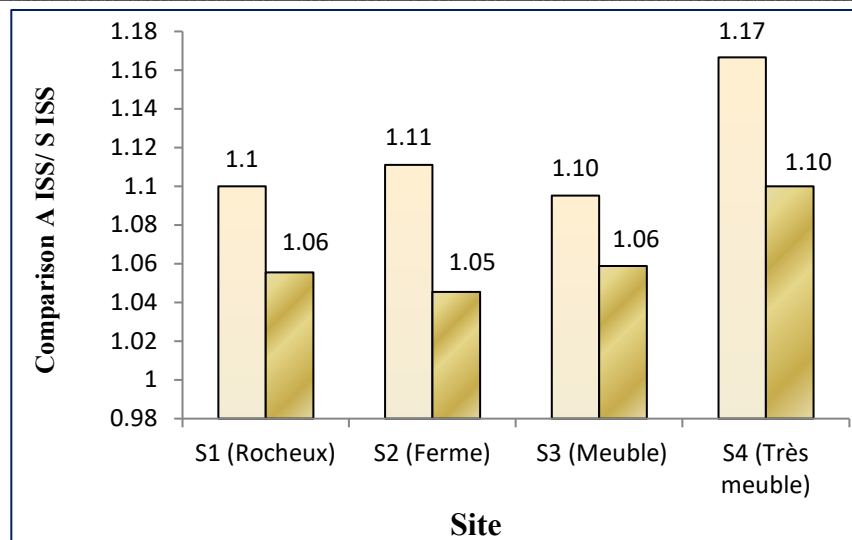


Figure IV.17: Comparaison des résultats pour le déplacement entre les différents le types de sols (Sans et avec interaction sol structure).

IV.3.5. Effort tranchants

Les tableaux (IV.12 et IV.13) représente les résultats des efforts tranchants de chaque type de sol calculés par ROBOT STRUCTURAL 2014 dans les deux sens (X, Y) sans interaction sol structure et avec interaction sol structure respectivement.

Tableau IV.12 : Efforts tranchants sans ISS de poteau de rive.

Combinaison	SANS ISS								
	Types de sols	S1 (Rocheux)		S2 (Ferme)		S3 (Meuble)		S4 (Très meuble)	
Effort tranchants [T]	Hauteur [m]	(X-X)	(Y-Y)	(X-X)	(Y-Y)	(X-X)	(Y-Y)	(X-X)	(Y-Y)
	0	63,81	77,41	76,17	91,64	87,64	104,95	103,06	106,72
	3,4	63,81	77,41	76,17	91,64	87,64	104,95	103,06	106,72
	3,4	62,55	70,00	75,2	83,38	86,89	95,83	102,54	97,48
	6,8	62,55	70,00	75,2	83,38	86,89	95,83	102,54	97,48
	6,8	54,42	64,39	65,76	77,70	76,19	89,96	90,14	91,59
	10,2	54,42	64,39	65,76	77,70	76,19	89,96	90,14	91,59
	10,2	45,26	46,96	54,38	56,75	62,81	65,77	74,11	66,96
	13,6	45,26	46,96	54,38	56,75	62,81	65,77	74,11	66,96
	13,6	32,81	41,91	38,76	49,51	44,33	56,64	51,87	57,59
	17	32,81	41,91	38,76	49,51	44,33	56,64	51,87	57,59
	17	21,6	20,68	24,53	23,05	27,32	25,28	31,12	25,58
	20,4	21,6	20,68	24,53	23,05	27,32	25,28	31,12	25,58

Tableau IV.13 : Efforts tranchants avec ISS de poteau de rive.

Combinaison	Types de sols	AVEC ISS							
		S1 (Rocheux)		S2 (Ferme)		S3 (Meuble)		S4 (Très meuble)	
Effort tranchants [T]	Hauteur [m]	(X-X)	(Y-Y)	(X-X)	(Y-Y)	(X-X)	(Y-Y)	(X-X)	(Y-Y)
	0	78,41	66,66	94,43	79,64	109,21	91,68	132,65	97,49
	3,4	78,41	66,66	94,43	79,64	109,21	91,68	132,65	97,49
	3,4	61,43	62,23	73,93	75,21	85,47	87,16	103,8	92,9
	6,8	61,43	62,23	73,93	75,21	85,47	87,16	103,8	92,9
	6,8	53,29	56,52	64,39	66,42	74,62	75,74	90,82	80,26
	10,2	53,29	56,52	64,39	66,42	74,62	75,74	90,82	80,26
	10,2	44,23	45,02	53,08	54,33	61,29	62,91	74,35	67,03
	13,6	44,23	45,02	53,08	54,33	61,29	62,91	74,35	67,03
	13,6	32,16	40,35	37,89	47,61	43,28	54,41	51,95	57,71
	17	32,16	40,35	37,89	47,61	43,28	54,41	51,95	57,71
	17	21,45	19,85	24,36	22,13	27,1	24,25	31,52	25,28
	20,4	21,45	19,85	24,36	22,13	27,1	24,25	31,52	25,28

Commentaires

Dans le cas sans ISS et avec ISS l'effort tranchant à la base de la structure augmente quelque soit le type de sol.

Dans les deux cas sans et avec ISS les efforts tranchants de la structure diminuent en fonction de la hauteur dans les quatre types de sols.

Tous les résultats indique dans les tableaux précédents (IV.11 et IV.12) sont présentés sous forme graphique dans les figures (IV.18 à IV.25).

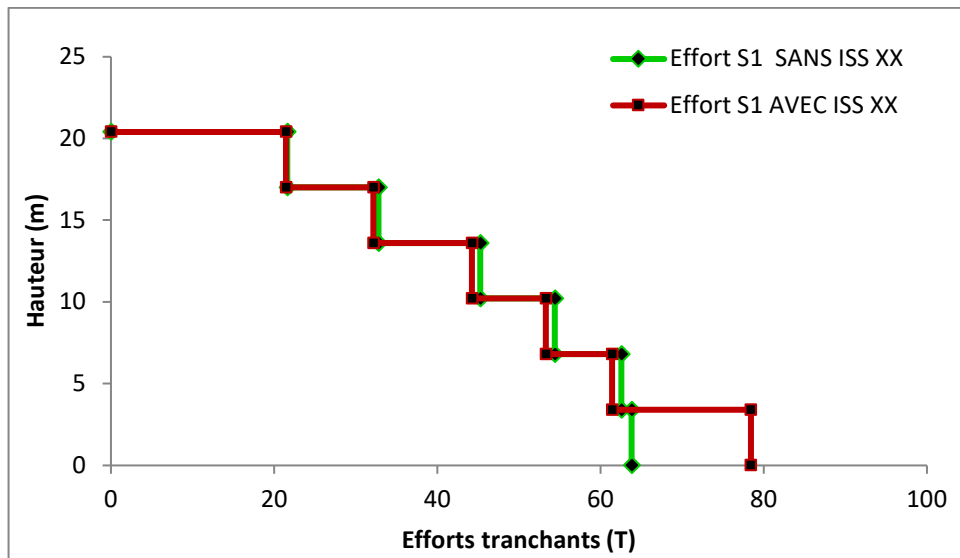


Figure IV.18 : Effort tranchant de poteau de rive sans et avec interaction du sol (S1) sens XX.

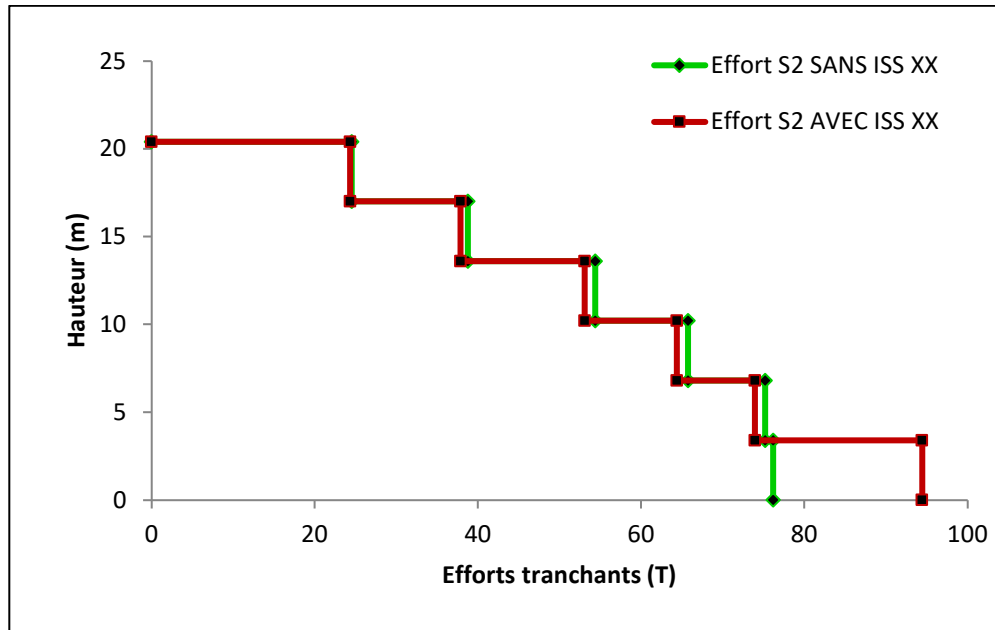


Figure IV.19 : Effort tranchant de poteau de rive sans et avec interaction du types de sols (S2) SENS XX.

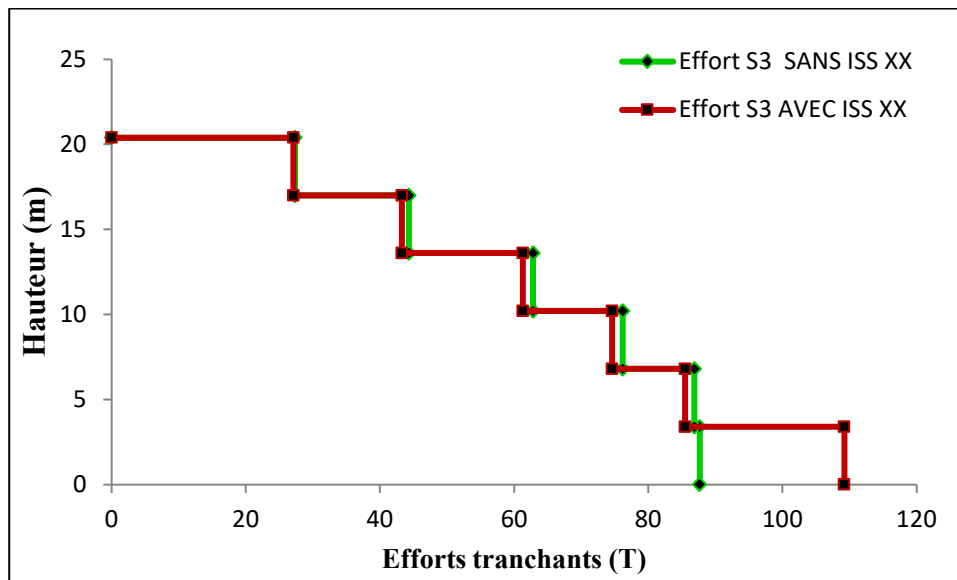


Figure IV.20 : Effort tranchant de poteau de rive sans et avec interaction du types de sols (S3) SENS XX.

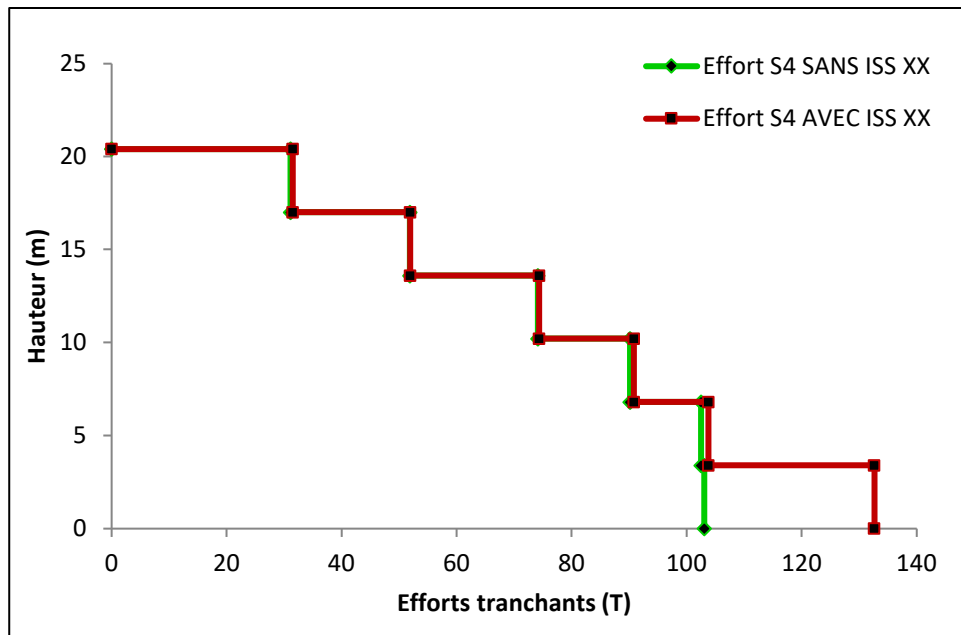


Figure IV.21 : Effort tranchant de poteau de rive sans et avec interaction du types de sols (S4) SENS XX.

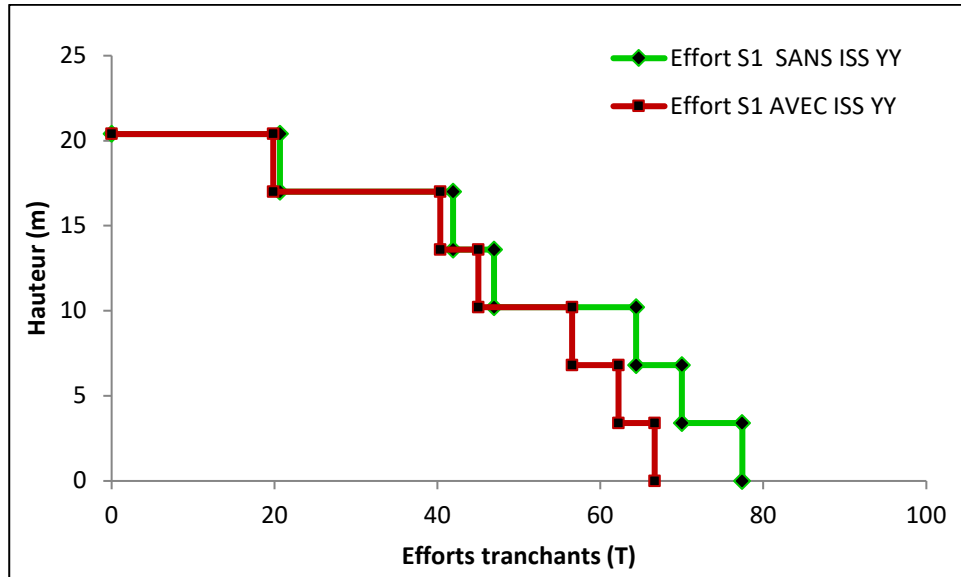


Figure IV.22 : Effort tranchant de poteau de rive sans et avec interaction du types de sols (S1) SENS YY.

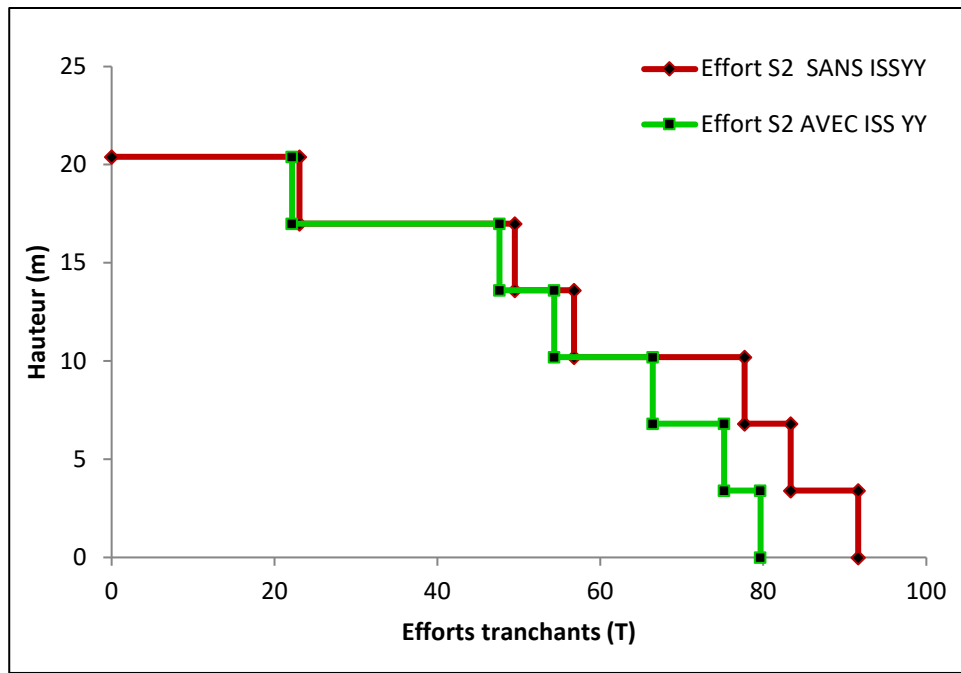


Figure IV.23 : Effort tranchant de poteau de rive sans et avec interaction du types de sols (S2) SENS YY.

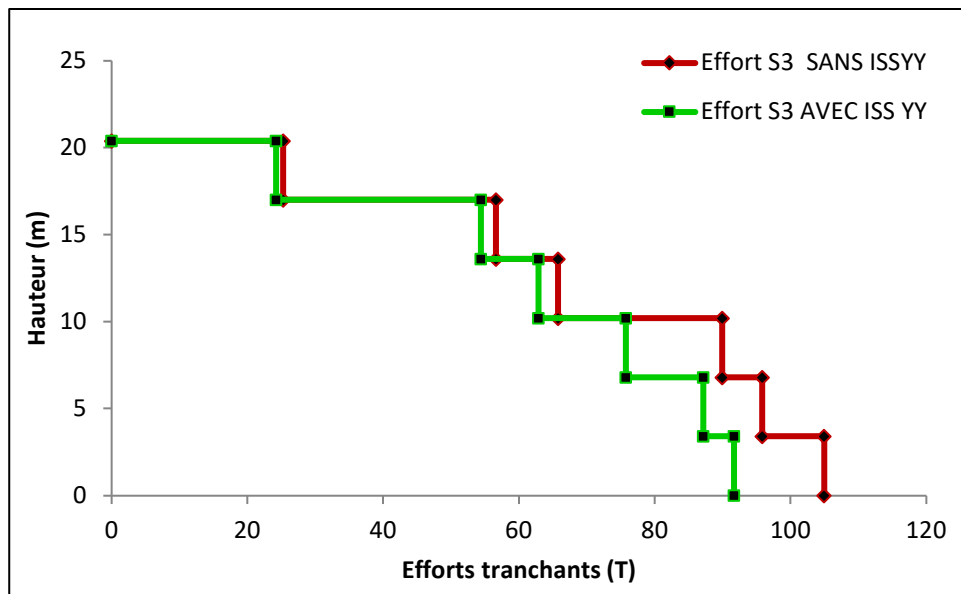


Figure IV.24 : Effort tranchant de poteau de rive sans et avec interaction du types de sols (S3) SENS YY.

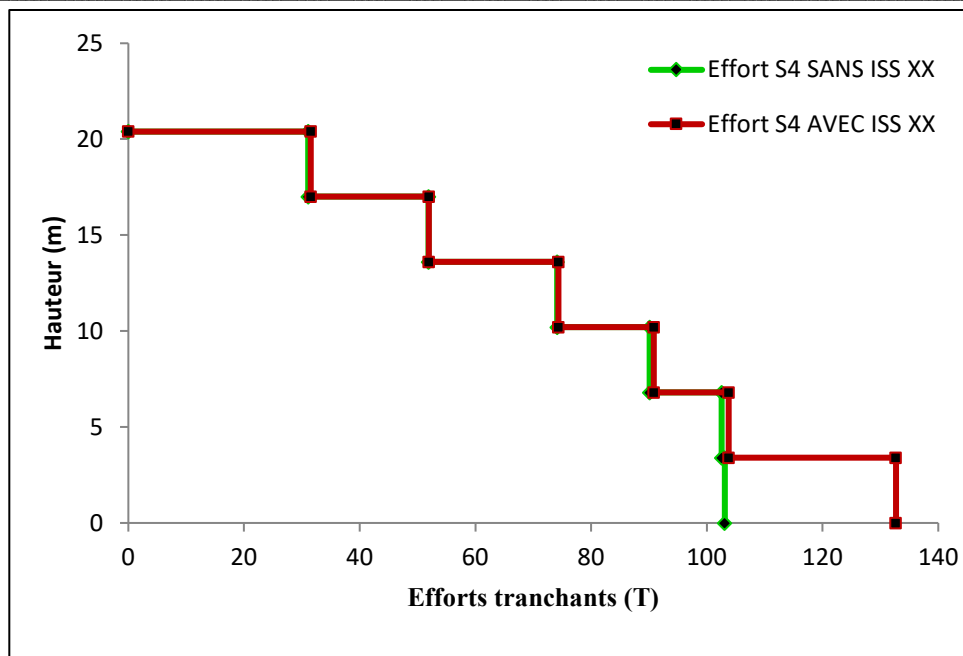


Figure IV.25 : Effort tranchant de poteau de rive sans et avec interaction du types de sols (S4) SENS YY.

Tableau IV.14 : Effort tranchant cumulée à la base de la structure avec et sans ISS.

Types de sols	S1	S2	S3	S4
Sans ISS (Y-Y)	642,7	764,06	876,86	891,84
Avec ISS (Y-Y)	581,26	690,68	792,3	841,34
Sans ISS / Avec ISS	1,11	1,11	1,11	1,06
Sans ISS (X-X)	560,9	669,6	770,36	905,68
Avec ISS (X-X)	581,94	696,16	801,94	970,18
Sans ISS / Avec ISS	0,96	0,96	0,96	0,93

Commentaires

La comparaison entre les types de sols sans interaction sol structure et avec interaction sol structure montre que l'effort tranchant à la base augmente de 11% pour les types de sols (S1, S2 et S3) et 06 % pour le sol (S4) dans le sens (Y-Y). Et 9,6 % pour les types de sols (S1, S2 et S3) et 9,3 % pour le sol (S4) dans le sens (X-X).

Nous pouvons bien noter que le déplacement et l'effort tranchant à la base augmentent considérablement, allant d'un sol rocheux (S1) à un sol très meuble (S4) pour toutes résistances du béton à la compression.

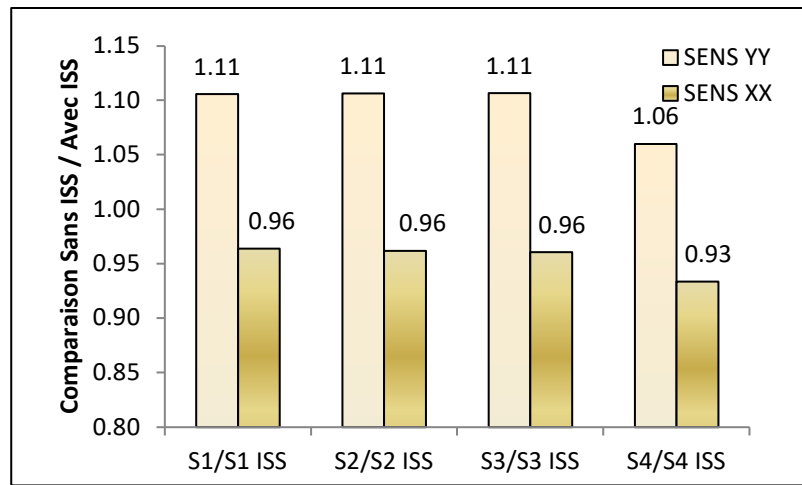


Figure IV.26: Comparaison des résultats pour les efforts tranchants à la base entre les différents types de sols (Sans et avec interaction sol structure).

IV.3.6. Moment de poteau de rive

Les moments sans et avec interaction sol structure (ISS) sont donnés pour les quatres types de sols dans les tableaux (IV.15 et IV.16) respectivement :

Tableau IV.15 : Moments sans ISS de poteau de rive.

Combinaison	Types de sols	Sans ISS			
		S1(Rocheux)	S2 (Ferme)	S3 (Meuble)	S4 (Très meuble)
MOMENT [Kn.m]	Hauteur [m]	/	/	/	/
	0	9,50	11,92	14,18	14,48
	1,7	4,61	5,32	5,97	6,06
	3,4	10,08	11,19	12,23	12,36
	3,4	8,18	11,09	13,78	14,14
	5,1	1,11	1,4	1,67	1,71
	6,8	15,18	17,28	19,22	19,48
	6,8	13,16	14,82	18,04	18,46
	8,5	0,99	0,77	0,78	0,78
	10,2	22,81	24,24	27,32	27,73
	10,2	11,35	17,18	20,89	21,38
	11,9	0,75	1,09	1,2	1,21
	13,6	20,91	26,44	29,78	30,22
	13,6	12,38	16,14	19,63	20,09
	15,3	0,14	0,14	0,14	0,14
	17	21,82	25,26	28,45	28,87
	17	10,84	14,28	17,47	17,9
	18,7	4,99	5,75	6,45	6,54
	20,4	30,31	34,99	39,32	39,9

Tableau IV.16 : Les moments avec ISS de poteau de rive.

Combinaison	AVEC ISS				
	Types de sols	S1(Rocheux)	S2 (Ferme)	S3 (Meuble)	S4 (Très meuble)
MOMENT [Kn.m]	Hauteur [m]	/	/	/	/
	0	14,8	18,35	21,63	23,21
	1,7	5,74	6,67	7,54	7,96
	3,4	11,66	13,26	14,74	15,46
	3,4	8,88	12	14,89	16,28
	5,1	0,71	0,89	1,06	1,14
	6,8	16,94	19,4	21,69	22,78
	6,8	12,13	15,75	19,09	20,7
	8,5	0,74	0,77	0,8	0,82
	10,2	21,78	25,30	28,56	30,13
	10,2	14,68	19	23	24,92
	11,9	0,94	1,03	1,12	1,16
	13,6	24,34	28,29	31,95	33,71
	13,6	13,23	17,14	20,77	22,51
	15,3	0,11	0,11	0,11	0,11
	17	22,46	26,06	29,4	31
	17	11,62	15,2	18,53	20,13
	18,7	5,09	5,87	6,59	6,94
	20,4	31,1	35,98	40,52	42,7

Commentaires

Les tableaux (IV.15 et IV.16) montrent qu'il-y-à une petite augmentation dans le type de sol ferme (S2) par rapport au type de sol rocheux (S1) et une grande augmentation de type de sol Meuble (S3) et Très meuble (S4) par rapport le type de sol rocheux (S1).

Tous les résultats des moments représentés dans les tableaux précédents (IV.14 et IV.15) sont présentés sous forme graphique dans les figures (IV.30 à IV.33).

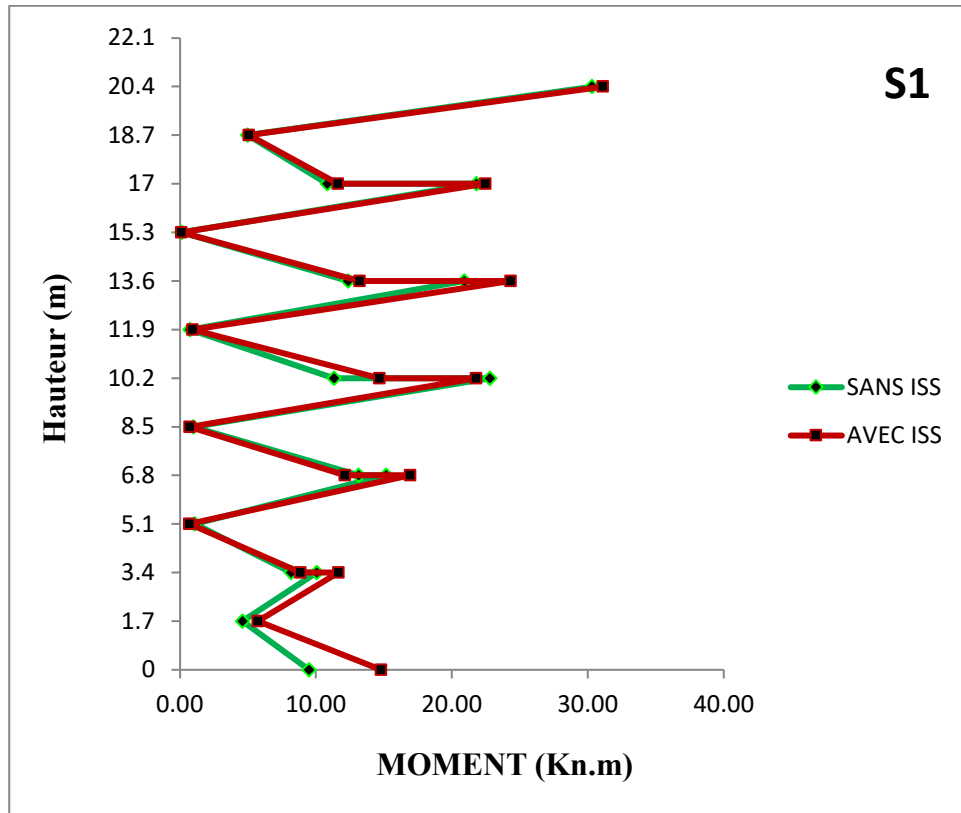


Figure IV.27 : Moment de poteau de rive sans et avec interaction du types de sols S1.

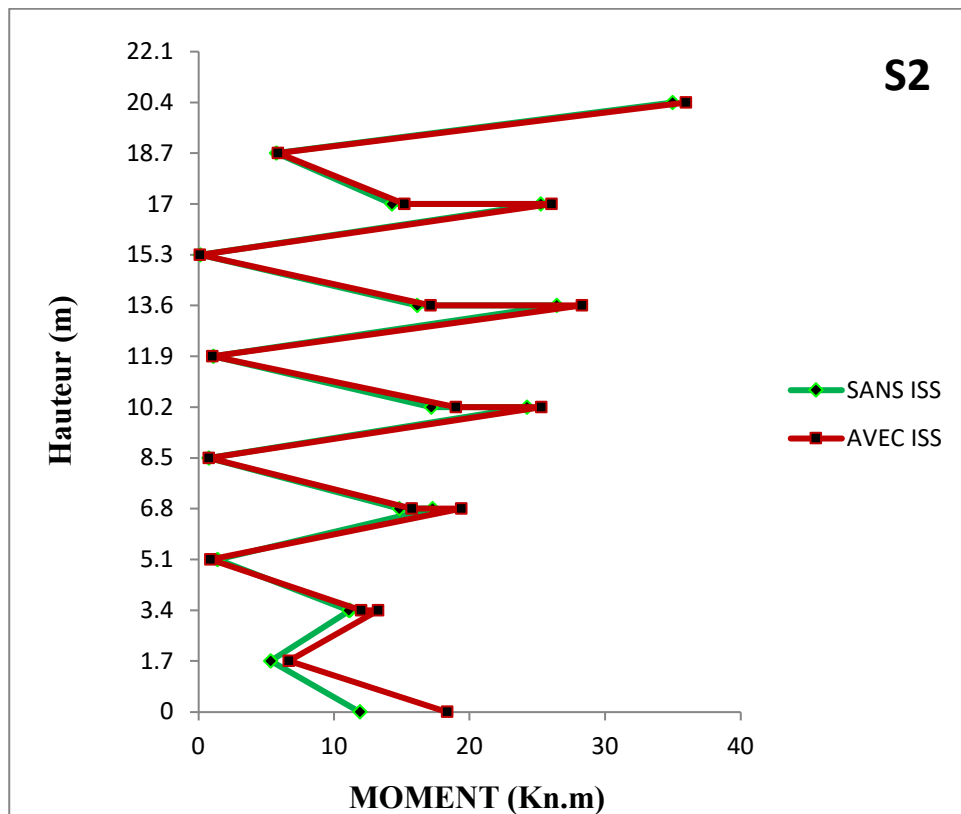


Figure IV.28 : Moment de poteau de rive sans et avec interaction du types de sols S2.

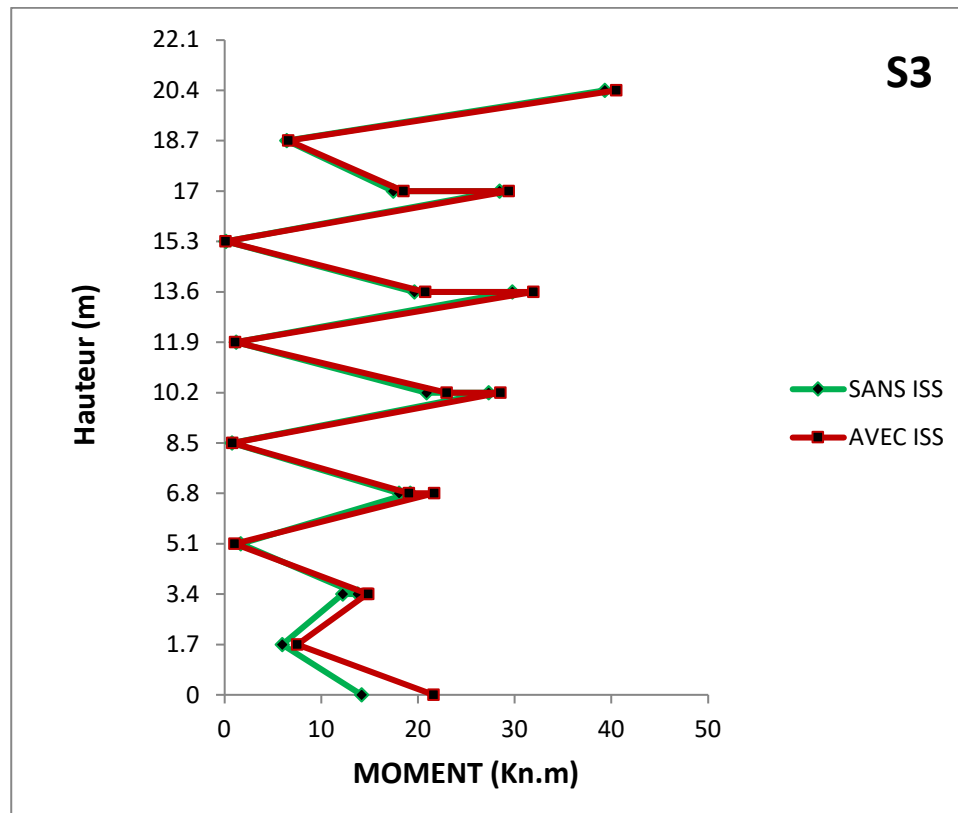


Figure IV.29 : Moment de poteau de rive sans et avec interaction du types de sols S3.

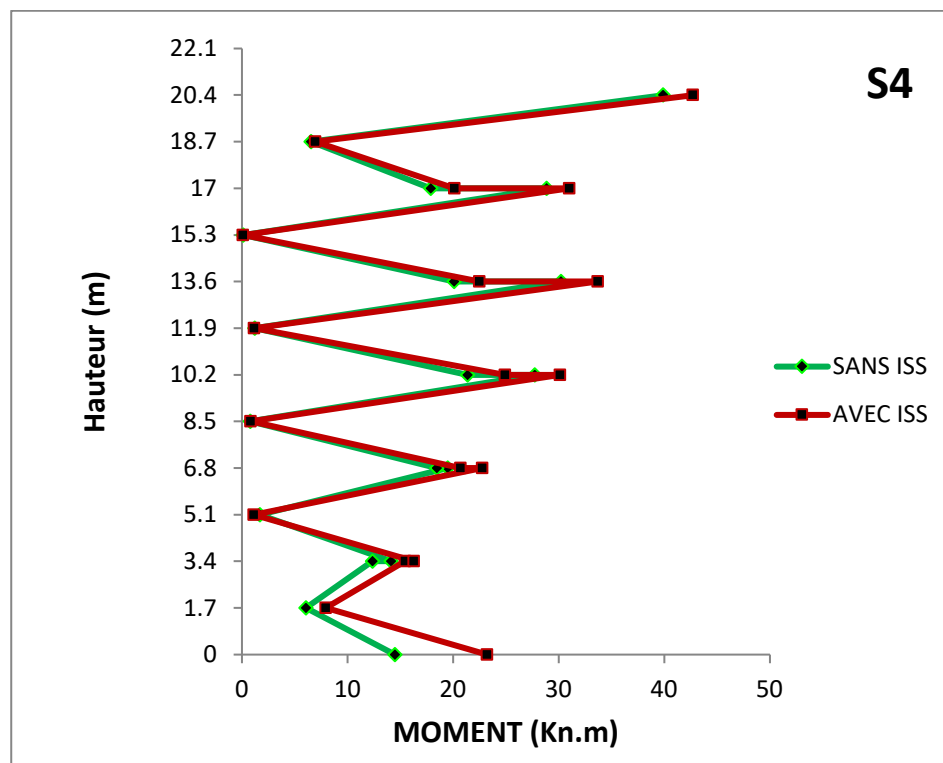


Figure IV.30 : Moment de poteau de rive sans et avec interaction du types de sols S4.

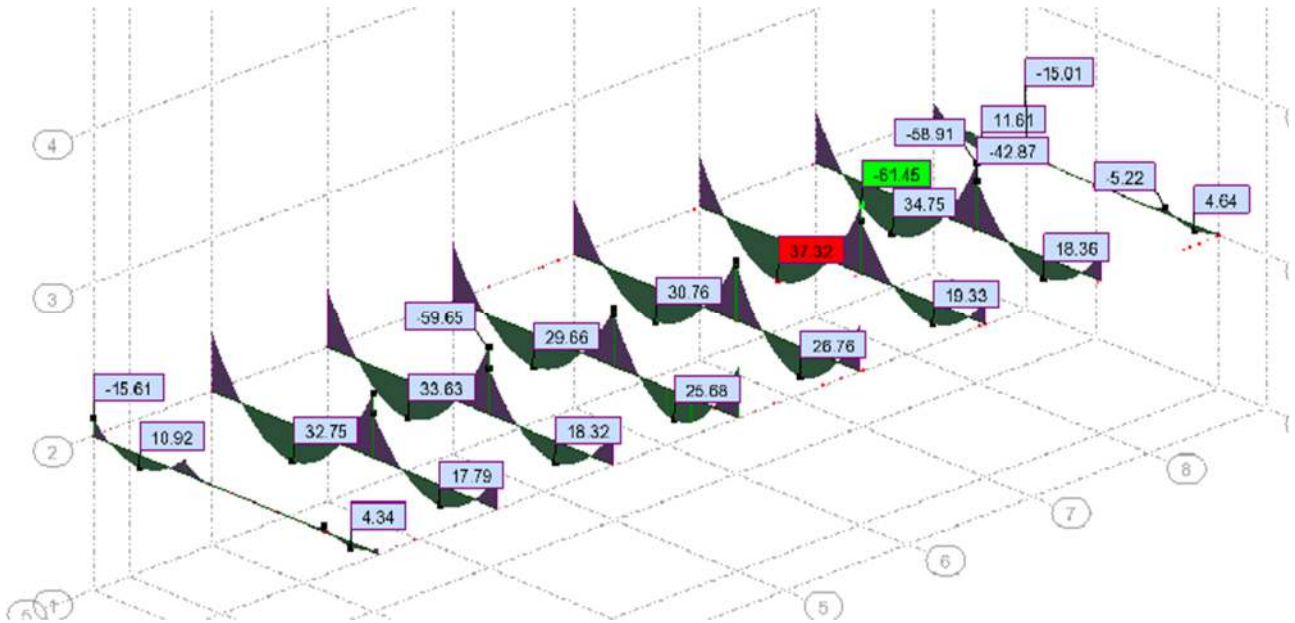


Figure IV.31: Moments fléchissant dans les poutres ELU.

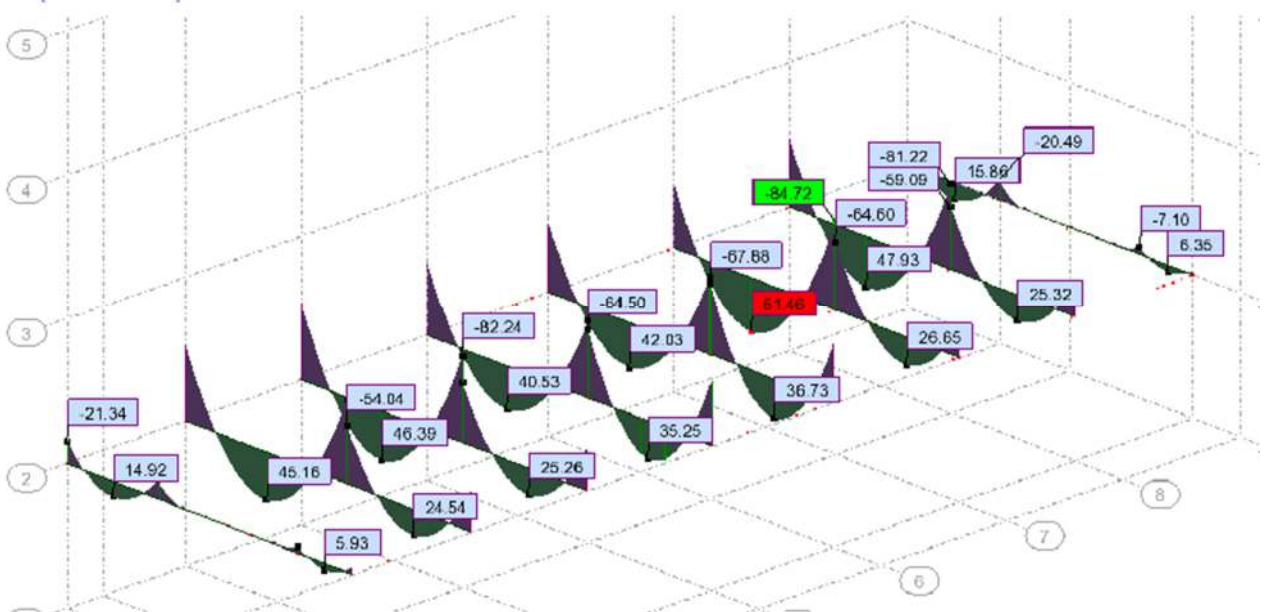


Figure IV.32: Moments fléchissant dans les poutres ELS

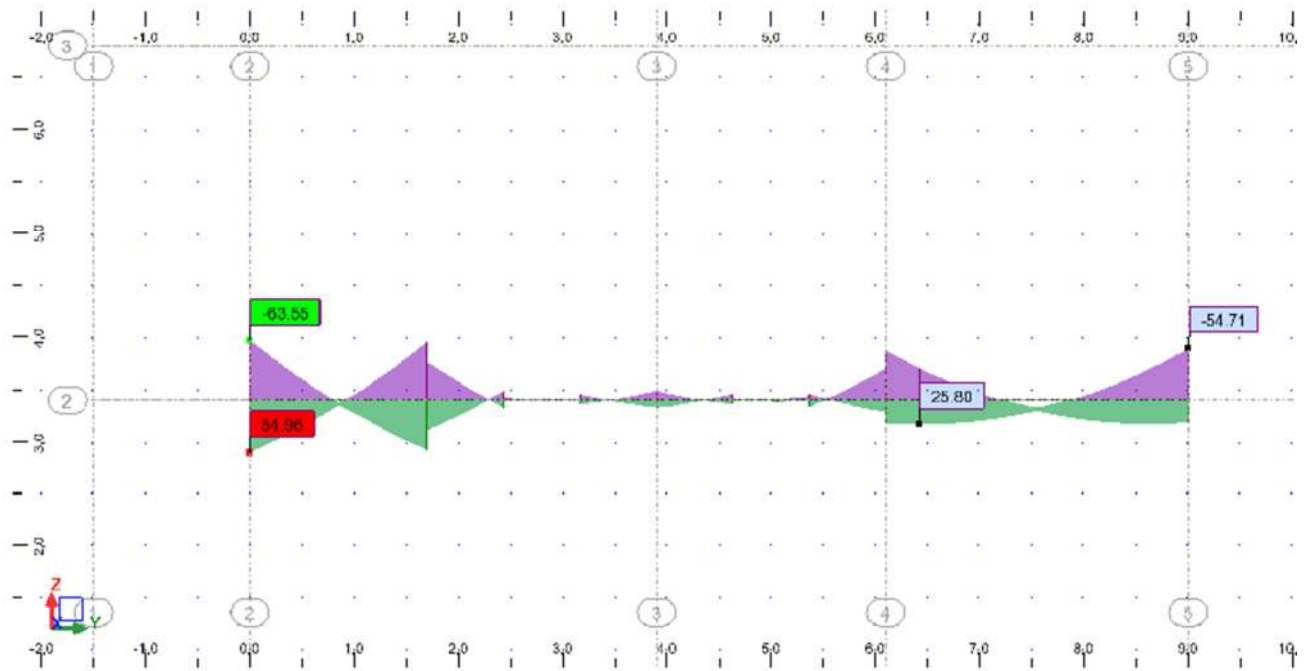


Figure IV.33: Moments fléchissant dans les poutres ELA

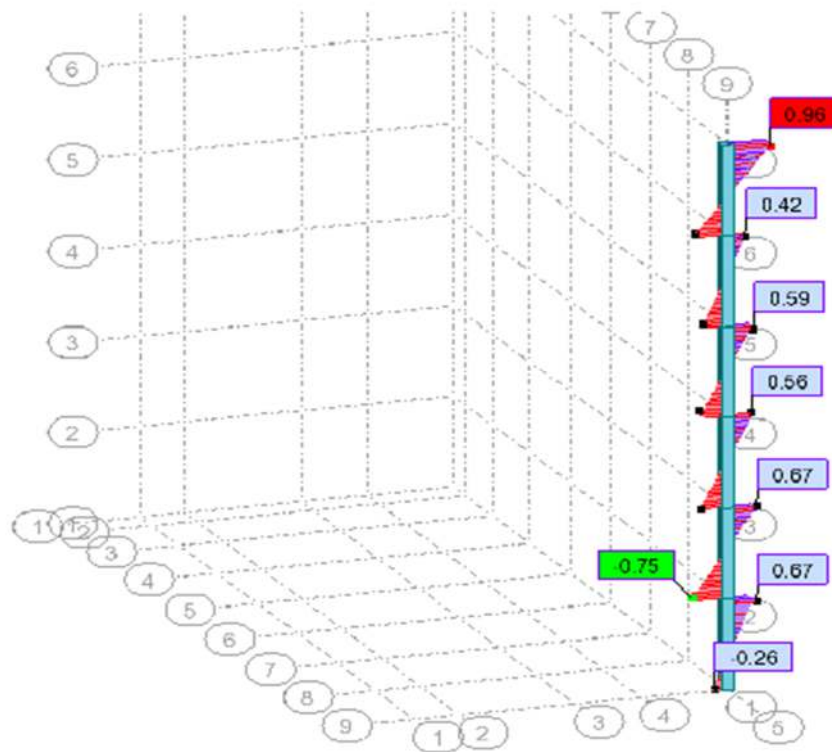


Figure IV.34 : Exemple diagramme de Moment de poteau de rive avec interaction du type de sols 4.

Conclusion générale

Ce travail avait pour objet d'étudier l'influence de l'interaction sol structure (ISS) d'une structure mixte (portique+voile) en béton armé (R+5) sous charge sismique. Initialement nous avons d'abord à prendre un modèle sans interaction sol structure (ISS) en considérant que la structure est parfaitement encastree au niveau des fondations en négligeant l'effet de l'interaction sol structure (ISS), puis en prenant en compte l'effet de l'interaction sol structure (ISS), 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'interaction sol structure comprend les étapes :

- Calcul de manière approchée des raideurs de sol avec les méthodes **NEWMARK RESENBBLEUTH**.
- Prise en compte de l'effet de site d'après le règlement **RPA99**.
- Calcul de la fréquence de la structure avec des ressorts ayant ces raideurs.
- Calcul des déplacements.
- Calcul de l'effort tranchant total à la base.

Les résultats obtenus par l'étude comparative concernent deux modèles (sans ISS et avec ISS) avec les hypothèses considérées montrant que la modélisation d'une structure mixte peut être adoptée avec le modèle à base fixé (sans interaction sol structure 'ISS') pour les sols Rocheux (S1) et ferme (S2), mais n'est pas à recommander pour les sols meuble (S3) et Très meuble (S4) car elle donne une augmentation importante des déplacements, des efforts tranchants et des moments par rapport au sol Rocheux (s1) et ferme (S2).

Finalement ce projet qui constitue pour nous une première expérience et nous a été très bénéfique puisque l'utilisation de l'outil informatique nous a permis d'économiser beaucoup de temps, mais la maîtrise du logiciel reste une étape très importante qui demande les connaissances de certaines notions de base des sciences de l'ingénieur.

A titre de **perspectives**, d'autres travaux peuvent être envisagés :

- Etude comparative avec une autre méthode (**DULEUZE**).
- Etude et analyse modale spectrale non linéaire.
- Analyse modale avec spectre de capacité.

Bibliographie

- [1]: **Alp'Géorisques** 2004 ; Document d'information, le ministère de l'Écologie et du Développement durable, direction de la Prévention des pollutions et des risques, sous-direction de la Prévention des risques majeurs; Paris.
- [2] : **BENLAALA Nawel**, Université Mohamed Khider – Biskra. Influence de l'interaction sol structure sur la réponse sismique des bâtiments.
- [3]: Règlement parasismique algérien (**RPA 99/ version 2003**), Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique.
- [4]: **Houmadi Y.** (2012)-Universitaire d'Ain-Temouchent .Formation continue en génie parasismique et géotechnique du séisme à l'ouvrage, Ain-Temouchent, 2p.
- [5]: **CHEN C.W-F., SCAWTHORN C.** *Earthquake engineering handbook*. Kyoto University, Japan: CRCP, 2002, 1512 p. ISBN: 9780849300684.
- [6]: **Patricia Balandier**. « Le séisme et les bâtiments ». Direction Départementale de l'équipement de Guadeloupe Document d'information à l'usage du constructeur.
- [7] : **Balandier P**, Sismologie appliquée à l'usage des architectes et ingénieurs, Cahier 4, Collection Conception parasismique, 2004].
- [8] : [Http://bhernand.chez.com/jeunes.html](http://bhernand.chez.com/jeunes.html), consulter le: le 02/02/2018].
- [9] : **AMOURI CHAHINEZ**, thème de magistère « construction des spectres de réponse pour la région de Constantine » à l'Université de Mentouri Constantine.
- [10] : **MBDA France**, PROJET D'EXTENSION DU SITE DE SELLE St DENIS ;13 avril 2018 ;P05.
- [11] : **Menasri Youcef**, Évaluation de Vulnérabilité Sismique des Bâti Existants « Structure portique en béton armé »2009.
- [12] : **BETBEDER M-J, DOURY J-L**, Constructions parasismiques, Techniques de l'Ingénieur, traité Construction.

- [13] : **Pecker, A.** Dynamique des sols. Presses Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, Paris, 1984.
Pecker A, étude expérimental du comportement d'un vase sous chargement cyclique revue française de géotechnique, N 15,1981.
Alain Pecker: "Interaction sol structure et comportement des fondations".
Pecker, A, Dynamique des ouvrages, dynamique des structures. Polycopie des cours, ENPC, website: <http://www.enpc.fr/fr/formations/école.vite/cours/pecker>, 2004.
- [14] : **V. Davidovici,** La construction en zone sismique, Editions Le Moniteur, Paris, 1999.
V. Davidovici, Eurocode 8, Pratique du calcul sismique, Guide d'application, afnor éditions-Eyrolles, 2013.
- [15] : **AFPS. 1990,** Recommandations AFPS90, Association Française de Génie parasismique, Paris. AFPS et CMFS, Guide technique, Procédés d'amélioration et de renforcement de sols sous actions sismiques, Presse des Ponts, 2012.
- [16] : **Takahashi,Y., Kiureghian, A.D., and Ang, A.H.,** Life-cycle cost analysis based on a renewal model of earthquake occurrences, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, 33, 859-880, 2004.
- [17] : **S. Kramer & Stewart,** 2004; NEHRP Consultants Joint Venture, 2012.
- [18] : **A. Seghir,** Contribution à la modélisation numérique de la réponse sismique des ouvrages avec interaction sol-structure et interaction fluide-structure, thèse de doctorat, Université Paris-Est, Marne-la- Vallée, 2011.
- [19] : **E. Buchi,** Interaction Sol-Structure : calcul des impédances et effets sur les fondations, INSA de Strasbourg, Juin 2013.
- [20]: **Wang, J.** Influence of different boundary conditions on analysis of SSI. In 18th International Conference on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMiRT 18), pages 3157-3164, Beijing, China, 2005.
- [22]: **BRINKGREVE, R.B.J.,** Geomaterial models and numerical analysis of softening. Doctoral thesis, Faculty of Civil Engineering, Delft University of Technology. (1994).
- [23]: **Kunnath, S. K** (2004), « Identification of modal combination for nonlinear static analysis of building structures, Computer- Aided Civil and Infrastructure Engineering.19 » 282. 295. 2004.
- [24] : **Eric Melmoux :** " n°180 secousses sismiques et équipements électriques ".
- [25]: **DJEBBAR, Nabil** "Contribution à l'étude de la performance Parasismique des éléments linéaire en béton".

- [26] : **Lindeburg, M.R., et M. Baradar.** 2001. *Seismic Design of Building Structures – A professional's Introduction to Earthquake Forces and Design Details*. Belmont, California, USA: Professional Publications, Inc.
- [27]: **N.Lam, J.Wilson, G.Hutchinson,** ‘The ductility reduction factor in the seismic design of buildings’ *Earthquake Engineering and Structural Dynamics* volume 27, 749-769 1998.
- [28] : **Eurocode 8** (dimensionnement et la construction des bâtiments et des ouvrages de génie civil en zone sismique).
- [29] : **ALEM. T,** Influence des dimensions du bâtiment sur la valeur de la période (cas des structures auto-stable), Mémoire de magister, université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, Novembre 2009.
- [30] : **SEBAI Khalif a,** quantification de la ductilité des constructions auto-stables en béton armé dimensionnés selon le règlement parasismique algérien RPA 99/v-2003, magister en génie civil, université Hassiba Ben Bouali de Chlef, 2012.
- [31] : **MILAN Zacek,** Conception parasismique des bâtiments, Tome 4, Septembre 2010.
- [32] : **Kassoul A, Ezziane K, Kadri A,** Nouveau pourcentage d’armature pour la condition de ductilité dans les poutres, *Revue française de génie civil*, Vol. 8, N° 7, 769-791, 2004.
- [33] : **Balandier P,** Le séisme et les bâtiments, document d’information à l’usage des constructeurs, Direction départementale de l’équipement de la Guadeloupe- Direction régionale de l’environnement de Guadeloupe, volume 3.
- Balandier P,** Sismologie appliquée à l’usage des architectes et ingénieurs, Cahier 4, Collection Conception parasismique, 2004
- [34] : **Pierino L, Marc B,** Génie parasismique: conception et dimensionnement des bâtiments, 2008.
- [35] : **Philippe BISCH et all,** Groupe de travail AFPCSTB ; Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme [Guide construction parasismique Mars 2013].
- [36]: **LAHOUAL, Abderahmane et GUERROUD,** Lakhdar 2017. Effets de caractéristiques sismiques sur les spectres de réponse.. Thèse de doctorat.
- [37]: **MENASRI SOUAD** 2015 Approche probabiliste de l'endommagement sismique d'un bâtiment existant en béton armé par l'analyse statique non linéaire et l'utilisation des courbes de fragilités.