

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE AKLI MOHAND OULHADJE-BOUIRA



Faculté des Sciences et des Sciences Appliquées  
Département génie civil

**Mémoire de fin d'étude**

Présenté par :

**Mr Bouamrène Nouredine.  
Mr Tellal lamouri.**

En vue de l'obtention du diplôme de **Master en :**

Filière : Génie Civil.

Option : Structures.

**Thème :**

**Etude dynamique comparative des bâtiments avec un spectre  
De réponse réel et réglementaire sis la région de Boumerdès.**

**Devant le jury composé de :**

Mr. Omraci Kamal	MCA	UAMOB	Président
Mr. Aouari Issam	MAA	UAMOB	Encadreur
Mr. Laib Abd ghani	MCB	UAMOB	Examinatrice
Mr. Djouabi Hamza	MAA	UAMOB	Examineur

**Année Universitaire 2018/2019**

## REMERCIEMENT

---

*Avant tout, nous tenons à remercier **ALLAH** le tout puissant pour nous avoir donné la force, la patience et le courage pour mener à terme ce travail.*

*Nous remercions notre promoteur Monsieur **AOUARI I.***

*De nous avoir pris en charge et pour son aide,*

*Et ses précieux conseils.*

*Nous remercions le directeur du CGS, **Mr. BELAZOUGUI**, et l'ensemble des chercheurs de ce centre, particulièrement **Mr. GHERBOUDJ .F**, pour les informations et les conseils qu'ils ont pu nous prodiguer au cours du stage.*

*Nos plus vifs remerciements vont à tous nos enseignants qui ont contribué à notre formation, ainsi que les membres du jury **Mr. OMRACI. Kl** et **Mr. LAIB. A** qui nous ont fait l'honneur d'évaluer ce modeste travail.*

*Une pensée reconnaissante va enfin à tous nos amis pour leurs soutient moral.*



## *DEDICACE*

---

En signe de respect et de reconnaissance

Je dédie ce modeste travail à :

A mes très chers parents.

A mes très chers grands parents.

A mes frères. Ahmed et Abd El hafid.

A mes sœurs.

A toute ma famille.

A tous mes amis(es) sans exception.

A mon binôme et sa famille.

*BOUAMRIRÈNE NOUREDDINE.*

En signe de respect et de reconnaissance

Je dédie ce modeste travail à :

A mes très chers parents.

A mes chères grandes mères.

A mon frère. Youcef.

A mes sœurs. Et leur fils et filles.

A toute ma famille, (mes tantes et oncles ainsi que leurs fils et filles).

A tous mes amis(es) sans exception.

A mon binôme et sa famille.

*TELLAL LAMOURI.*



# RESUME

---

Le spectre de réponse est largement utilisé dans la conception sismique des structures. Des codes récents recommandent des amplifications d'accélération en termes de coefficients sismiques, qui tiennent compte de la géologie du site, de l'intensité du tremblement et de la distance pour la construction de spectres de conception, et aussi pour le calcul des forces sismiques latérales.

Dans ce contexte, et pour illustrer la manière dont les spectres de réponse sont conçus, et répondent aux questions concernant les facteurs contrôlant les variations dans les spectres, on propose de construire un spectre réel à partir des enregistrements captés lors du séisme de Boumerdès, à l'aide du logiciel (SismoSpect) pour l'utiliser dans l'analyse modale spectrale des structures. Par la suite nous menons une étude comparative sur quatre structures afin de quantifier la différence entre l'utilisation des spectres réglementaires et réels.

**Mots clés :** séisme, spectre réglementaire, spectre de conception, traitement du signal, analyse spectrale modale.



## ABSTRACT:

---

The response spectrum is widely used in seismic design of structures. Recent codes recommend acceleration amplifications in terms of seismic coefficients, which account for site geology, shaking intensity, and distance for fault checking. It used in engineering design and to computing the earthquake design lateral forces.

In this context and to illustrate the technique in which response spectra are created, and to answer the questions concerning the factors controlling the variations of the spectral form, we will build a real spectrum from the recordings captured during the Boumerdès earthquake, using software (SismoSpect) to build a reel specter, and used it in spectral modal analysis of structures. After, we will be compared with various structures analyzed by the uniform code spectrum of (RPA 99/2003).

**Words keys:** Earthquake, spectrum code, design spectrum, signal processing, spectral modal analysis.





## ملخص

---

يستخدم طيف الاستجابة على نطاق واسع في التصميم الزلزالي للهياكل. توصي الكودات الحديثة بتضخيم التسارع من حيث المعاملات الزلزالية، والتي تأخذ في الاعتبار جيولوجيا الموقع، وكثافة الزلزال والمسافة لبناء أطياف التصميم، وكذلك لحساب القوى الزلزالية الجانبية.

في هذا السياق، ولتوضيح كيفية تصميم أطياف الاستجابة، وللإجابة على الأسئلة المتعلقة بالعوامل التي تتحكم في الاختلافات في الأطياف، نقترح بناء طيف حقيقي من التسجيلات التي تم التقاطها أثناء زلزال بومرداس. بمساعدة البرنامج (SismoSpect) المستخدم في التحليل الطيفي للهياكل. ومن خلال ما يلي سنقوم بإجراء دراسة مقارنة على أربعة هياكل لتحديد الفرق بين استخدام الأطياف التنظيمية والأطياف الحقيقية.

**الكلمات المفتاحية:** الزلزال، الطيف التنظيمي، طيف التصميم، معالجة الإشارات، التحليل الطيفي.

# TABLEAU DE MATIERE

---

<b>INTRODUCTION GENERALE .....</b>	<b>2</b>
------------------------------------	----------

## **CHAPITRE I :GENERALITES SUR LES SEISMES**

I.1	Introduction : .....	4
I.2	Notion sur les séismes : .....	4
I.2.1	Naissance des séismes : .....	4
I.2.2	Les ondes sismiques : .....	5
I.2.3	Paramètres de source sismique .....	6
I.2.4	Mécanismes de rupture au foyer (Les failles) : .....	7
I.2.5	Mesure de la taille d'un tremblement de terre .....	8
I.3	Les effets induits : .....	12
I.3.1	Liquéfaction : .....	12
I.3.2	Glissements de terrain : .....	12
I.3.3	Les tsunamis : .....	12
I.3.4	Les éboulements et les chutes de blocs : .....	12
I.4	Le risque sismique : .....	13
I.4.1	La prévention du risque sismique : .....	13
I.4.2	L'étude d'aléa sismique : .....	13
I.4.3	La vulnérabilité : .....	14
I.5	L'activité sismique en Algérie : .....	14
I.6	Conclusion : .....	15

## **CHAPITRE II : TRAITEMENT DES SIGNAUX SISMIQUES**

II.1	Introduction : .....	17
II.2	Enregistrement de mouvement sismique : .....	17
II.2.1	Sismographe : .....	17
II.2.2	Accéléromètre : .....	18
II.2.3	Les deux termes importants du sismographe et de l'accéléromètre : .....	18
II.2.4	Les réseaux sismiques en Algérie : .....	19
II.2.5	Récupération des données et la maintenance du réseau sismique. ....	20
II.2.6	L'archivage des données : .....	21

II.3	Les accélérogrammes : .....	21
II.3.1	Les accélérogrammes étudiés .....	22
II.3.2	Intégration des signaux .....	24
II.4	Caractéristiques du mouvement de sol dérivées d'un accélérogramme .....	28
II.4.1	Les paramètre d'amplitude : .....	28
II.4.2	Durée de la phase forte .....	30
II.4.3	Les paramètres du contenu fréquentiel .....	33
II.5	Conclusion .....	37

### **CHAPITRE III : SPECTRE DE REPONSE**

III.1	Introduction : .....	39
III.2	La réponse sismique : .....	39
III.2.1	L'influence de la période et del'amortissement sur la réponse sismique.....	40
III.3	Les spectres de réponse : .....	42
III.3.1	Spectre de réponse, déformation ; pseudo-vitesse et pseudo-accélération....	42
III.3.2	Les facteurs influençant sur le spectre de réponse : .....	49
III.4	Spectre de conception (de calcul).....	53
III.4.1	Spectre de conception et Spectre de réponse .....	56
III.5	Spectre inélastique.....	56
III.6	Utilisation de spectre de conception : .....	56
III.6.1	Méthode d'analyse modale spectrale : .....	56
III.7	Spectre de capacité : .....	58
III.8	Génération d'un spectre de réponse par logiciel : .....	59
III.8.1	Présentation de logiciel SeismoSpectre.....	59
III.8.2	Les étapes d'utilisation de SeismoSpectre : .....	59
III.9	Conclusion : .....	62

### **CHPITRE IV : SPECTRE DE REPONSE DU CODE PARASISMIQUE**

#### **Cas : RPA 99 version 2003**

IV.1	Introduction .....	64
IV.2	Calcul du spectre de réponse (RPA 99/version 2003).....	64
IV.3	Les paramètres influences sur le spectre (RPA 99/2003) .....	65
IV.3.1	Coefficient d'accélération de zone A.....	65
IV.3.2	Coefficient de comportement global R de la structure .....	67

IV.3.3	Facteur de correction d'amortissement $\eta$ .....	68
IV.3.4	Facteur de qualité Q :.....	69
IV.3.5	Le site d'implantation : .....	71
IV.4	Conclusion :.....	73

**CHAPITRE V : Etude comparative des structures analysées par spectre réglementaire RPA 2003 et spectre réel.(cas du séisme de Boumerdès).**

V.1	Introduction :.....	75
V.2	Présentation de l'ouvrage :.....	75
V.2.1	Caractéristiques géométrique de la structure :.....	75
V.2.2	Données techniques :.....	75
V.3	Pré dimensionnement et estimation des charges .....	76
V.3.1	Pré dimensionnement de plancher :.....	76
V.3.2	Pré dimensionnement des poutres :.....	76
V.3.3	Pré dimensionnement des voiles : .....	76
V.3.4	Pré dimensionnement des escaliers : .....	76
V.3.5	Evaluation des charges et des surcharges: <i>DTR B.C. 2.2</i> :.....	77
V.3.1	Pré dimensionnement des Poteaux :.....	78
V.4	L'étude dynamique et sismique : .....	78
V.4.1	Méthode d'analyse modale spectrale.....	78
V.4.2	Présentation du logiciel de calcul ETABS .....	79
V.4.1	La Modélisation et étude dynamique de la structure :.....	79
V.4.2	Déterminations des spectres utilisés dans l'étude.....	83
V.4.3	Présentation des résultats.....	88
V.5	L'influence de la hauteur sur la réponse de structure : .....	94
V.5.1	Représentation des résultats : .....	96
V.6	Conclusion :.....	98

**CONCLUSION**

<b>GENERALE</b> .....	100
-----------------------	-----

# LISTE DES FIGURES

---

## Chapitre I : généralités sur les séismes.

<i>Figure I.1 : Détermination préliminaire de l'épicentre pour 358 214 événements sismique 1963-1998.....</i>	<i>5</i>
<i>Figure I.2 : Schéma des différents types d'ondes sismiques.....</i>	<i>6</i>
<i>Figure I.3 : Schéma représentant les paramètres de source sismique. ....</i>	<i>7</i>
<i>Figure I.4 : Schéma représentant les trois principaux mécanismes de rupture au foyer....</i>	<i>8</i>
<i>Figure I.5 : la comparaison entre Mw et les autres échelles de magnitude.....</i>	<i>11</i>
<i>Figure I.6 : La sismicité historique du nord d'Algérie (1900-2015) (USGS, s.d.).....</i>	<i>14</i>

## Chapitre II : traitement des signaux sismiques.

<i>Figure II.1 : Principe d'un sismographe.....</i>	<i>18</i>
<i>Figure II.2 : Distribution du réseau accélérométrique CGS .....</i>	<i>19</i>
<i>Figure II.3 : Installation d'une station sismique .....</i>	<i>19</i>
<i>Figure II.4 : les sismographes utilisés par le CGS.....</i>	<i>20</i>
<i>Figure II.5 : accélérogramme Etna 01 et Etna 2 utilisés par le CGS .....</i>	<i>20</i>
<i>Figure II.6 : Système de connexion par lignes téléphonique entre la station et la base de donné .....</i>	<i>21</i>
<i>Figure II.7 : Les accélérogrammes enregistrée durant les séismes de : Boumerdès 2003, Loma Preita 1989, Northridge 1994, Imperial Valley 1940 et CHI-CHI 1999.....</i>	<i>23</i>
<i>Figure II.8 : Vitesse et déplacement résultant de l'intégration du séisme de Boumerdès..</i>	<i>25</i>
<i>Figure II.9 : Vitesse et déplacement résultant de l'intégration du séisme Loma Prieta ....</i>	<i>25</i>
<i>Figure II.10 : Vitesse et déplacement résultant de l'intégration du séisme d'Imperial Valley .....</i>	<i>26</i>
<i>Figure II.11 : Vitesse et déplacement résultant de l'intégration du séisme de Northridge.</i>	<i>26</i>
<i>Figure II.12 : Vitesse et déplacement résultant de l'intégration du séisme de Chichi .....</i>	<i>27</i>
<i>Figure II.13 : Durée Crochet d'un signal d'accélération.....</i>	<i>30</i>
<i>Figure II.14 : Allure d'inertie d'Arias en (%) et durée de la phase forte des séismes (a) Boumerdès 2003, (b) Loma Preita 1989, (c) Northridge 1994, (d) Imperial Valley 1940 et (e) CHI-CHI 1999. ....</i>	<i>32</i>
<i>Figure II.15 : Allure du spectre de Fourier des séismes (a) Boumerdès2003, (b) Loma Preita 1989, (c) Northridge 1994, (d) Imperial Valley 1940 et (e) CHI-CHI 1999.....</i>	<i>34</i>
<i>Figure II.16 : Allure De spectre de puissance des séismes (a) Boumerdès 2003, (b) Loma Preita 1989, (c) Northridge 1994, (d) Imperial Valley 1940 et (e) CHI-CHI 1999.....</i>	<i>36</i>

## Chapitre III : Spectre de réponse

<i>Figure III.1</i> : Force élastique, moment fléchissant et effort tranchant à la base générée par un séisme (a) valeur de temps a l'instant (t) et (b) valeur maximale. ....	40
<i>Figure III.2</i> : Réponse de structures à 1 DDI soumis aux 30 premières secondes du composant N-S de l'enregistrement El Centro, (a) avec des périodes naturelles de $T = 0,5$ s, 1 s, et 2 s, avec un rapport d'amortissement $\xi = 0,02$ (b) avec des avec un rapport d'amortissement $\xi = 0$ s, 0.02 s, et 0.05 s périodes naturelles de $T = 2$ sec. ....	41
<i>Figure III.3</i> : spectre de réponse du déplacement, b) comparaison entre spectre pseudo et relative de la vitesse et l'accélération de séisme El Centro 1940.....	43
<i>Figure III.4</i> : (a) accélérogramme; (b) le déplacement de trois systèmes de 1DDL avec $\xi=2\%$ et $T_n=0.5$ , 1, et 2 sec (c) spectre de réponse de déformation pour $\xi=2\%$ .....	44
<i>Figure III.5</i> : combinaison entre le spectre de pseudo vitesse et le spectre de vitesse relatif au séisme El Centro 1940 recordé par SOOE. ....	45
<i>Figure III.6</i> : combinaison D-V-A réponse spectral du séisme d'El Centro $\xi=0, 2, 5, 10$ et 20%.....	47
<i>Figure III.7</i> : Réponse spectrale ( $\xi = 0, 2, 5, \text{ et } 10\%$ ) et la valeur maximale de l'accélération, vitesse, déplacement de sol, et le spectre idéalisé de $\xi = 5\%$ du séisme d'El Centro.....	47
<i>Figure III.8</i> :(a) système rigide, (b) système flexible .....	48
<i>Figure III.9</i> : l'influence du profil de sol sur le mouvement sismique .....	49
<i>Figure III.10</i> : Spectre d'accélération moyenne pour différentes conditions de sol( Seed et al 1976). ....	50
<i>Figure III.11</i> : L'amplification d'accélération moyenne de $\xi= 5\%$ pour différentes distances au site du séisme Loma prieta 1989 , (a) site rocheux et (b) alluviaux.(Mohraz 1992).....	51
<i>Figure III.12</i> Spectre de pseudo vitesse de $\xi= 5\%$ pour un séisme de magnitude de 7,5 à différentes distances (Boore et al.1997).....	52
<i>Figure III.13</i> : L'effet de la magnitude sur la forme de spectre (Mohraz 1978).....	52
<i>Figure III.14</i> :Spectre de conception ;a)spectre de déplacement $S_d$ , b) spectre de vitesse $S_v$ , c) spectre d'accélération $S_a$ , (copra 1982). ....	53
<i>Figure III.15</i> :Spectre de calcul normalisée à 1.0g.par Newmark et Hall(1973).....	54
<i>Figure III.16</i> :Spectre de conception dépend du site de Seed et al (1976) modifié par ATC-3 (R.Dobry et al 2000). ....	55
<i>Figure III.17</i> :Forme le spectrale pour 5% d'amortissement proposée par Mohraz (1976). ....	55
<i>Figure III.18</i> : Spectre de réponse élastique et inélastique.....	56
<i>Figure III.19</i> : Spectre de capacité (de demande ).....	58
<i>Figure III.20</i> : Interface d'introduction des données.....	60
<i>Figure III.21</i> :Visualisation des enregistrements.....	60
<i>Figure III.22</i> : Mode de construction dans spectre sur Sismospectre.....	61

*Figure III.23 Comparaison avec des spectres cible issu des codes sismiques..... 61*

## **Chapitre IV : Spectre de reponse du code parasismique cas : rpa 99 version 2003.**

*Figure IV.1 : Définition d'un spectre « moyen »  $S_e(T)$  du code parasismique..... 64*

*Figure IV.2: spectre de réponse cas élastique en accélération RPA 99/version 2003 ..... 65*

*Figure IV.3 : carte de zonage sismique de l'Algérie..... 66*

*Figure IV.4 : Allures des spectres d'accélération (RPA 99/version 2003) pour différentes zones sismiques ..... 67*

*Figure IV.5 : Allure des spectres d'accélération RPA 99/version 2003 pour différents coefficients de comportement  $R$ ..... 68*

*Figure IV.6 : Allures des spectres d'accélération RPA 99/version 2003 pour différents amortissement  $\xi$ ..... 69*

*Figure IV.7 : Allures des spectres d'accélération RPA 99/version 2003 pour différents facteurs de qualité  $Q$ ..... 70*

*Figure IV.8 : Allures des spectres d'accélération RPA 99/version 2003 pour différents site d'implantation..... 72*

## **Chapitre V : Etude comparative des structures analysées par spectre réglementaire RPA 2003 et spectre réel. (Cas du séisme de Boumerdès).**

*Figure V.1 : vue en 3D..... 79*

*Figure V.2 : vue en plan ..... 79*

*Figure V.3 : les modes de vibration..... 82*

*Figure V.4 : spectre réglementaire RPA 2003 ..... 83*

*Figure V.5 : les stations qui captés le séisme de Boumerdès 2003 ..... 84*

*Figure V.6 : Les spectres de réponse moyennes d'accélération, vitesse et déplacement avec  $\xi = 7\%$ , pour chaque groupe de signaux ; champ proche ( $R < 20$  km), champ moyen ( $20 < R < 50$  km) et champ lointain ( $R > 50$  km)..... 86*

*Figure V.7 : Les spectres réponse moyens d'accélération pour différents groupes (champ A, B et C), et le spectre réglementaire élastique (RPA 2003) caractérisé par les propriétés de site d'implantation (zone III, site S2, importance d'ouvrage 2,  $Q=1,2$ ,  $\xi = 7\%$ ,  $R= 1$ ). ..... 86*

*Figure V.8 :Le spectre réglementaire inélastiques (RPA2003), et Le spectre de réponse moyen (champs proche) multiplier par le coefficient de ductilité  $\alpha=Q/R=0.343$ ..... 88*

*Figure V.9: le déplacement latéral de chaque étage ..... 89*

*Figure V.10 : comparaison entre le déplacement maximal obtenu par spectre réel et spectre de RPA, selon l'axe (y-y) sous la charge  $E_y$ , selon l'axe(x-x) sous la charge  $E_x$ . ..... 90*

*Figure V.11 :les efforts tranchant pour chaque étages ..... 92*

*Figure V.12 :comparaison entre efforts tranchant obtenu par spectre réel et spectre de RPA, selon l'axe (y-y) sous la charge  $E_y$ , selon l'axe(x-x) sous la charge  $E_x$ ..... 93*

*Figure V.13 : Le spectre réglementaire inélastiques (RPA2003), et Le spectre de réponse*



*moyen (champs proche) et les périodes fondamentaux de chaque structure..... 94*

**Figure V.14** : *vue en 3D et la déposition des voiles pour les structures choisis ..... 95*

**Figure V.15** : *les efforts tranchant à la basse des structures (R+2 ;R+4 ;R+6 ;R+8) pour les deux méthode d'analyse (par spectre RPA et spectre réel ). ..... 96*

**Figure V.16** : *les déplacements latéraux des structures (R+2 ;R+4 ;R+6 ;R+8 ) pour les deux méthodes d'analyse (par spectre RPA et spectre réel ).....97*



# LISTE DES TABLEAUX

---

<i>Tableau I-1 : comparaison entre les différents échelles d'intensité.</i>	8
<i>Tableau I-2 : la comparaison entre Mw et les autres échelles de magnitude</i>	11
<i>Tableau II-1 Caractéristique des séismes choisi pour l'étude</i>	22
<i>Tableau II-2 : Valeurs maximales du mouvement de sol sed séismes choisi pour l'étude</i>	29
<i>Tableau II-3 : Intensité d'Arias des séismes choisis</i>	29
<i>Tableau II-4 : Durée de la phase forte des séismes choisis</i>	31
<i>Tableau III-1 : Valeurs du facteur d'amplification du spectre (Newmark and Hall1973)</i>	54
<i>Tableau IV-1 : Valeur du coefficient d'accélération de zone A</i>	66
<i>Tableau IV-2 Valeurs de <math>\xi</math> (%)</i>	69
<i>Tableau IV-3 : Valeurs de <math>Pq</math></i>	70
<i>Tableau IV-4 : Valeurs de <math>T_1</math> et <math>T_2</math></i>	71
<i>Tableau IV-5 : Classification des sites</i>	71
<i>Tableau V-1 : les données technique de structure</i>	75
<i>Tableau V-2 : pré dimensionnement et vérification des poutres</i>	76
<i>Tableau V-3 : pré dimensionnement et vérification des voiles</i>	76
<i>Tableau V-4: Les différentes conditions à vérifier</i>	77
<i>Tableau V-5 : Pré dimensionnement des éléments d'escalier</i>	77
<i>Tableau V-6 : Evaluation des charges d'exploitations</i>	77
<i>Tableau V-7: les charges permanentes.</i>	77
<i>Tableau V-8 : Calculs des sections des poteaux</i>	78
<i>Tableau V-9 : des périodes et participation massique</i>	80
<i>Tableau V-10 : Centre de masse et de rigidité</i>	80
<i>Tableau V-11 : Pourcentage des charges horizontales reprises par le voile et le portique.</i>	83
<i>Tableau V-12 : Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles et le portique</i>	83
<i>Tableau V-13 : les paramètres de la structure.</i>	83
<i>Tableau V-14 : Liste des accélérogrammes choisi pour le calcul du spectre de réponse à Boumerdes</i>	85
<i>Tableau V-15 : Les déplacements latéraux à chaque étage</i>	88
<i>Tableau V-16 : Les efforts tranchants à chaque étage</i>	91
<i>Tableau V-17 : Caractéristiques des structure étudiées.</i>	94
<i>Tableau V-18 : les résultats obtenus pour chaque structure</i>	96



# Introduction générale

---

## ➤ Introduction

Les règles parasismiques visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis des effets des actions sismiques par une conception et un dimensionnement appropriés, et les dégâts causés par les tremblements de terre récents ont été de bonnes leçons et ont réveillé les consciences, tel que le séisme de Chlef en 1980 et celui de Boumerdès en 2003 qui ont permis au règlement parasismique algérien d'être révisé et mis à jour, en modifiant quelques paramètres de calcul des forces sismiques.

Le RPA 99/2003 décrit en détail deux méthodes de calcul sismique, la méthode statique équivalente et la méthode modale spectrale, la première est une méthode adaptée par la plupart des codes parasismiques et s'applique seulement si la structure est classée régulière selon certains critères, ou bien irrégulière en respectant quelques conditions, la seconde méthode est applicable dans tous les cas, et en particulier, où la méthode statique équivalente n'est pas permise.

L'étude de la réponse des structures aux tremblements de terre, et Le dimensionnement des structures en zone sismique, dans le territoire algérien, souvent, compte sur la méthode Modale spectrale. Ainsi que cette dernier repose essentiellement sur le spectre de réponse de calcul ou spectre réglementaire. Il est ainsi pertinent de s'intéresser aux la méthode de construction de ces spectres, et quels facteurs influençant qui doivent être pris en compte lors la création et l'actualisation de ces spectres.

La sismologie des mouvements forts et la caractérisation des mouvements de sol, ont considérablement progressé au cours des trois dernières décennies. On peut maintenant estimer, avec une précision raisonnable, le mouvement du sol et les formes spectrales à un endroit donné. La magnitude des séismes, la distance à la source, la géologie du site, les caractéristiques de la faille, la durée du mouvement intense, etc. influencent le mouvement du sol et les formes spectrales. Alors que les codes du bâtiment et les dispositions sismiques expliquent certaines de ces influences telles que la géologie du site, la magnitude et la distance, d'autres, telles que les caractéristiques de la faille, la trajectoire et la durée, nécessitent des études complémentaires avant de pouvoir être mises en œuvre

Dans cette étude, nous allons comparer les résultats donnés par les spectres suivants :

- Le spectre de calcul associé à la méthode modale des RPA99 version 2003 ;
- Spectre générer à partir des enregistrements sismiques réels d'un site bien défini.

Nous avons procédé ensuite à une étude paramétrique qui compare les résultats obtenus en utilisant la méthode modale spectrale avec un spectre règlementaire, et méthode modale spectrale avec un spectre réel sur des structures étudiées et enfin nous avons établi une comparaison des résultats obtenus.

### ➤ **Problématique**

Le spectre de réponse est largement utilisé dans la conception sismique des structures. Les codes parasismiques récents recommandent des amplifications d'accélération en termes de coefficients sismiques, qui tiennent compte de la géologie du site, de l'intensité de tremblement et de la distance, ainsi qu'ils recommandent des coefficients réducteurs, qui estiment l'efforts réduit par le comportement non linéaire de structure. Pour la construction de spectres de conception et le calcul des forces latérales de conception. Cela a soulevé nos questions à ; la manière dont les spectres de réponse génèrent et leur application aux conceptions de structures et quel sont les recommandations de code RPA 99/2003 pour tenir compte ces facteurs influencés sur le spectre de réponse. et quelles sont les limites de son utilisation.

Le but est de participer à l'élaboration de spectre de calcul qui soient plus réalistes et plus représentatifs des conditions de site, l'idéal pour le concepteur serait de disposer de spectre spécifique à chaque région du pays et pourquoi pas à chaque ville !

Le sujet s'intéresse particulièrement à la région de Boumerdès

### ➤ **Objectif**

L'objectif de ce travail est de fournir un spectre de réponse moyen générés à partir des signaux sismiques réels, par une procédure assure que ce spectre calculé doit être compatibles avec le niveau de risque sismique défini et ils doivent tenir compte de la nature du mouvement du sol prévu sur le site, et tenir compte le comportement non linéaire de la structure. Aussi bien répondre aux questions ci-dessus.

### ➤ **Organisation du mémoire**

Le contenu de ce mémoire est réparti en cinq chapitres : dans le premier chapitre on expose des généralités sur les séismes, dans le deuxième chapitre on présente quelques paramètres de traitement de signal sismique en utilisant les enregistrements de Boumerdès 2003, Loma Preita 1989, Northridge 1994, Imperial Valley 1940 et Chi-Chi 1999. Dans le troisième chapitre nous montrons la méthode de conception d'un spectre de réponse et les facteurs qui affectent ses variations. Dans le chapitre qui suit nous allons faire une présentation du spectre réglementaire du RPA99 version 2003 avec une étude paramétrique du spectre règlementaire et enfin dans le dernier chapitre on va faire une étude comparative entre des structures analysées par le spectre élastique de RPA (2003) et celui calculé par les données réelles.



# CHAPITRE I

## GENERALITES SUR LES SEISMES

---

### I.1 Introduction :

Un tremblement de terre correspond à une vibration transitoire du sol provoquée par une libération soudaine de l'énergie de déformation accumulée dans la croûte terrestre ou dans la couche sous-jacente appelée manteau, Il est responsable de la destruction des villes entières, Cela pose un ultime défi aux spécialistes de génie parasismique et aux ingénieurs en génie civil de concevoir des bâtiments, des ponts des barrages capables de résister aux forces dévastatrices engendrées par le séisme.

Le séisme reste le mode d'excitation dynamique dominant, l'estimation de l'efforts engendrée par cette excitation commence par la connaissance détaillée de l'action et l'aléa sismique : naissance du séisme, localisation des failles, formation et propagation des ondes.

### I.2 Notion sur les séismes :

#### I.2.1 Naissance des séismes :

##### ➤ Les séismes naturels :

La plupart des tremblements de terre de causes naturelles prennent naissance dans la croûte terrestre, qui mesure entre 60 et 100 km d'épaisseur. Grâce à la théorie de la tectonique des plaques terrestres proposée dans les années 60, On peut admettre une explication du phénomène sismique. Cette théorie indique que la croûte terrestre formée d'une dizaine de plaque, Ces plaques bougent de 1 à 15 cm par année. En général on note trois types de mouvement : latéral, divergent, subduction. Selon cette théorie les séismes surviennent principalement aux frontières de ces plaques.

La théorie élastique de H.F Reid 1906 impose que, lorsque les contraintes s'accumulent par le mouvement (glissement) graduel de la croûte terrestre dépasse la résistance de la roche, la croûte terrestre reprend soudainement une position libre, sans contrainte. Ce relâchement de la croûte terrestre engendre une dissipation d'énergie soudaine sous forme d'ondes sismiques. Ces ondes se propagent à travers la terre dans toutes les directions, causant ainsi un tremblement de terre.

##### ➤ Les séismes induits :

Certaines activités humaines influencent l'amplitude et la distribution des contraintes dans l'écorce terrestre qui, dans certains cas, engendrent des tremblements de terre importants. Ces séismes induits proviennent entre autres de : l'exploitation de mines souterraines, l'exploitation de carrières de grande envergure, l'injection à haute pression de fluides pour la génération d'énergie géothermique, la production pétrolière et les explosions nucléaires souterraines, la mise en eau de réservoirs artificiels. Parmi ces activités, la mise en eau de réservoirs artificiels est responsable des séismes induits les plus importants. Ces séismes peuvent atteindre une magnitude 6 sur l'échelle de Richter. Jusqu'à maintenant, on a enregistré dans le monde plus de 70 tremblements de terre



induits par la mise en eau de réservoirs de barrages. (Filiatrault, 1996)

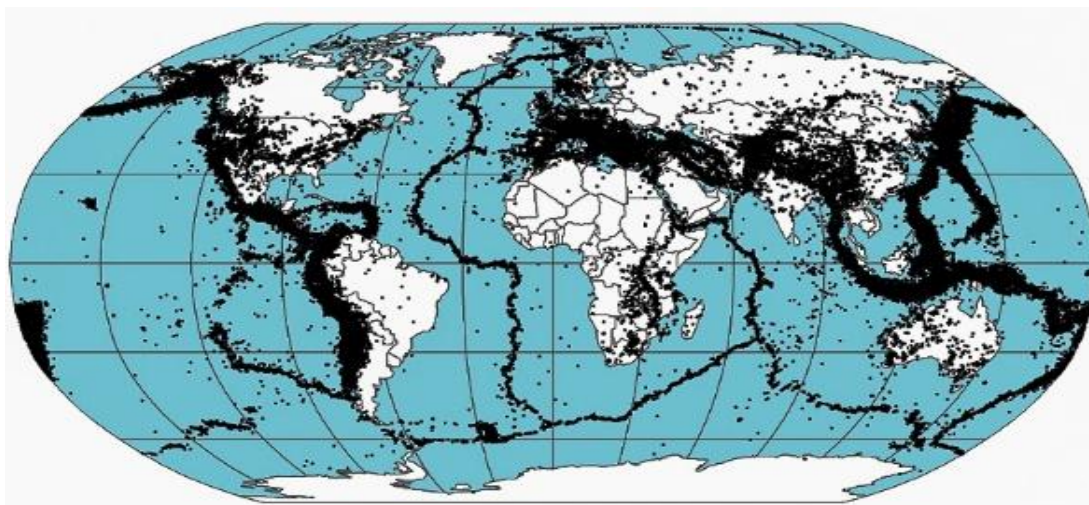


Figure I.1 : Détermination préliminaire de l'épicentre pour 358 214 événements sismique 1963-1998

## I.2.2 Les ondes sismiques :

La secousse sismique se propage sous forme d'ondes dans toutes les directions, qui, compte tenu de l'hétérogénéité du sol, On peut illustrer facilement cette notion avec l'image de la pierre jetée dans l'eau, La connaissance des caractéristiques des différents types d'ondes et leur condition de propagation permet de comprendre leur action sur les structures. On distingue deux types principaux des ondes.

### I.2.2.1 Les ondes de volume :

Elles se propagent dans la masse terrestre depuis la source, On distingue :

#### Les ondes primaires (P) :

Ces ondes se propagent, dans la croûte terrestre, avec une vitesse de 6 à 8 Km/s et s'accompagnent d'un changement de volume (compression et dilatation alternée). Elles sont dites longitudinales, sont généralement à haut fréquence, ce type d'ondes induit un mouvement vertical (pompage) dans les ouvrages.

#### Les ondes secondaires (S) :

Ces ondes se propagent, dans la croûte terrestre, avec une vitesse d'environ 3 à 5 Km/s et s'accompagnent d'une distorsion dans le plan perpendiculaire à la direction de propagation, provoquant un cisaillement. Ce type d'ondes introduit un mouvement horizontal dans les ouvrages. Les ondes transversales ne peuvent se propager dans les milieux liquides ou gazeux. Elles apparaissent en second lieu.

### I.2.2.2 Les ondes de surface

Elles sont générées par l'arrivée des ondes de volumes à la surface du globe. Plus le séisme est profond, moins elles sont puissantes, elles concernent les couches superficielles des sols.

#### Les ondes de love (L) :

Pour ces ondes les particules se déplacent horizontalement et perpendiculairement à la direction de propagation. Elles provoquent une secousse horizontale, qui est la cause de nombreux dégâts aux fondations des édifices, elles arrivent en troisième position après les ondes S et P. Les ondes de Love se propagent à environ 4 km/s, elles sont plus rapides que les ondes de Rayleigh.

#### Ondes de Rayleigh (R) :

Elles résultent d'une combinaison d'ondes P et S, ainsi leur déplacement est complexe, un mouvement à la fois horizontal et vertical (elliptique), et les vibrations résultantes se font dans un plan parallèle à la direction de propagation. Les ondes de Rayleigh sont plus lentes que celles de love, elles arrivent généralement en quatrième

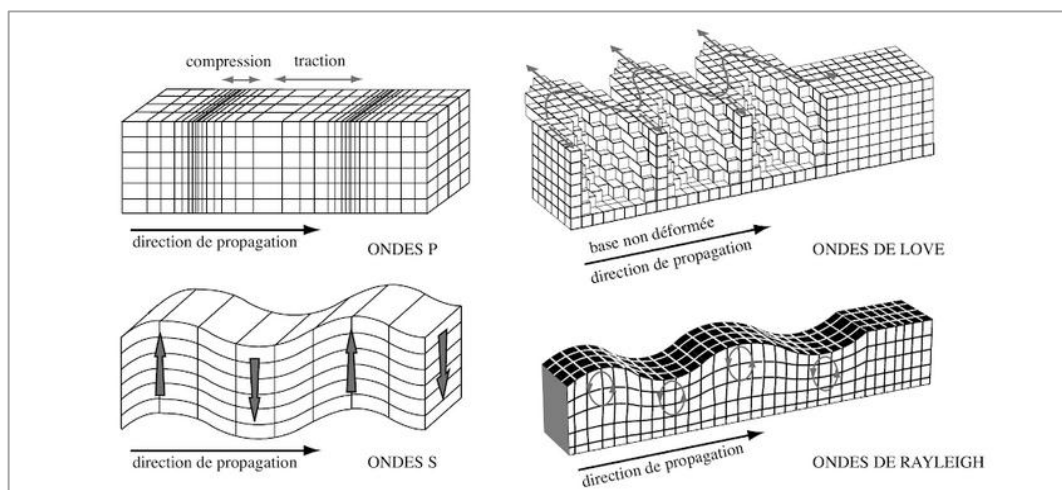


Figure I.2 : Schéma des différents types d'ondes sismiques

position.

### **I.2.3 Paramètres de source sismique**

- **L'hypocentre :** L'hypocentre est le point d'initiation de la rupture sismique qu'on appelle le foyer. De ce point sont émises les premières ondes P et S dont les temps d'arrivée aux stations sismologiques permettent de localiser sa position.
- **L'épicentre :** L'épicentre se trouve à la verticale de l'hypocentre, en surface. Il est déterminé après un séisme par localisation, notamment en exploitant les enregistrements réalisés par les sismographes de la région concernée
- **La profondeur focale :** la distance verticale entre l'hypocentre et l'épicentre.

- La distance épacentrale et la distance à l'hypocentre sont présentés dans la

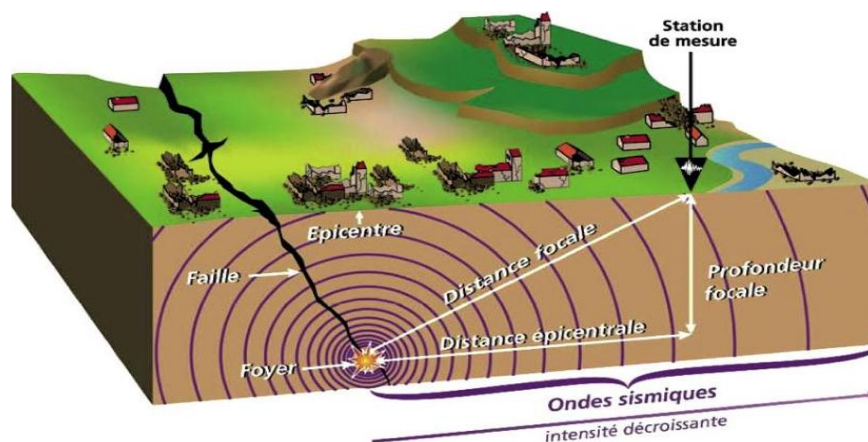


figure suivante.

#### I.2.4 Mécanismes de rupture au foyer (Les failles) :

Une faille est une Fracture (Cassure) des matériaux de l'écorce terrestre, cette fracture accompagnée un glissement (déplacement) d'un bloc par rapport à l'autre.

D'après des recherches faites sur les séismes, les géophysiciens ont constaté qu'un nombre assez important de ces derniers se produit aux voisinage des failles actives connues, autrement dit, le jeu de failles est l'une des causes principales qui engendre un séisme, d'une part, et d'autre part la majorité des séismes s'accompagnent d'une naissance des cassures du terrain géologique, suivie d'un mouvement relatif des plaques.

Les failles sont classées en trois types principaux (figure I.4) suivant la nature de la déformation tectonique et la direction du mouvement relatif des blocs séparés par le plan de faille. (Matibet, 2003).

- **Faille normale** : Elle correspond à une tectonique d'extension, un des blocs descend par rapport à l'autre sur un plan de faille incliné, produisant un allongement des deux blocs
- **Faille inverse** : Comme son nom indique, et contrairement à la faille normale. Elle a une tectonique de compression qui fait montée un bloc sur l'autre le long d'un plan de faille incliné.
- **Faille de décrochement** : C'est un mouvement de coulissage horizontal des deux blocs l'un par rapport à l'autre, correspondant à une tectonique de cisaillement dans un plan horizontal : le décrochement peut être senestre c'est-à-dire qu'un observateur placé l'un des blocs voit le mouvement relatif de l'autre bloc s'effectuer vers sa gauche, ou dextre dans le cas contraire.

Dans la majorité des cas, le mouvement des failles ne correspond pas exactement à

l'un de ces trois types, mais se présente une combinaison de deux composantes, l'une décrochement et l'autre normal ou inverse.

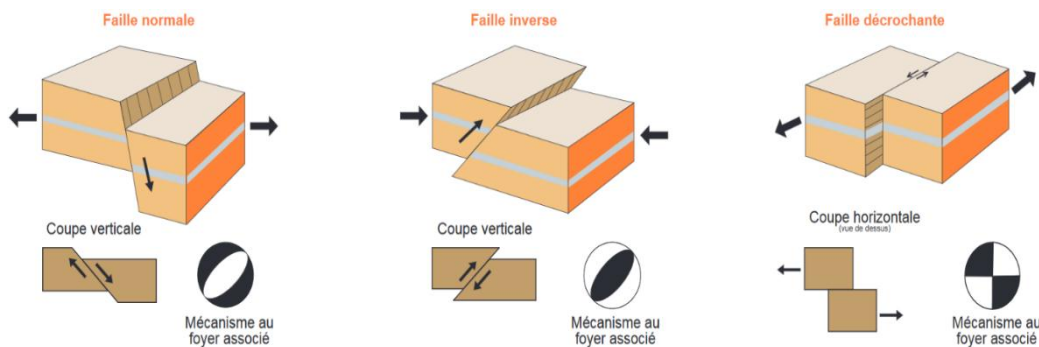


Figure I.4 : Schéma représente les trois principaux mécanismes de rupture au foyer

### I.2.5 Mesure de la taille de tremblement de terre

#### I.2.5.1 L'intensité :

L'intensité d'un séisme est une mesure subjective déterminée par les sens humains et par les effets du mouvement du sol sur les structures et les êtres vivants. Il est mesuré sur une échelle d'intensité. De nombreuses échelles d'intensité ont été proposées et sont utilisées dans différentes parties du monde. Quelques échelles plus anciennes sont l'échelle Gastaldi (1564), l'échelle Pignafaro (1783) et l'échelle Rossi-Forel (1883).

Le dernier, qui compte dix grades, est encore utilisé dans certaines régions d'Europe. L'échelle Mercalli – Cancani – Sieberg, développée à partir des échelles Mercalli (1902) et Cancani (1904), est encore largement utilisée en Europe occidentale. Une échelle de Mercalli modifiée comportant 12 grades (une modification de l'échelle de Mercalli – Cancani – Sieberg proposée par Neuman, 1931) est maintenant largement utilisée dans la plupart des régions du monde. L'échelle MSK (Medved-Sponheuer-Karnik) à 12 niveaux (1964) visait à unifier les échelles d'intensité à l'échelle internationale et avec l'échelle d'intensité à 8 degrés (JMA, Japan Meteorological Agency) utilisée au Japon

Tableau I-1 : comparaison entre les différentes échelles d'intensité.

MSK 1964	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
EMI*	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
MERCALLI MODIFIÉE 1956	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
JAPON	0	I	II	III	IV	V	VI	VII				
URSS	I	II	III	IV	V	VI	VII	VIII	IX	X	XI	XII
accélération maximale moyenne** du sol en g	0,002	0,004	0,008	0,015	0,03	0,06	0,13	0,25	0,50	1	2	4

(Datta, 2010)





### I.2.5.2 La magnitude :

Si on veut comparer la taille et l'énergie libérée par les séismes dans le monde, il faut une mesure qui ne dépend pas, comme l'intensité, de la densité de population et du type de construction. Une échelle strictement quantitative pouvant être appliquée aux tremblements de terre dans les régions habitées et inhabitées a été créée en 1931 par Wadati au Japon et développée par Charles Richter en 1935 en Californie. (*Naeim, 2001*)

La magnitude, indicateur à fort impact médiatique, est un paramètre qui est très fréquemment utilisé aujourd'hui. Pour un même séisme, il est un fait que la valeur de la magnitude varie suivant le pays et l'institut qui la fournit, un même institut pouvant d'ailleurs fournir plusieurs valeurs distinctes de magnitudes (*Beldjoudi, 2011*)

#### ▪ La magnitude locale $M_L$ :

La magnitude locale correspond à la formulation originale proposée par *Richter, (1935)* pour des événements locaux en Californie du Sud. La  $M_L$  est définie comme le logarithme de l'amplitude maximale obtenue à partir de l'enregistrement d'un événement sismique à l'aide d'un sismographe de torsion Wood-Anderson situé à 100 km de l'épicentre du séisme. Ce sismographe doit avoir une période naturelle de 0,8 s, un grossissement de 2800 et un coefficient d'amortissement de 80% de l'amortissement critique. La taille relative des événements est calculée par comparaison avec un événement de référence.

$$M_L = \text{Log } A - \log A_0 \quad (\text{I.1})$$

$$M_L = \log A - 2.48 + 2.76 \log \Delta \quad (\text{I.2})$$

$$M_L = a + b \log T \quad (\text{I.3})$$

A : est l'amplitude de trace maximale en microns enregistrée sur un sismomètre court standard

$A_0$  : est une valeur standard en fonction de la distance où la distance est <100 km

T : La longueur Coda est définie comme la durée totale du signal en secondes

a et b : sont des constantes, et  $\Delta$  : est la distance épacentrale.

#### ▪ La magnitude des ondes de volume $M_b$ :

Bien que la magnitude locale soit utile, les limitations imposées par le type d'instrument et la plage de distance le rendent peu pratique pour la caractérisation globale de la taille d'un séisme. *Gutenberg & Richter, (1956)* ont proposé La magnitude des ondes de volume  $M_b$  basé sur l'amplitude de l'onde compressive P, avec des périodes de l'ordre de la seconde. La magnitude est basée sur les premiers cycles de l'arrivée de l'onde P et est donnée par (*Datta, 2010*):

$$M = \log (A/T) + Q (h, \Delta) \quad (\text{I.4})$$





A est l'amplitude du déplacement du sol à la station et T est sa période correspondante.

Q (h, Δ) est la fonction de correction de l'effet de distance et l'effet de la profondeur obtenus sur des abaques.

▪ **La magnitude des ondes de surface ( $M_s$ ) :**

La magnitude des ondes de surface a été proposée par *Gutenberg & Richter (1944)*, à la suite d'études détaillées. Sur les stations long période ( $T \geq 20s$ ) situées à 600 km et plus, les sismogrammes de séismes superficiels sont dominés par les ondes de surface (~ 0.05 Hz). Les amplitudes de ce type d'onde dépendent de la distance différemment des amplitudes des ondes de volume. Les amplitudes des ondes de surface sont fortement affectées par la profondeur de l'hypocentre. Les séismes profonds ne génèrent pas des amplitudes importantes des ondes de surface. La magnitude des ondes de surface est donnée par la relation (*Beldjoudi, 2011*) :

$$M_s = \log A_{20} + 1.66 \log \Delta + 2.0 \quad (I.5)$$

$A_{20}$ : est l'amplitude des ondes de surface de période 20 secondes (Généralement c'est l'amplitude des ondes de Rayleigh de la composante verticale qui est utilisée).

▪ **La magnitude du moment sismique ( $M_w$ ) :**

Le moment sismique ( $M_0$ ) est une meilleure mesure de la taille d'un séisme important. Il est le plus intrinsèquement représentative de la dimension réelle du séisme. La rupture le long d'une faille implique des forces égales et opposées, qui produisent un couple. Le moment sismique est donné par la relation suivante :

$$M_0 = G * U * A \quad (I.6)$$

Avec :  $G$  est le module de cisaillement en (N/m<sup>2</sup>),  $A$  est la surface de rupture en m<sup>2</sup>, et  $U$  est le glissement moyen sur la faille lors du séisme en (m)

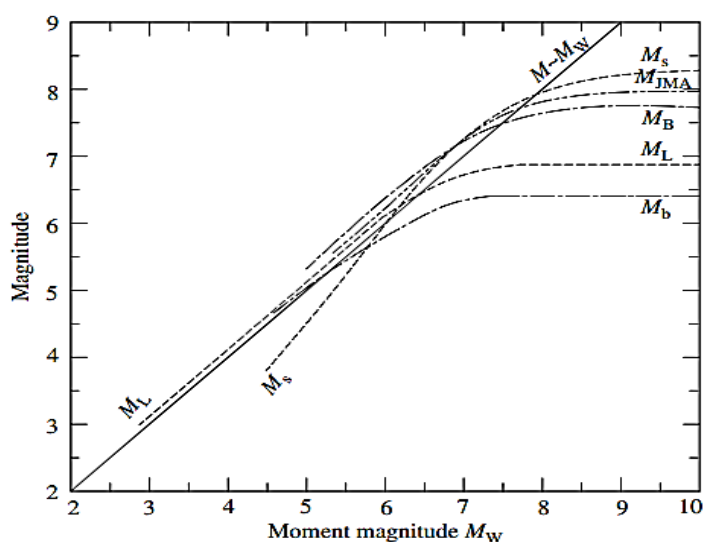
Le moment sismique est mesuré à partir de sismographes utilisant des ondes de très longue période pour lesquelles même une faille avec une très grande surface de rupture apparaît comme une source ponctuelle. Le moment sismique étant une mesure de l'énergie de déformation libérée par toute la surface de rupture, une échelle de magnitude basée sur le moment sismique décrit le plus précisément la taille des plus grands séismes. *Kanamori (1977)* a conçu une telle échelle, appelée Moment Magnitude,  $M_w$ , qui est liée à un moment sismique comme suit (*Datta, 2010*) :

$$M_w = \frac{2}{3} \log M_0 - 6 \quad (I.7)$$

La figure (I.5) montre la comparaison de toutes les échelles de magnitude, on remarque que toutes les échelles sont saturées pour les grands séismes devant la magnitude de moment. Il est évident que  $M_b$  commence à saturer à  $M_b$  5,5 et complète à 6,0. La  $M_s$  ne sature pas avant environ 7,25 et elle est complètement saturée à 8,0.  $M_L$  commence à saturer à environ 6,5. En raison de cette saturation, il est difficile de relier un type de magnitude à un autre supérieur à 6. Jusqu'à une valeur de 6, on peut généralement considérer que  $M_w = M_L = M_b = M_s = M$ . Au-delà de 6, il est préférable

de spécifier le type de magnitude. Cependant, en génie parasismique, de nombreuses relations empiriques et alternances sont utilisées sans mention spécifique du type de magnitude. La magnitude est simplement désignée par  $M$  (ou  $m$ ). Dans de tels cas, aucun type spécifique ne doit être associé à la magnitude. Il est souhaitable d'avoir une mesure de magnitude qui ne souffre pas de cette saturation.

Comme il est indiqué dans le (tableau I-2) les magnitudes  $M_L$ ,  $M_b$ ,  $M_S$  sont l'imité par des périodes donnés, la magnitude local est applicable les séismes à cour distance, elle étant basée sur des amplitudes assez haute fréquence (0.01- 1 Hz), elle sature rapidement (sous-estimation de la magnitude dès la magnitude 5.5). La magnitude des ondes de surface  $M_b$  est valable pour des ondes sismiques qui ont une période limitée entre (1- 5) seconde, elle est applicable pour les séismes profonds. La magnitude des ondes de surface  $M_S$  est applicable pour toutes les distances mais sur les ondes de Rayleigh. Pour la valeur de magnitude de moment  $M_W$ , liée au moment sismique, elle



est applicable dans tous les cas.

Tableau I-2 : la comparaison entre  $M_w$  et les autres échelles de magnitude

Symbol	Magnitude	Application	Période(s)
$M_L$	Locale (Richter)	Séisme à courte distance.	0.01 – 1.0
$M_b$	D'onde de volume	Séismes profond	1.0 – 5.0
$M_S$	D'onde de surface	Toutes les distances mais les ondes de Rayleigh	20
$M_W$	De moment sismique	Liée au moment sismique	/

Figure 1.5 : la comparaison entre  $M_w$  et les autres échelles de magnitude



### **I.3 Les effets induits :**

Les mouvements vibratoires de fort niveau sont susceptibles d'induire dans les sols des déformations irréversibles résultant de plusieurs processus mécaniques, parmi ces processus il y a :

#### **I.3.1 Liquéfaction :**

La liquéfaction est un phénomène géologique et géotechnique qui a été étudié pour la première fois, lors du séisme de Niigata (Japon) en 1964, Depuis ce cas, la liquéfaction est considérée comme un phénomène important à prendre en considération dans les projets d'urbanisme en zones sismiques. Physiquement, trois conditions sont nécessaires pour qu'il y ait liquéfaction, (i) présence de couches de sables fins lâches (diamètre de 0.5 à 1 mm) à des profondeurs généralement inférieures à 12 m, (ii) présence d'eau, (iii) une forte secousse sismique. Ces causes mènent à la réduction du frottement entre grains, qui peut aller jusqu' à la perte totale de la capacité de résistance au cisaillement.

#### **I.3.2 Glissements de terrain :**

Les glissements de terrain sont parmi les phénomènes géologiques qui accompagnent les secousses sismiques majeures, ils peuvent se produire en mer ou sur le continent à des distances parfois importantes de l'épicentre, Les glissements de terrain sont défini, comme le déplacement d'une masse de terrains meubles ou rocheux au long d'une surface de rupture par cisaillement qui correspond souvent à une discontinuité préexistante, peut varier de quelques mètres cubes à des centaines, voire à des milliers ou des millions de mètres cube. Ils provoquent des modifications sur le paysage et peuvent détruire des édifices et des constructions et causent parfois des décès.

#### **I.3.3 Les tsunamis :**

Les tsunamis, appelés autrefois raz de marée, sont des vagues résultant de la mise en mouvement rapide d'un grand volume d'eau, les séismes constituent la cause la plus fréquente des tsunamis soit directement (mouvements tectoniques) soit indirectement (glissements de terrains sous- marins induits), les séismes de subduction en particulier sont les principaux responsables des grands tsunamis du pacifique, Ce phénomène provoque une formation d'onde en surface de l'eau (vague), Cette vague se propage depuis la zone épicerale sur des centaines de km, sa hauteur peut atteindre la dizaine de mètres pour des séismes majeurs. Le tsunami est l'effet du déferlement de cette vague sur la côte, destruction des constructions, entrainement de bateaux à l'intérieur des terres.

#### **I.3.4 Les éboulements et les chutes de blocs :**

Les chutes de blocs et les éboulements sont des phénomènes rapides ou événementiels, qui mobilisent des blocs de roches plus ou moins homogènes depuis un sommet ou une pente, avec l'air pour milieu principal de transport et produisant leur dépôt sur une aire plus ou moins large au pied de la pente. Ils consistent en la chute libre ou le roulement au départ, après rupture, de blocs formés par fragmentation, le mouvement pouvant ensuite se poursuivre par une série de rebonds de hauteur

décroissante (dans le cas d'une pente régulière).

## I.4 Le risque sismique :

Les centres urbains densément peuplés aux mondes sont vulnérable aux tremblements de terre. Le risque sismique associé à une région donnée est un produit de l'aléa sismique (probabilité qu'un tremblement de terre se produise, causant un certain niveau de tremblement de sol) multiplié par la vulnérabilité structurelle des structures bâties.

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

En moyenne, 10 000 personnes meurent chaque année à cause des tremblements de terre. Une étude de l'UNESCO fait état de 10 000 000 000 USD de dommages causés par les séismes entre 1926 et 1950. En Asie centrale, dans cet intervalle, deux villes et 200 villages ont été détruits. Depuis lors plusieurs villes, dont Ashkhabad (1948), Agadir (1960), Skopje (1963), Managua (1972), Gemona (1976), Tangshan (1976), Mexico (1985), Spitak (1988), Kobe (1995), des villes de Turquie et de Taiwan (1999) et des centaines de villages ont été gravement endommagés par des tremblements de terre. Les écrits historiques témoignent de la longue inquiétude de l'homme face aux risques sismiques. (*Naeim, 2001*)

La majorité des séismes se produisent dans deux régions particulières du globe la ceinture de feu : Amérique du Sud, côte californienne, Alaska, Japon, Formose, Philippines, Nouvelle-Zélande et la ceinture alpine Méditerranéenne, nord de l'Inde, Indonésie (*Filiatrault, 1996*).

### I.4.1 La prévention du risque sismique :

La prévention du risque sismique est une mission à moyen terme. Il faut tout d'abord évaluer l'aléa sismique et ensuite diminuer la vulnérabilité. Idéalement, les mesures suivantes vont être entreprises :

- ✓ L'installation d'un réseau de stations sismiques suffisamment dense dans les régions à risque.
- ✓ Une bonne connaissance géologique régionale et locale.
- ✓ L'observation détaillée des failles actives.
- ✓ Une bonne évaluation de la sismicité historique, en particulier dans les régions à activité modérée.

Ces informations contribuent à l'élaboration et la mise à jour des cartes d'aléa sismique régionales. Elles sont aussi utiles aux mesures de microzonation locale qui sont essentielles dans les zones à risque élevé.

### I.4.2 L'étude d'aléa séismique :

Un aléa sismique sur un site est défini comme une estimation quantitative du tremblement de sol le plus probable sur le site. Il peut être obtenu soit par une approche déterministe, soit par une approche probabiliste. Les tremblements de terre possibles peuvent être représentés par l'accélération maximale du sol, la vitesse maximale du sol ou les ordonnées du spectre de réponse. Quelle que soit l'approche ou la représentation

des secousses au sol, l'analyse d'aléa sismique nécessite la connaissance de certains facteurs importants dans le voisinage du site. Ils incluent des preuves géologiques de sources sismiques, d'activité de faille, de longueur de rupture de faille, de sismicité historique et instrumentale.

Les données sur les séismes passés, concernant, la relation entre la longueur de rupture de la faille et la magnitude d'un séisme fournissent des informations précieuses pour la prévision de la magnitude des séismes futurs et, par conséquent, aident à l'analyse des risques sismiques. Les archives historiques des séismes et des mouvements du sol enregistré sur une base instrumentale d'un site fournissent également des informations précieuses sur les sources potentielles de séismes futurs à proximité du site.

### I.4.3 La vulnérabilité :

Vulnérabilité sismique est la probabilité d'endommagement des structures existants en cas de séisme. Cette vulnérabilité peut être due à plusieurs facteurs : la géométrie inadaptée, la faiblesse du contreventement et l'emploi de matériaux fragiles en sont les principales causes. La conformité aux règles de construction parasismique est un bon moyen de diminuer la vulnérabilité au séisme.

## I.5 L'activité sismique en Algérie :

Le nord algérien est caractérisé par une sismicité qui est causée par l'affrontement des plaques Africaine et eurasiatique, Cette sismicité se matérialise généralement par des séismes modérés à faibles quoique parfois des séismes violents puissent se produire. Il est indiqué que l'Atlas tellien en Algérie, qui fait partie de la frontière de plaques en Méditerranée occidentale est une des régions les plus actives sismiquement rappelant les séismes dévastateurs tels que ceux d'Alger (1716), 20.000 morts, d'Oran (1790), 3.000 morts, ou Blida (1825), 7.000 morts. Durant les 60 dernières années, pas moins d'une quinzaine de séismes dommageables ont frappé l'Algérie : El Asnam (1954, 6.7 degrés, 1.243 morts et 1980, 7.2 degrés, 2.633 morts), Boumerdés (2003, 6.8 degrés, 2.278 morts) La sismicité de l'Algérie est caractérisée par des séismes superficiels, elle est localisée dans les 20 premiers kilomètres (*Figure I.6*) ce qui les rend plus dangereux et perceptibles par la population (*Beldjoudi, 2011*).

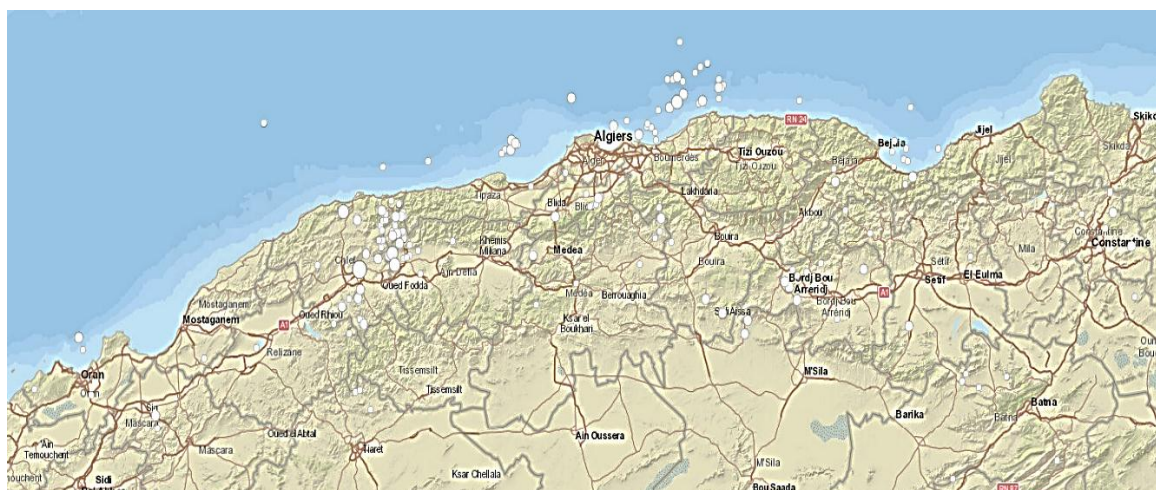


Figure I.6 : La sismicité historique du nord d'Algérie (1900-2015) (USGS, s.d.).



## I.6 Conclusion :

La majorité des séismes sont dus à des causes tectoniques. Ces séismes surviennent aux frontières des plaques tectoniques, là où d'énormes contraintes s'accumulent et se libèrent sous forme de plusieurs types d'ondes sismiques ; les ondes de volume primaires de compression ou secondaire de cisaillement, qui propagent jusqu'à la distance  $1/D$ , les ondes de surface de Love ou de Rayleigh qui propagent jusqu'à la distance  $1/\sqrt{D}$ , avec  $D$  est la distance de l'hypocentre, ce qui conduit à un ébranlement transitoire et passager.

Les échelles de magnitude permettent de comparer la taille des séismes dans le monde. Contrairement aux échelles d'intensité, elles ne s'appliquent qu'aux zones densément peuplées.

Les secousses résultantes par le séisme conduisent à d'autres phénomènes qui menacent la stabilité des ouvrages et des structures. Il faut prendre en considération ces phénomènes induits (liquéfaction du sol ; le glissement de terrain ; les tsunamis...etc.), lors d'étude et de conception d'un projet.

Les études d'aléa et de risque sismiques sont nécessaires pour la compréhension du potentiel destructeur des séismes qui peuvent entraîner des pertes en vies humaines, ainsi que des pertes sociales et économiques.

On peut dire que le tremblement de terre en tant que phénomène naturel indépendant, dans très peu de cas, présente une menace à l'homme. Il est un phénomène hasardeux primordialement. Par conséquent, les tremblements de terre sont d'intérêt spécial pour le géophysicien l'ingénieur de structure travaillant dans des régions sismiques.



## CHAPITRE II

# TRAITEMENT DES SIGNAUX SISMIQUES

---

### II.1 Introduction :

Le traitement de signal sismique est une discipline technique s'appuyant sur les ressources de la physique et de l'électronique et de l'informatique., Il a pour objet l'élaboration ou l'interprétation des accélérogrammes, et d'extraire toutes les informations utilisées dans le domaine du génie civile.

Plusieurs méthodes et procédures de traitements des signaux sismiques sont proposées à travers les différents travaux de recherches, mais il reste impossible d'identifier un traitement optimal, et universel (Borre et al, 2005), valable pour n'importe quel signal sismique, du moment que ces chercheurs notent que les procédures de traitement doivent être appréciées par les utilisateurs. Ainsi, elles dépendent du domaine de leurs applications.

Dans ce chapitre nous commençons d'abords par définir la méthode et les appareils utilisées pour enregistrer les données d'un mouvement sismique, puis on passe à la présentation de quelques paramètres jugés utiles pour visualiser les paramètres de nocivités et spectrales pour les séismes : Boumerdès 2003, Loma Preita 1989, Northridge 1994, Imperial Valley 1940 et CHI-CHI 1999.

### II.2 Enregistrement de mouvement sismique :

#### II.2.1 Sismographe :

L'appareil qui enregistre les ondes sismiques, permettant de localiser les séismes et de calculer leur magnitude s'appelle un sismographe (FigureII.4). Les sismographes actuels, qui sont des instruments de très haute précision capables de détecter des mouvements extrêmement faibles, doivent en général être maintenus dans des conditions de température et de pression contrôlées.

Le principe de fonctionnement de l'instrument est simple, comme il est indiqué à la figure (II.1), il repose sur l'oscillation d'un pendule soumis au mouvement du support, un stylo fixé à la pointe d'un pendule oscillant. Le support est en contact étroit avec le sol. Tout mouvement horizontal du sol provoquera le même mouvement du support et du tambour. En raison de l'inertie de la masse dans laquelle le stylo est attaché, un mouvement relatif de la masse inerte par rapport au support aura lieu. Le mouvement relatif de la masse inerte peut être contrôlé en fournissant l'amortissement à l'aide d'un aimant autour de la corde. La trace de ce mouvement relatif peut être tracée en fonction du temps si le tambour (cylindre enregistreur) tourne à une vitesse constante (*Datta, 2010*).

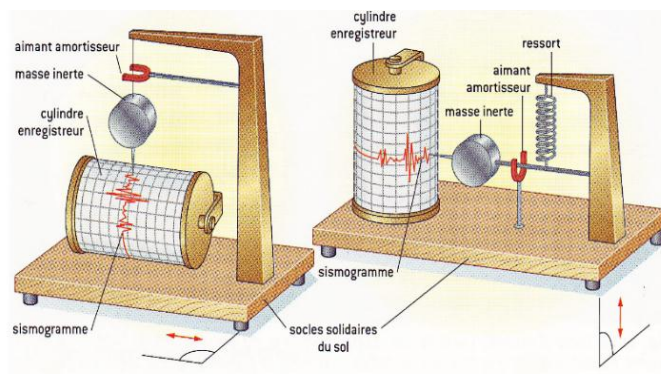


Figure II.1 : Principe d'un sismographe

### II.2.2 Accéléromètre :

Pour les travaux de recherche sur les mouvements sismiques forts et pour les applications orientées vers le génie civil, on utilise les accéléromètres (Figure II.5), ces appareils enregistrent directement l'accélération très forte du sol au voisinage de la source sismique, qui sont des appareils qui ont le même principe des sismographes, mais avec des caractéristiques intrinsèques ne permettant de capter que les mouvements grande accélération, (plus de 0.05g).

L'utilisation d'accéléromètres est très intéressante pour déterminer mouvements sismique forts du sol en raison (Javelaud,2016) :

- Du nombre important d'instruments installés à l'échelle mondiale ;
- De leur répartition : en surface, dans les structures ou au fond de puits, mais également sur le plancher océanique ;
- de la facilité d'accès aux données, souvent libre et gratuit ;
- de leur haute fréquence d'échantillonnage, habituellement 100 à 200 Hz.

#### Remarque :

- ✓ Les accéléromètres conçus pour la mesure du mouvement fort peuvent être utilisés pour calculer le déplacement du sol par double intégration du signal enregistré. Comme les sismomètres. Ils sont sensibles à la rotation de l'instrument pendant le séisme, et présentent des limitations instrumentales.
- ✓ Les deux instruments enregistrent le mouvement du sol selon deux directions : Horizontale (Nord-Sud ; Est- West) et Verticale.

### II.2.3 Les deux termes importants du séismographe et de l'accéléromètre :

- **La plage dynamique (dynamic range) :** c'est le terme qui dénote l'amplitude maximale et minimale du signal enregistré. Il est défini comme le plus haut niveau récupérable / le plus petit niveau récupérable, décrit habituellement par [db].
- **Caractéristique de fréquence :** c'est le terme qui dénote les fréquences qu'on veut enregistrer. Il aide à filtrer et à corriger les signaux.

Nous pouvons contrôler la valeur de ces deux termes en modifiant les caractéristiques intrinsèques de notre instrument d'enregistrement (l'amortissement, la période...).

### II.2.4 Les réseaux sismiques en Algérie :

Réseaux sismologiques : Un ensemble de sismographes qui permettent de mesurer le déplacement. En Algérie ce réseau est gérés par le CRAAG.

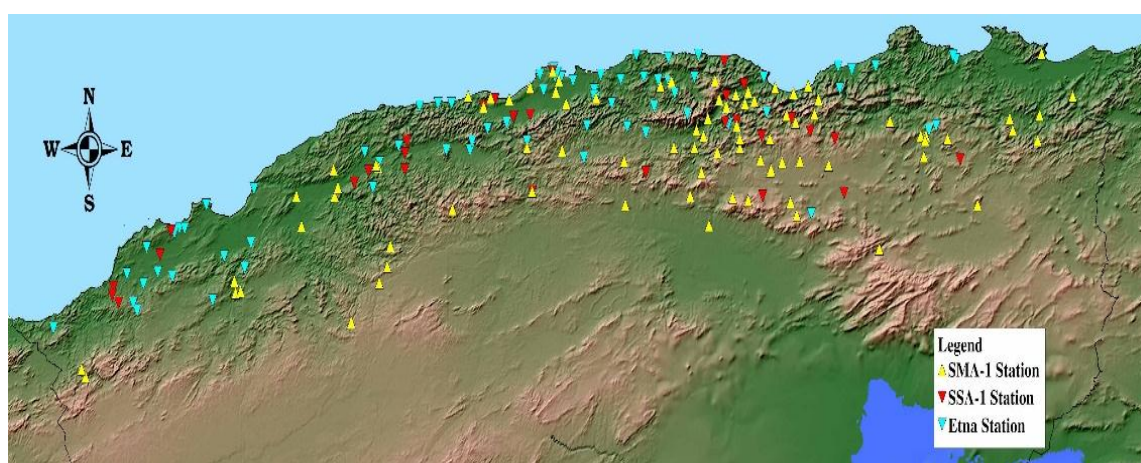
Réseaux accélérométrique : Un ensemble d'accélérographes qui permettent de mesurer l'accélération. En Algérie il est géré par le CGS.

L'idée de mettre en place un réseau national d'accélérographes date de 1976, dans le but de mettre en forme un cadre parasismique national. Le séisme d'El-Asnam de 1980 a servi de catalyseur pour l'acquisition des accélérographes. Les premières 90 stations ont été acquises en 1982 pour atteindre le nombre de 335 en 2003.

\*170 stations analogique SMA-1. \*40 stations digital SSA-1. \*125 stations digital Etna.

En Algérie il est très difficile de trouver un site pour installer une station sismique, Ceci est dû à des raisons de sécurité.

La plupart des stations équipées d'une antenne GPS et quelque uns ont un système de



charge solaire (panneaux solaires).  
Figure II.2 : Distribution du réseau accélérométrique CGS.



*Figure II.3 : Installation d'une station sismique*



Les types d'instrument utilisé par le CGS :

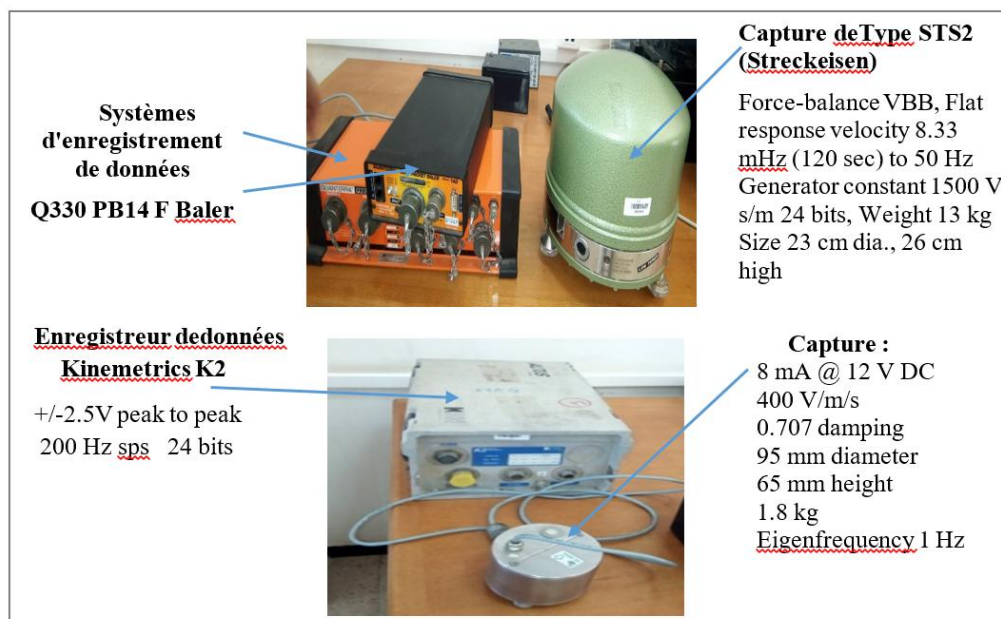


Figure II.4 : les sismographes utilisés par le CGS

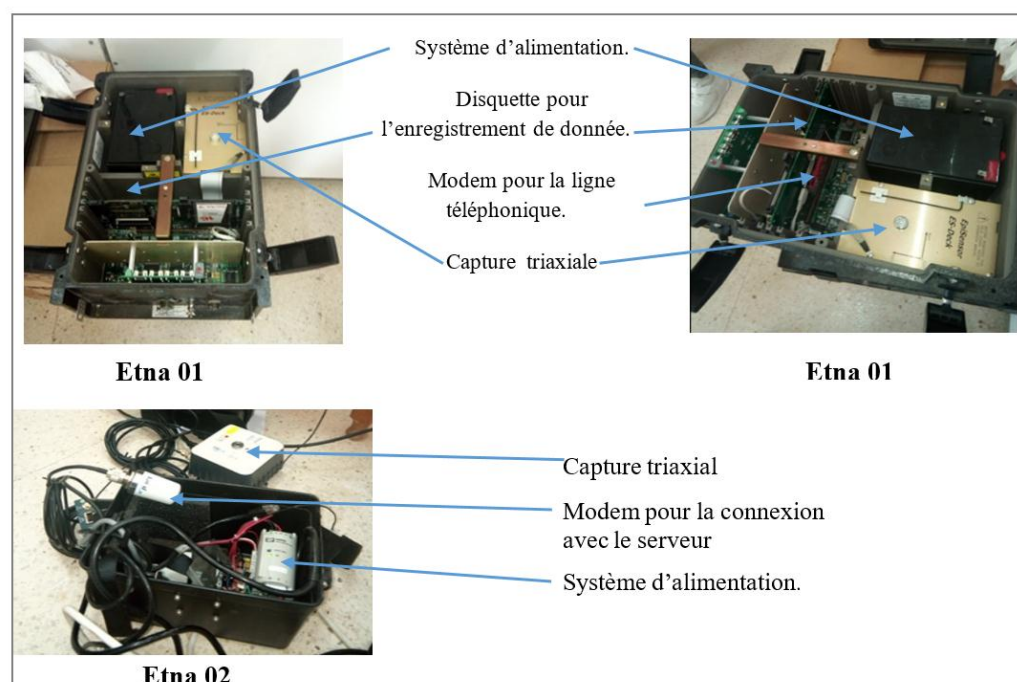


Figure II.5 : Accélérogramme Etna 01 et Etna 2 utilisés par le CGS

## II.2.5 Récupération des données et la maintenance de réseau sismique.

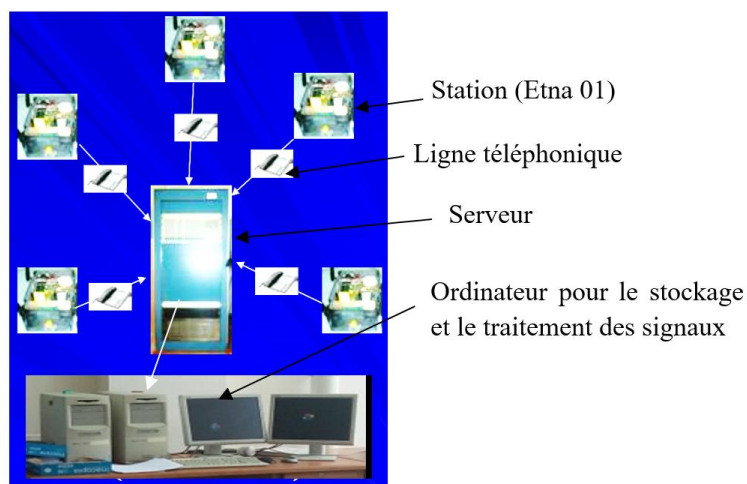
- Les stations non connectées :

La collecte manuelle des données, et la maintenance des stations se fait à chaque visite régulière dans les stations.

- **Les stations connectées :**

Le stockage des données se fait automatiquement, en traversant un système de connexion par lignes téléphoniques (Environ 27 stations), ou un réseau de connexion par internet (VPN), pour les stations Etna 02.

Grâce à ces réseaux et un traitement par logiciel, on peut déterminer l'état de station et



faire la maintenance, sans faire une visite de station.

## II.2.6 L'archivage des données :

L'archivage des données se fait de deux manières. Les données analogiques (les pellicules photographiques provenant des stations SSA-1) sont archivées de manière traditionnelle dans des environnements secs et à températures constantes. Les données sont ensuite numérisées par tranches de 200 secondes à l'aide du logiciel SCANVIEW.

Toutes les données numériques (de SSA-1, Etna et les données numérisées de SMA-1) sont stockées à la fois sur disque dur et sur DVD.

## II.3 Les accélérogrammes :

*Figure II.6 : Système de connexion par lignes téléphoniques entre la station et la base des données.*

et contiennent une mine d'informations sur la nature de la secousse. Lorsque les accélérogrammes sont nécessaires, ils peuvent être obtenus grâce aux banques de données réelles, ou ils peuvent être générés de manière synthétique. Dans tous les cas, les accélérogrammes utilisés dans la conception parasismique doivent être compatibles avec le niveau de risque sismique défini et ils doivent tenir compte de la nature du mouvement du sol prévu sur le site.

Il existe actuellement beaucoup de bases de données où on peut avoir des accélérogrammes. Parmi ces bases on peut citer :

- PEER Ground Motion Database <http://peer.berkeley.edu>



- ESM Engineering Strong Motion Database <https://esm.mi.ingv.it/DYNA-stage/>
- Worldwide: Center for engineering strong motion data including COSMOS (worldwide) <http://www.strongmotioncenter.org/>
- Sigma/source data base <http://www.resorce-portal.eu/>
- Réseaux Français de station d'enregistrement RAP <http://www-rap.obs.ujf-grenoble.fr>  
Strong-motion seismograph networks K-NET, KiK-net [www.kyoshin.bosai.go.jp](http://www.kyoshin.bosai.go.jp)  
[www.kyoshin.bosai.go.jp](http://www.kyoshin.bosai.go.jp)

### II.3.1 Les accélérogrammes étudiés:

Pour notre étude, on a choisi les accélérogrammes montrés dans la Figure (II.7) qui ont été enregistrés au cours des séismes indiqués dans le Tableau (II-1) : Boumerdes 2003, Loma prieta 1989, Northridge 1994, Imperial Valley 1940 et Chichi 1999. Afin de traiter tous les paramètres de mouvement du sol, on peut les extraire de ces accélérogrammes.

Tableau II-1 Caractéristique des séismes choisis pour l'étude.

séisme	Lieu	Date	Mgn	Epicentre (Km)	PGA (g)	Durée (s)	Dégâts humains
<b>Boumerdès</b>	Algérie	21/05/2003	6.8	20	0,331	35	2300 morts
<b>Loma Prieta</b>	Californie	17/10/1989	7.1	43	0,367	40	62 morts
<b>Northridge</b>	Californie	17/01/	6,6	22,5	0,568	39	72 morts
<b>Imperial Valley</b>	El-Centro	18/05/1940	6,9	11,5	0,315	39	9 morts
<b>Chichi</b>	Taiwan	21/09/1999	7,7	24	0,361	50	2500 morts

Pour le séisme de Boumerdes, Nous avons pris l'accélérogramme enregistré à la station de kedara01, qui appartient au réseau accélérométrique du CGS. On a obtenu les autres accélérogrammes à l'aide de la base de données (PEER Ground Motion Database), les stations d'enregistrement de ces accélérogrammes sont indiqués dans la Figure II.7. D'après cette Figure, peut noter que :

- Les durées des accélérogrammes varie de 35 à 50 sec. la plus petite durée est pour le séisme de Boumerdès et la grande durée est pour le séisme de Chichi.
- Accélérogramme de Northridge a une basse fréquence, il atteint des amplitudes plus élevées allant jusqu'à 0,568 g. Alors que les amplitudes des autres séismes ne dépassent pas 0,4 g.
- Pour le séisme de Chichi la majorité des amplitudes ne dépasse pas 0,2 g, sauf quelques impulsions. Mais la grande durée de ce séisme a augmenté sa gravité.

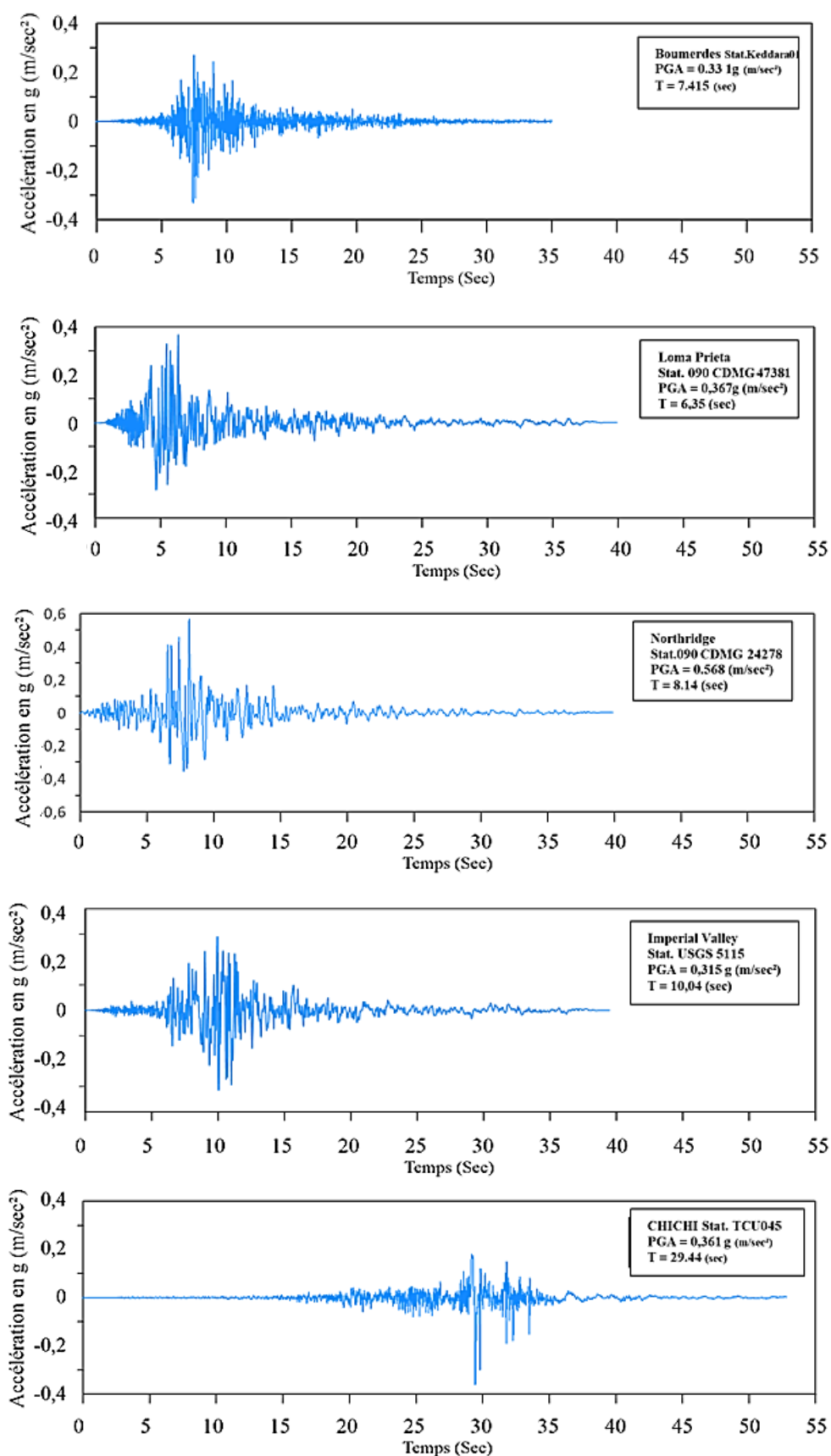


Figure II.7 : Accélération enregistrée durant les séismes de : Boumerdès 2003, Loma Prieta 1989, Northridge 1994, Imperial Valley 1940 et CHI-CHI 1999.

### II.3.2 Intégration des signaux

Dans la plupart des cas les instruments enregistrent l'histoire temporelle de l'accélération d'un séisme. Lorsque des enregistrements de vitesse de déplacement sont nécessaires nous devons intégrer le signal d'accélération. Il existe certaines méthodes d'intégration dans la pratique, parmi lesquelles :

➤ **Intégration dans le domaine temporel :**

Un idée simple d'intégration est un processus de la méthode des trapèzes ; une méthode pour le calcul numérique d'une intégrale s'appuyant sur l'interpolation linéaire par intervalles.

Lorsque les données d'accélération sont des valeurs discrètes à intervalle égal, la vitesse peut être calculée à l'aide de l'équation suivante, en supposant que l'accélération varie linéairement entre étapes adjacentes.

$$v_{i+1} = v_i + \frac{(a_i + a_{i+1})}{2} \Delta t \quad (\text{II.1})$$

$V_i$  et  $V_{i+1}$  sont les valeurs de vitesse et  $a_i$  et  $a_{i+1}$  sont les valeurs d'accélération par un intervalle de temps  $\Delta t$ .

➤ **Intégration dans le domaine fréquentiel**

L'intégration peut également être réalisée dans le domaine fréquentiel à l'aide de la transformée de Fourier, l'intégration dans le domaine est la suivante :

$$v(\omega) = \frac{a(\omega)}{i\omega} \quad (\text{II.2})$$

$V(\omega)$  et  $a(\omega)$  sont des transformées de Fourier de la vitesse  $v(t)$  et de l'accélération  $a(t)$  respectivement,  $\omega$  est la fréquence circulaire ( $\omega = 2\pi f$ ),  $i$  est l'unité imaginaire ( $i = \sqrt{-1}$ )

Cette méthode peut également être appliquée avec un filtre coupe-bas (low-cut) pour empêcher le grossissement des bruits de basse fréquence. La procédure sera donc la suivante :

- a. Transformée de Fourier :  $a(t) \longrightarrow A(\omega)$
- b. Intégration dans le domaine fréquentiel :  $v(\omega) = a(\omega)/i\omega$
- c. Filtrage bande passante :  $V(\omega) = F_L(\omega) V(\omega)$ , avec  $F_L(\omega)$
- d. Inverser la transformation de Fourier :  $V(\omega) \longrightarrow V(t)$

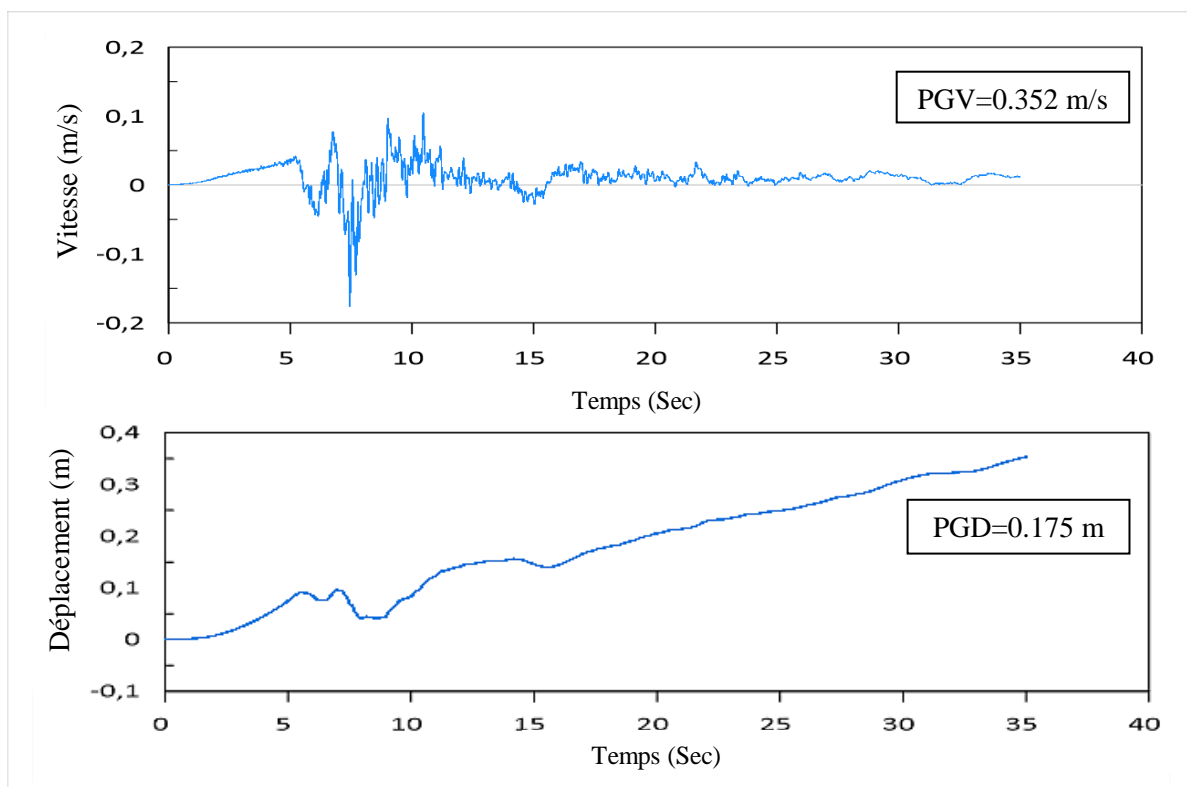


Figure II.8 : Vitesse et déplacement résultant de l'intégration du séisme de Boumerdès

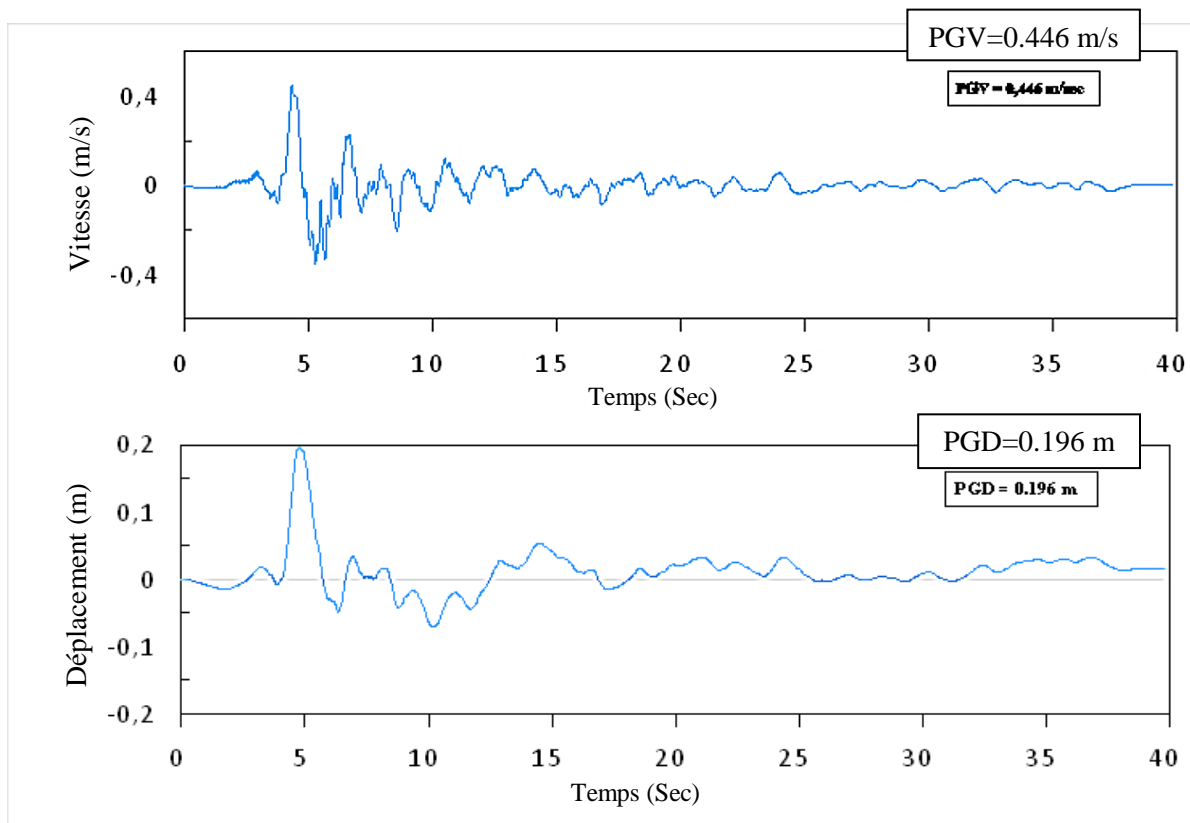


Figure II.9 :Vitesse et déplacement résultant de l'intégration du séisme de Loma Preita

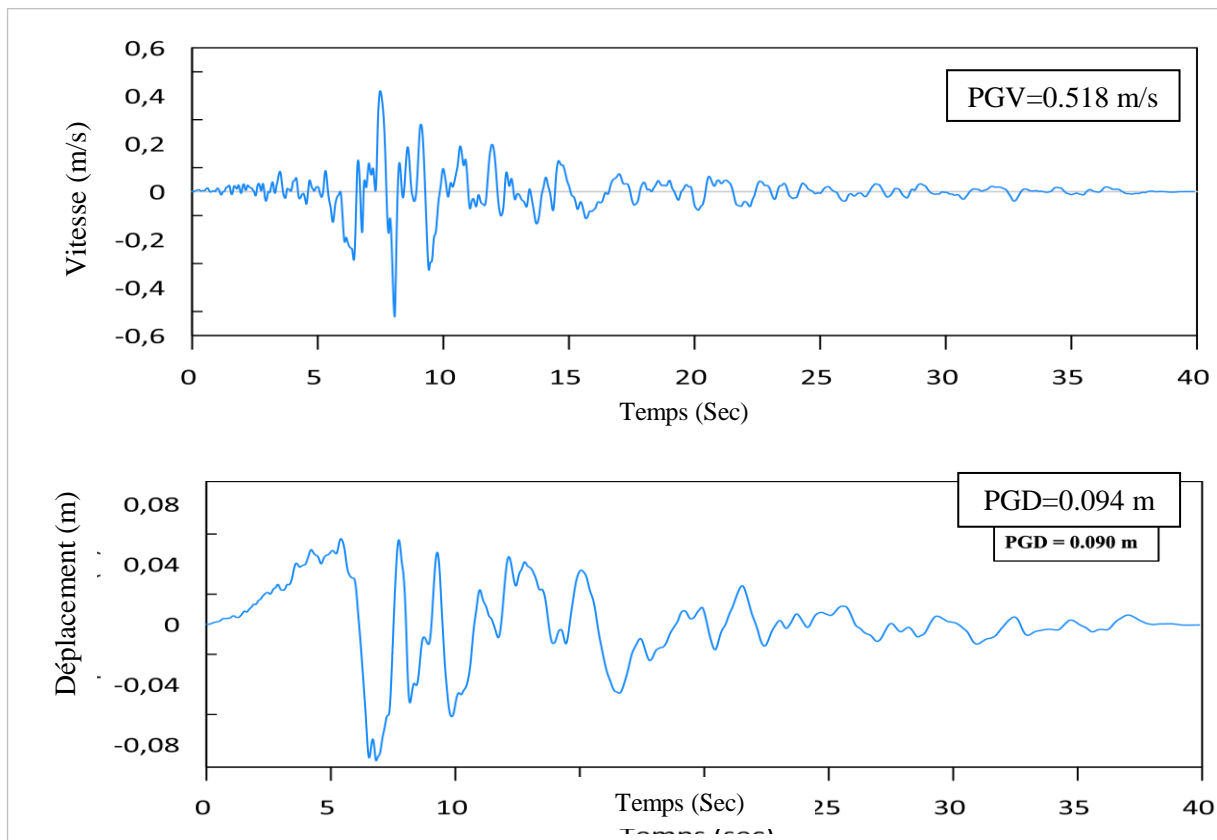


Figure II.10:Vitesse et déplacement résultant de l'intégration du séisme de Northridge

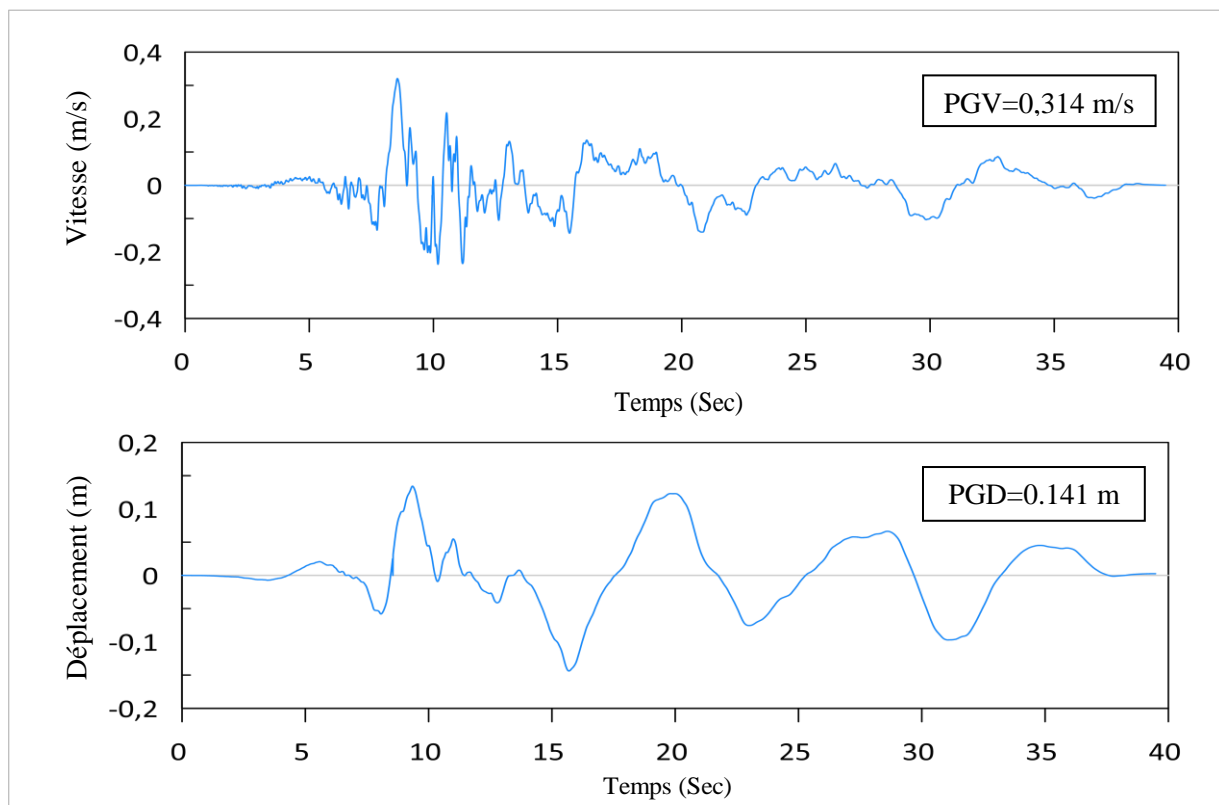


Figure II.11: Vitesse et déplacement résultant de l'intégration du séisme d'Imperial Valley

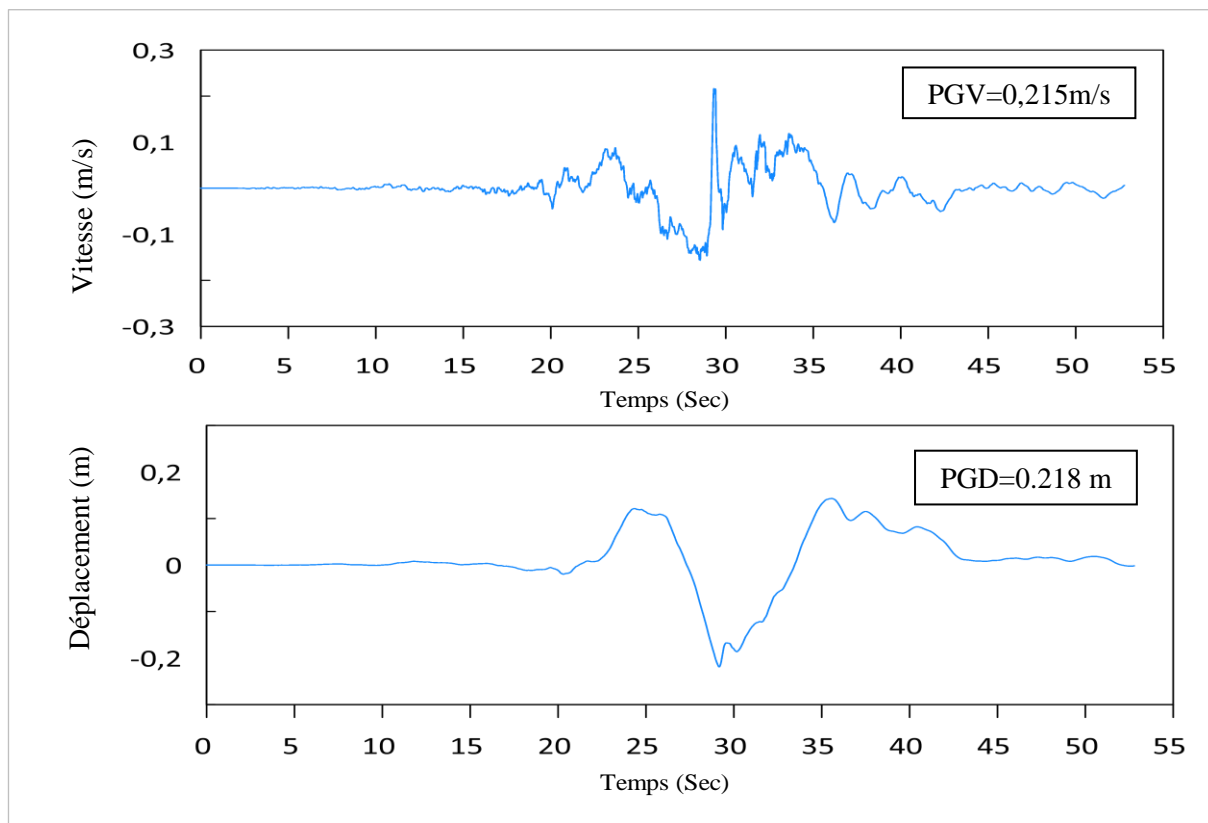
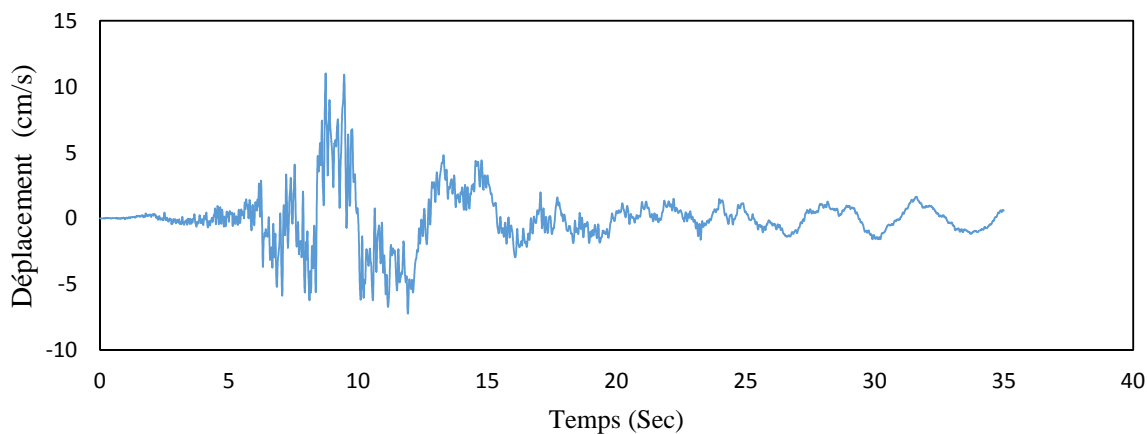


Figure II.12 :Vitesse et déplacement résultant de l'intégration du séisme de Chichi

Figure II.13 :Signal de déplacement du séisme de Boumerdès corrigé par logiciel SeismoSpect.



Dans les figures (de 8 à 12) qui représente graphiquement la vitesse et le déplacement en fonction du temps, sont obtenus à partir d'intégrations simples ou doubles du signal d'accélération des séismes, on note que :

- Le signal de déplacement du séisme de Boumerdès croît linéairement avec le temps, à cause de l'ajout d'une constante dans l'accélération. Donc l'accélérogramme de séisme de Boumerdès doit être corrigé, comme il est illustré à la figure (II.13)
- Nous n'avons trouvé aucune corrélation entre PGV et PGD, où le PGV de Northridge atteint la valeur la plus élevée mais son PGD est le plus petit par rapport aux autres séismes.

## **II.4 Caractéristiques du mouvement de sol dérivées d'un accélérogramme :**

Les caractéristiques d'un séisme qui sont généralement les plus utilisées dans les applications d'ingénierie du parasismique sont :

1. Les paramètres d'amplitude ;
2. La durée de la secousse sismique ;
3. Le contenu fréquentiel.

L'identification d'un seul paramètre qui décrit avec précision toutes les caractéristiques importantes du mouvement du sol est considérée comme impossible.

Chacun de ces paramètres influence sur la réponse d'une structure. Les valeurs maximales du mouvement du sol influencent principalement les amplitudes de vibration. La durée de la secousse sismique a un effet prononcé sur la gravité de la secousse. Un mouvement du sol avec un PGA modéré et une longue durée peut causer plus de dégâts qu'un mouvement du sol avec un PGA plus important et une durée plus courte. Le contenu en fréquence affecte fortement la réponse d'une structure. Dans une structure, le séisme est amplifié lorsque le contenu fréquentiel du séisme et la fréquence propre de la structure sont proches les uns des autres. Chacune de ces caractéristiques sont brièvement présentées prochainement ci après :

### **II.4.1 Les paramètres d'amplitude :**

#### **II.4.1.1 Les valeurs maximales du mouvement de sol :**

L'un des paramètres les plus couramment associé à la gravité des séismes est l'accélération maximale du sol (PGA), qui est obtenue directement à partir des données enregistrées. Elle est la valeur absolue maximale de l'accélération dans l'évolution temporelle. Il est reconnu que le PGA ne permet pas seul de caractériser le potentiel de dommage. À la fois une impulsion de courte durée de haute fréquence et une impulsion de longue durée de basse fréquence peuvent avoir la même valeur de crête d'accélération du sol, tout en produisant une réponse très différente dans les structures.

Deux autres paramètres également obtenus directement à partir de l'intégration des données enregistrées sont la vitesse maximale du sol (PGV) et le déplacement maximum du sol (PGD).

La détermination (PGV) et (PGD) nécessite d'intégrer le signal d'accélération une et deux fois ; ces intégrations font appel à des algorithmes très simples mais peuvent être sensible aux erreurs liées aux imperfections des appareils, à la lecture et à la numérisation des valeurs d'accélération. Des méthodes ont été proposées pour supprimer ce bruit longue période. Elles incluent couramment l'utilisation de filtres (Boore et Bommer, 2005 ; Trifunac, 1971) ou la soustraction de fonctions simples ou plus complexes des

Tableau II-2 : Valeurs maximales du mouvement de sol des séismes choisis pour l'étude. enregistrements (Boore et Bommer, 2005 ; Iwan et al., 1985 ; McComb et al., 1943).

Séismes	Accélération		Vitesse		Déplacement	
	PGA (g)	Temps(s)	PGV(cm/s)	Temps(s)	PGD(cm)	Temps (s)
<b>Boumerdes</b>	0,331	7,415	17,553	7,45	4,85	34,99
<b>Loma Prieta</b>	0,367	6,350	44,695	4,33	19,614	4,76
<b>Northridge</b>	0,568	8,140	51,826	8,06	9,034	6,83
<b>Imperial Valley</b>	0,315	10,040	31,495	8,55	14,126	15,70
<b>Chi-chi</b>	0,361	29,440	21,547	29,33	21,883	29,18

#### II.4.1.2 Intensité d'Arias $I_A$

Proposée par Arias en (1970), elle est définie comme la valeur finale de l'énergie du signal normalisée avec un facteur de  $\pi/2g$  et elle est calculée par la relation suivante :

$$I_A = \frac{\pi}{2g} \int_0^T \ddot{x}_g^2(t) dt \quad (\text{II.3})$$

Où  $g$  : représente l'accélération de la pesanteur.

Le niveau de dommage produit par un mouvement du sol dépend à la fois de la quantité totale d'énergie et de la vitesse dont cette énergie découle. Travararou et al. (2003) ont démontré l'efficacité d'utiliser l'inertie d'Arias comme facteur prédictif de la probabilité d'endommagement des structures à courte période, montrant que la corrélation entre l'intensité Arias et les dommages structurels est, dans ce cas, plus forte que celle entre l'accélération maximale du sol et les dommages structurels.

Tableau II-3 : Intensité d'Arias des séismes choisis

Evènement Sismique	$I_A$ (m/sec)
<b>Boumerdes, 2003</b>	0.643
<b>Loma Prieta, 1989</b>	1.347
<b>Northridge, 1994</b>	2.732
<b>Imperial Valley, 1940</b>	1.264
<b>Chichi, 1999</b>	0.375





### II.4.1.3 Racine carré moyenne de l'accélération –RMS

Un autre paramètre qui peut être utilisé pour estimer le potentiel d'endommagement est la RMS qui est définie comme l'intégrale du carré de l'accélération du sol, ce qui peut être apparenté à une mesure de la capacité en énergie du tremblement de terre. Néanmoins, un mouvement fort du sol à courte durée pourrait avoir la même valeur de RMS qu'un mouvement du sol plus faible à très longue durée.

$$a_{rms}^2 = \frac{1}{(t_2 - t_1)^2} \int_{t_1}^{t_2} a^2(t) dt \quad (II.4)$$

Où  $(t_2 - t_1)$  désigne la durée significative comme celle définie par Trifunac et Brady (1975)  $t_2 - t_1$  correspond à  $t_{95} - t_5$ .

### II.4.1.4 Vitesse absolue cumulée (CAV).

La vitesse absolue cumulée (CAV), est défini comme l'intégrale de l'accélération absolue, elle est représentée mathématiquement par l'équation

$$CAV = \int_0^{t_{max}} |a(t)|^2 dt \quad (II.5)$$

Où  $a(t)$  est la valeur absolue de l'accélération à l'instant  $(t)$ , et  $t_{max}$  est la durée totale.

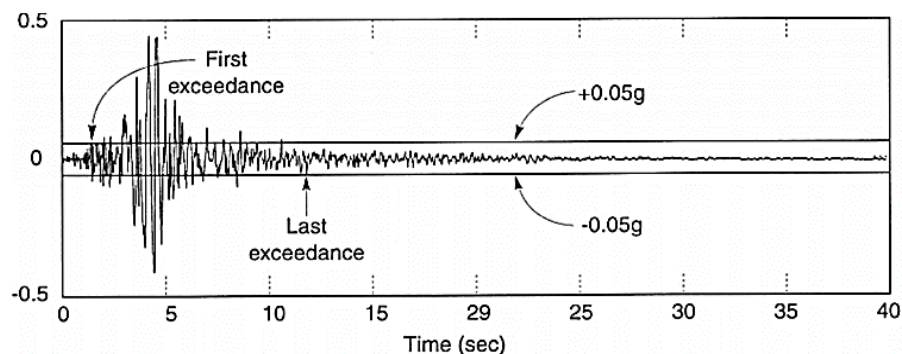
Bien que nommée vitesse absolue cumulée, le CAV n'est pas directement liée à la vitesse d'un séisme, même si elle a la dimension d'une vitesse. Il est évident à partir de la définition de CAV que sa valeur augmente avec le temps jusqu'à ce qu'elle atteigne sa valeur maximale à  $t_{max}$ . Par conséquent, la CAV comprend des effets cumulatifs de la durée du mouvement du sol.

Ceci est un avantage clé que la CAV possède par rapport aux valeurs maximale, ce qui a poussé à considérer cette mesure comme la mieux adaptée pour corrélérer le niveau de dommages.

## II.4.2 Durée de la phase forte

La durée totale estimée d'un séisme est largement conditionnée par le seuil de déclenchement et la durée d'enregistrement des appareils de mesures ce qui ne lui offre qu'une représentation physique limitée. Les phases de faibles accélérations, d'une durée variable, sont généralement sans intérêt pour l'analyse des structures. La durée de la phase forte est en revanche plus significative pour conduire l'analyse sismique d'un ouvrage.

Plusieurs chercheurs ont proposé différentes procédures pour caractériser la durée de la secousse sismique. Page et al (1972) et Bolt et al (1969) ont proposé la " durée crochets ",



qui est l'intervalle de temps entre le premier et le dernier pic d'accélération supérieure à une valeur donnée (généralement 0,05 g) comme c'est illustré dans la figure (II.13).

Trifunac et Brady (1975) définissent la durée par l'intervalle de temps dans lequel une contribution significative à l'intégrale du carré de l'accélération dénommé l'intensité (l'inertie d'Arias) d'accélérogramme prend place. Ils choisissent l'intervalle de temps entre 5 % et les 95% des contributions comme durée de la secousse sismique. Les résultats obtenus par cette méthode sont représentés dans le tableau (II-4) et la figure (II.14).

Tableau II-4 : Durée de la phase forte des séismes choisis

<b>Evènement Sismique</b>	<b>D<sub>5%-95%</sub> (sec)</b>
<b>Boumerdes, 2003</b>	9.88
<b>Loma Prieta, 1989</b>	11.38
<b>Northridge, 1994</b>	9.07
<b>Imperial Valley, 1940</b>	8.92
<b>Chichi, 1999</b>	11.78

A partir de la figure (II.14) et le tableau ci-dessus on remarque que :

- Les séismes ont des durées de mouvement fort entre 8,92 s (Imperial Valley) et 11,78 s (Chichi).
- La valeur d'inertie d'Arias n'a aucune corrélation avec la durée forte, ou on trouve que le séisme de Chichi la plus longue durée mais, sa valeur d'inertie est la plus faible. Ce qui confirme l'importance de la durée forte pour l'estimation du degré d'endommagement d'un séisme.

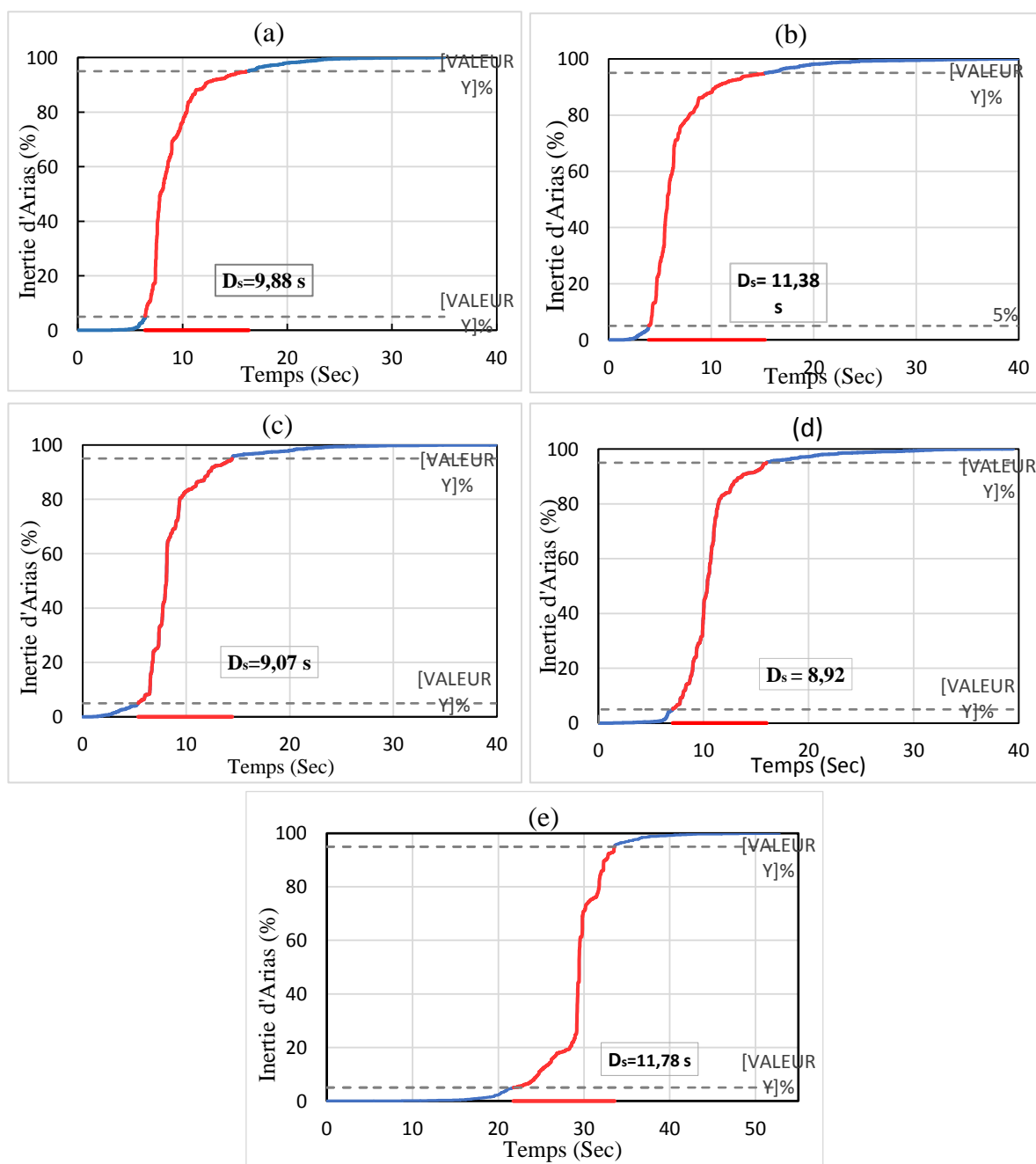


Figure II.14 :Allure d'inertie d'Arias en (%) et durée de la phase forte des séismes (a) Boumerdès 2003, (b) Loma Preita 1989, (c) Northridge 1994, (d) Imperial Valley 1940 et (e) CHI-CHI 1999.

### II.4.3 Les paramètres du contenu fréquentiel

Le contenu fréquentiel est l'un des caractéristiques d'un séisme qui peut être examiné en transformant le mouvement du domaine temporel au domaine des fréquences par l'intermédiaire d'une transformée de Fourier. Le spectre d'amplitude de Fourier et la densité spectrale de puissance, qui sont basés sur cette transformation, peuvent être utilisés pour caractériser le contenu en fréquences. Ils Représentent la distribution d'amplitude et d'énergie contenue d'un accélérogramme dans le domaine fréquentiel.

#### II.4.3.1 Spectre de Fourier

La transformée de Fourier d'un accélérogramme  $a(t)$  est obtenu par l'intégrale suivante :

$$F(\omega) = \int_0^T a(t) e^{-i\omega t} dt \quad (\text{II.5})$$

Où  $T$  est la durée de l'accélérogramme.

Le spectre d'amplitude de Fourier est intéressant pour les sismologues afin de caractériser le mouvement du sol. Il est défini comme la racine carrée de la somme des carrés des parties réelle et imaginaire de  $F(\omega)$ .

$$|FS(\omega)| = \sqrt{\left[ \int_0^T a(t) \sin(\omega t) dt \right]^2 + \left[ \int_0^T a(t) \cos(\omega t) dt \right]^2} \quad (\text{II.6})$$

Le traçage du spectre de Fourier  $|FS(\omega)|$ , représentant la distribution de fréquence de l'énergie contenue dans l'accélérogramme. La figure (II.15) représente le tracé du spectre de Fourier de chaque séisme.



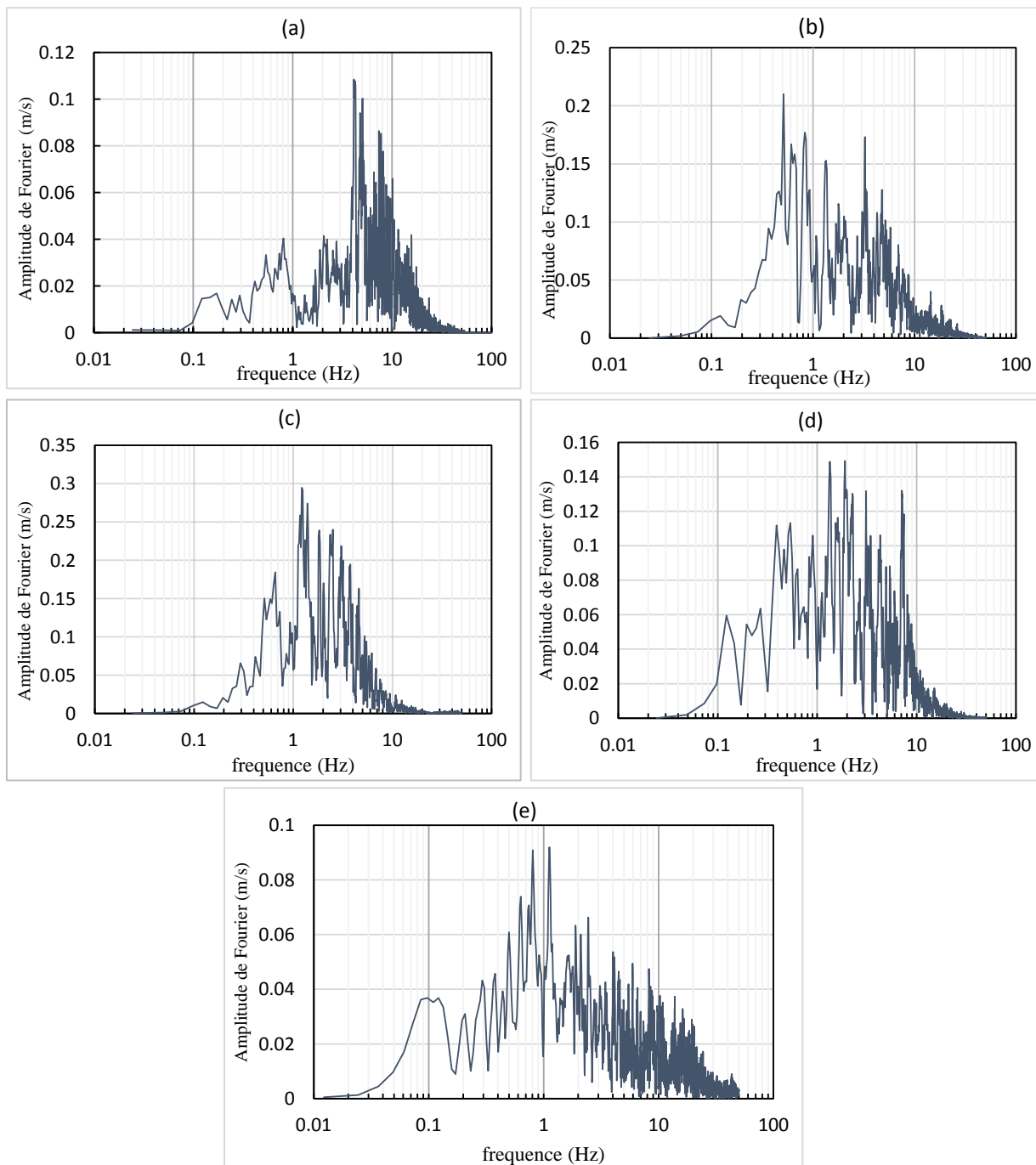


Figure II.15 : Allure du spectre de Fourier des séismes (a) Boumerdès 2003, (b) Loma Preita 1989, (c) Northridge 1994, (d) Imperial Valley 1940 et (e) CHI-CHI 1999.

D'après la figure (II.15) on remarque que, pour tous les séismes, la majorité des

amplitudes sont dans l'intervalle fréquentiel de 2 à 50 Hz, Ses valeurs maximales varient d'un séisme l'autre.



### II.4.3.2 Spectre de Puissance :

L'analyse spectrale d'un signal consiste à calculer la quantité d'énergie (ou de puissance) contenue dans les différentes composantes fréquentielles du signal. Pour cela, on associe au signal  $a(t)$  une fonction définie dans le domaine fréquentiel appelée densité spectrale d'énergie (DSE) ou de puissance (DSP) suivant la nature de  $a(t)$ . Cette grandeur notée par  $S(\omega)$  mesure la quantité d'énergie (respectivement de puissance) entraînée par  $a(t)$  dans une gamme de fréquence.

Le séisme est un phénomène imprévisible dont la modélisation est complexe, la complexité vient du fait que c'est de l'aléatoire. Le séisme est caractérisé par des variables aléatoires dont l'accélération et sa fonction d'autocorrélation  $R(\tau)$  définie par l'expression suivante :

$$R(\tau) = \int_{-\infty}^{+\infty} a(t)a * (t - \tau) dt \quad (\text{II.7})$$

La densité spectrale de puissance d'un signal est la transformée de Fourier de la fonction d'autocorrélation :

$$S(\omega) = \frac{1}{2\pi} \int R(\tau)e^{-i\omega\tau} d\tau \quad (\text{II.7})$$

La densité spectrale de puissance d'un processus aléatoire peut être calculée à partir de la transformée de Fourier.

$$S(\omega) = \frac{1}{T\pi} |F(\omega)|^2 \quad (\text{II.8})$$

La Densité Spectrale de Puissance est utilisée dans une analyse dynamique des structures dans le cas des vibrations aléatoires car on peut connaître le maximum de la réponse d'un oscillateur. Une densité spectrale de puissance peut être utilisée pour constituer un spectre de réponse compatible avec celle-là.

Tout comme la transformée de Fourier, la DSP est aussi utilisée pour connaître le contenu fréquentiel d'une secousse sismique cela veut dire représenter des accélérogrammes dans un domaine fréquentiel.

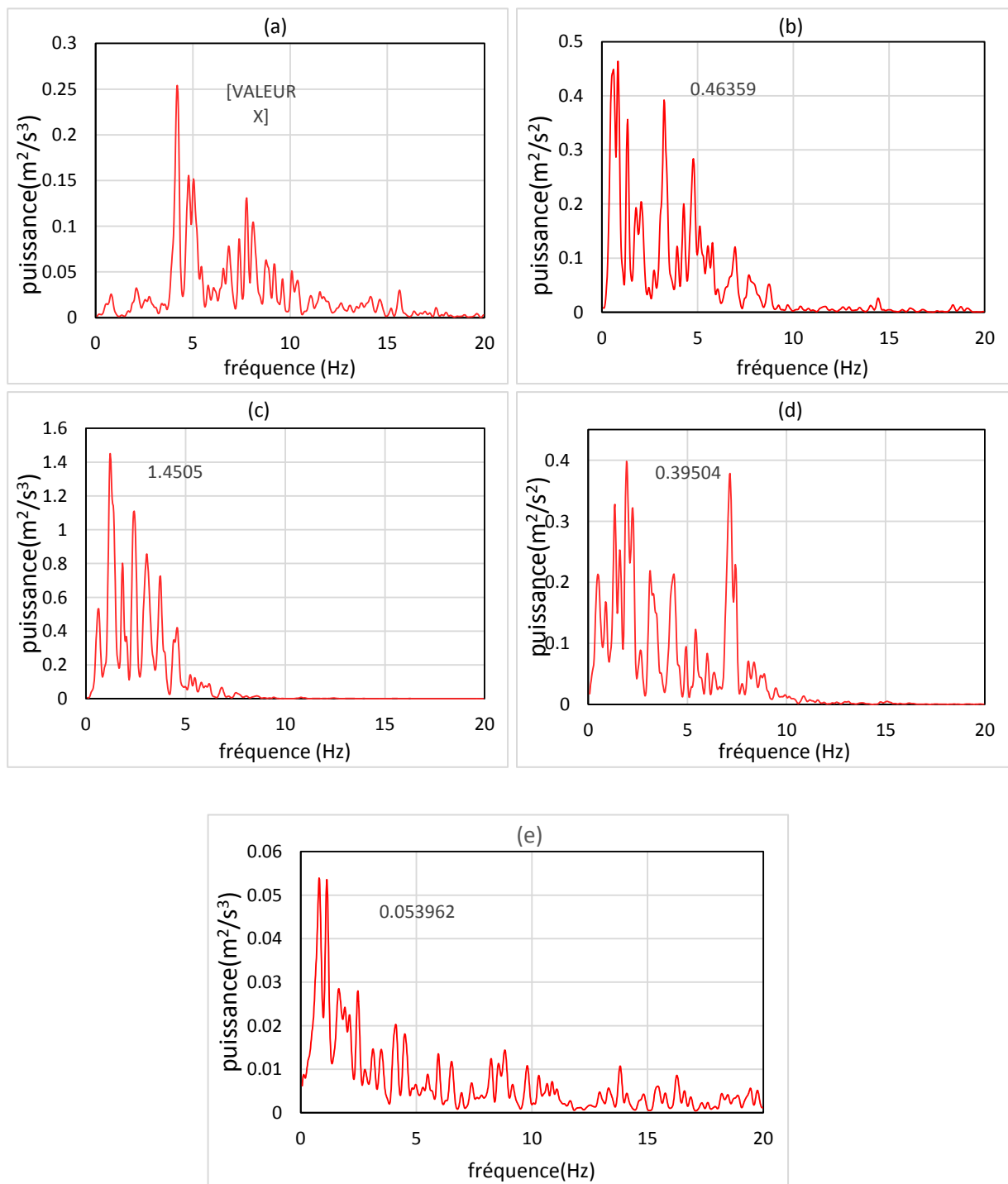


Figure II.16 : représente l'allure De spectre de puissance des séismes (a) Boumerdès 2003, (b) Loma Preita 1989, (c) Northridge 1994, (d) Imperial Valley 1940 et (e) CHI-CHI 1999.

\$

## **II.5 Conclusion :**

Les évolutions temporelles des accélérations sont considérées comme une mine riche d'informations très utiles pour la classification des tremblements de terre, la quantification du potentiel de risque qu'encourent les structures lors d'un séisme et aussi pour être une base d'établissement du code parasismique.

La majorité des paramètres du séisme sont basés sur signal l'accélération comme : le pic maximal de l'accélération (PGA), Intensité d'Arias ( $I_A$ ), Durée Trifunac et vitesse absolue cumulée (CAV) ; les autres paramètres sont basés sur la vitesse du mouvement sismique on peut citer bien évidemment le pic maximal de la vitesse (PGV).

La détermination des paramètres de mouvement du sol est très importante car elle permet d'estimer le niveau d'endommagement d'un séisme, ainsi que l'utilisation de ces paramètres lors de la conception par la méthode temporelles qui donne des résultats plus fiables.



### III.1 Introduction :

La connaissance détaillée de la réponse sismique d'une structure n'est souvent pas nécessaire, voire même généralement pas souhaitable en raison de l'effort important de calcul qu'elle nécessite. Pour le dimensionnement par exemple, seule les réponses maximales (accélération ; Vitesse ; Déplacement) sont intéressantes. La réponse maximale peut être estimée nettement plus rapidement à l'aide du spectre de réponse.

L'objet de ce chapitre est de faire ressortir les notions de base de calcul dynamique, qui constituent l'arrière-plan théorique indispensable pour prévoir correctement les conséquences d'une conception donnée, sur le comportement sismique des structures. Dans ce sens on va montrer la méthode de conception d'un spectre de réponse et les facteurs qui affectent ces variations, et on va illustrer la différence entre le spectre de réponse et les spectres de conception.

### III.2 La réponse sismique :

La réponse à un tremblement de terre d'un bâtiment d'un étage, assimilable à un système élémentaire, peut être obtenue à partir de l'intégrale de Duhamel ou de toute autre méthode d'intégration numérique. Notant que la force effective due à un tremblement de terre est donnée par le produit de la masse  $m$ , par l'accélération du sol,  $\ddot{u}_g(t)$  C'est-à-dire  $p(t) = -m\ddot{u}_g(t)$ , d'après l'intégrale de Duhamel, on obtient (Paultre, 2005) :

$$u(t) = -\frac{1}{w_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi \omega(t-\tau)} \sin(w_D(t-\tau)) d\tau \quad (III.1)$$

L'historique de la vitesse relative est obtenu par dérivation de l'équation (III.1)

$$\begin{aligned} \dot{u}(t) = & -\int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi \omega(t-\tau)} \cos w_D(t-\tau) d\tau \\ & + \frac{\xi \omega}{w_D} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi \omega(t-\tau)} \sin w_D(t-\tau) d\tau \end{aligned} \quad (III.2)$$

Pour trouver l'expression de l'accélération totale, écrivons l'équation de mouvement d'un système élémentaire à un mouvement de base

$$m \ddot{u}(t) + c \dot{u}(t) + k u(t) = 0 \quad (III.3)$$

Ou  $\ddot{u}(t)$  est l'accélération totale de la masse  $m$ , cette équation peut se mettre sous la forme suivante :

$$\ddot{u}(t) = -2\xi \omega \dot{u}(t) - \omega^2 u(t) \quad (III.4)$$

L'historique de l'accélération totale s'obtient en substituant les équations (III.1) et (III.2) dans l'équation (III.4).

Nous avons :

$$\ddot{u}(t) = \frac{w(1-2\xi^2\omega)}{\sqrt{1-\xi^2}} \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \sin \omega_D(t-\tau) d\tau$$

$$+ 2\xi\omega \int_0^t \ddot{u}_g(\tau) e^{-\xi\omega(t-\tau)} \cos \omega_D(t-\tau) d\tau \quad (III.5)$$

Connaissant l'historique du temps de déplacement, le cisaillement et le moment de la base peuvent être évalués en fonction de la force élastique  $F_s$ , c'est-à-dire la force qui, si elle était appliquée de manière statique, générerait un déplacement  $u(t)$  (Figure III.1). La force élastique,  $F_s$ , est donnée par :

$$F_s(t) = K u(t) \quad (III.6)$$

L'équation [III.6] peut également être écrite en fonction de la masse  $m$  :

$$F_s(t) = m \omega^2 u(t) \quad (III.7)$$

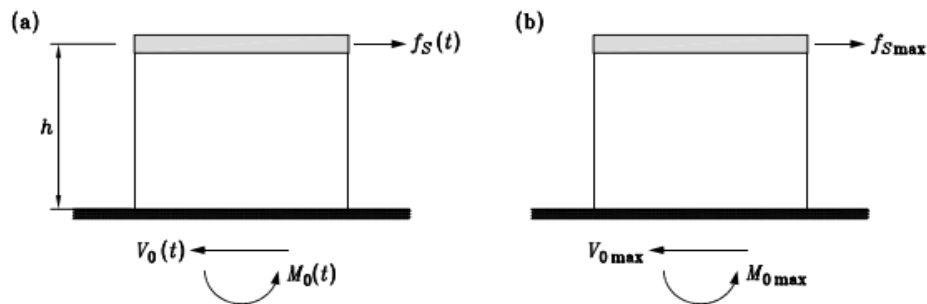


Figure III.1 Force élastique, moment fléchissant et effort tranchant à la base générée par un séisme (a) valeur de temps à l'instant (t) et (b) valeur maximale.

Le cisaillement  $V_0$  et le moment  $M_0$  à la base (figure III.1) peuvent être obtenus avec une analyse statique de la structure soumise à une force latérale équivalente  $f_s(t)$ . On obtient

$$V_0(t) = F_s(t) \quad (III.8)$$

$$M_0(t) = h F_s(t) \quad (III.9)$$

Où  $h$  est la hauteur de la masse par rapport au sol.

En tenant compte de l'équation [III.7], les expressions de cisaillement et de moment de base [III.8] et [III.9] peuvent également être exprimées sous la forme suivante :

$$V_0(t) = m \omega^2 u(t) \quad (III.10)$$

$$M_0(t) = h V_0(t) \quad (III.11)$$

### III.2.1 L'influence de période et de l'amortissement d'un système sur la réponse sismique.

Pour un mouvement du sol donné, la réponse à la déformation  $u(t)$  d'un système 1DDL ne dépend que de la période de vibration naturelle du système et de son taux d'amortissement.

La Figure (III.2.a) montre la réponse au déplacement  $u(t)$  de quatre systèmes à 1DDL différents par rapport au séisme El Centro de 1940. La masse et la rigidité des systèmes sont choisies pour obtenir des périodes de vibration  $T$  de 0,5 s, 1,0 s, 2,0 s. Chaque système a le même rapport d'amortissement  $\xi = 0.02$ . La figure montre que le déplacement maximal ne se produit pas nécessairement en même temps que l'accélération maximale et que sa valeur est différente pour chaque système 1DDL. Il semble également que le déplacement maximum augmente avec la période naturelle.

La Figure III.2.b montre la réponse à la déformation de trois systèmes pour le même mouvement du sol. La période de vibration  $T$  est la même pour les trois systèmes, de sorte que les différences dans leurs réponses à la déformation sont associées à leur amortissement ( $\xi = 0 ; 0.02$  et  $0.05$ ). Nous observons la tendance attendue selon laquelle les systèmes avec plus d'amortissement répondent moins que les systèmes légèrement amortis. Étant donné que la période naturelle des trois systèmes est identique, leurs réponses affichent une similarité dans le temps requis pour terminer un cycle de vibration et dans les délais maximaux.

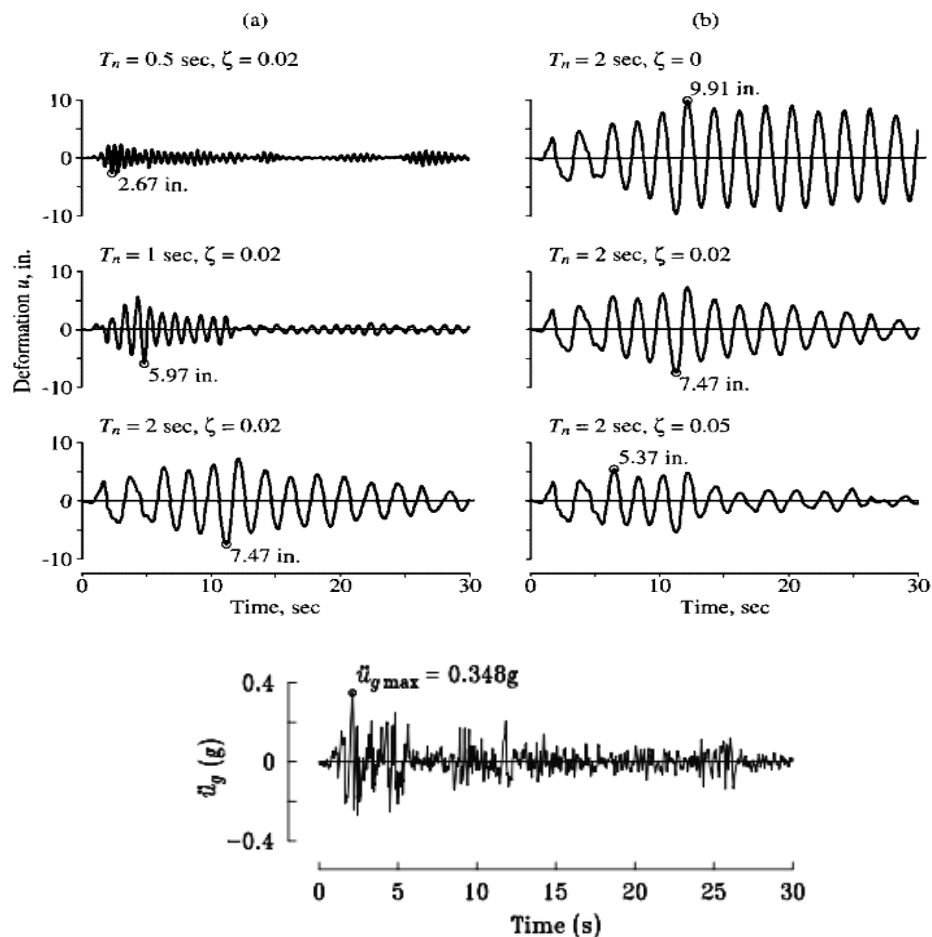


Figure III.2 : Réponse des structures à 1DDL soumises aux 30 premières secondes du composant N-S de l'enregistrement El Centro, (a) avec des périodes naturelles de  $T = 0,5$  s,  $1$  s, et  $2$  s, avec un rapport d'amortissement  $\xi = 0,02$  (b) avec des périodes naturelles de  $T = 2$  s, avec un rapport d'amortissement  $\xi = 0$  s,  $0.02$  s, et  $0.05$  s.





### III.3 Les spectres de réponse :

Lors d'un dimensionnement sismique d'une structure, les ingénieurs ne s'intéressent qu'à la valeur maximum de la réponse de cette structure.

Le spectre de réponse est un outil important dans l'analyse sismique et la conception de structures et d'équipements, contrairement à la densité spectrale de puissance qui présente des informations sur l'énergie d'entrée et le contenu fréquentiel du mouvement du sol, le spectre de réponse présente la réponse maximale d'une structure à un mouvement du sol donné par un séisme. Le spectre de réponse introduit par *Biot (1941 et 1942)* et *Housner (1942)* décrit la réponse maximale d'un oscillateur amorti à simple degré de liberté (SDOF) à différentes fréquences ou périodes (*Naeim, 2001*).

Le spectre de réponse, n'est représentatif d'aucun mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système. Il permet par une simple lecture d'évaluer le déplacement maximum, donc l'effort maximal. Pour cette raison le spectre de réponse est utilisé pour caractériser l'effet des tremblements de terre sur les structures. Par contre, le spectre ne fournit pas la valeur du temps à laquelle se produit le déplacement maximum.

Pour un système élémentaire, la courbe de la valeur maximum d'un paramètre de réponse quelconque (déplacement, vitesse ou accélération) indiqué aux équations III (1 ;2 ;5) en fonction de la période naturelle où fréquence est appelée un spectre de réponse. Les spectres de réponse sont définis par les expressions suivantes :

Spectre de déplacement relatif :

$$SD(\omega_n, \xi) = \max_t |u(t, \omega_n, \xi)| \quad (III.12)$$

Spectre de vitesse relative :

$$SV(\omega_n, \xi) = \max_t |\dot{u}(t, \omega_n, \xi)| \quad (III.13)$$

Spectre d'accélération absolue :

$$SA(\omega_n, \xi) = \max_t |\ddot{u}(t, \omega_n, \xi)| \quad (III.14)$$

Où l'indice max désigne la valeur maximum de la réponse dans le temps

#### III.3.1 Spectre de réponse à la déformation ; pseudo-vitesse et pseudo-accélération :

Le spectre de réponse à la déformation et les deux spectres associés ; les spectres de réponse à la pseudo-vitesse et à la pseudo-accélération indiqués dans *la figure (III.3)*, sont présentés. Seule la déformation  $u(t)$  est nécessaire pour calculer les efforts internes. Il est évident que le spectre de déformation fournit toutes les informations nécessaires au calcul des valeurs maximales de déformation  $D$  et des efforts internes. Les spectres de réponse en pseudo-vitesse et en pseudo-accélération sont inclus, car ils sont utiles pour étudier les caractéristiques des spectres de réponse, construire des spectres de conception et relier les résultats de la dynamique structurelle aux codes du bâtiment.

Chacun des spectres donne une signification physique :

- SD : la déformation maximale.
- SPV : il a une relation directe avec l'énergie cinétique.
- SPA : il a une relation directe avec la force statique équivalente et l'effort tranchant à la base.

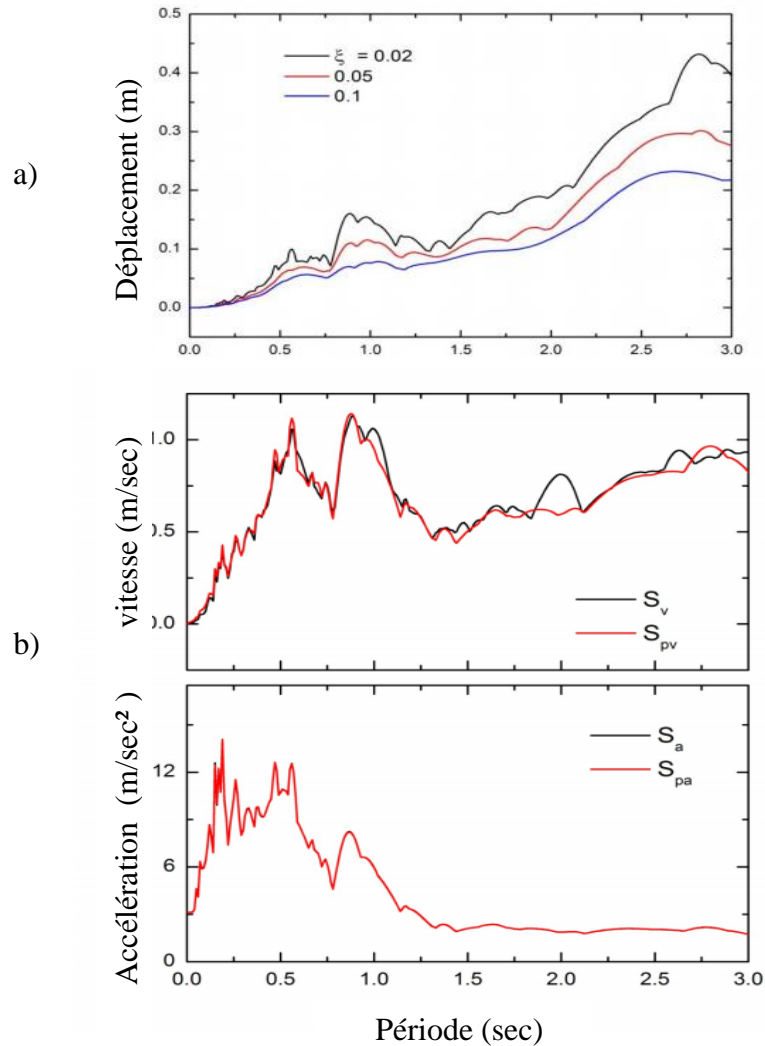


Figure III.3 : spectre de la réponse de déplacement, b) comparaisons entre spectre pseudo et relatif de la vitesse et l'accélération du séisme d'El Centro 1940.

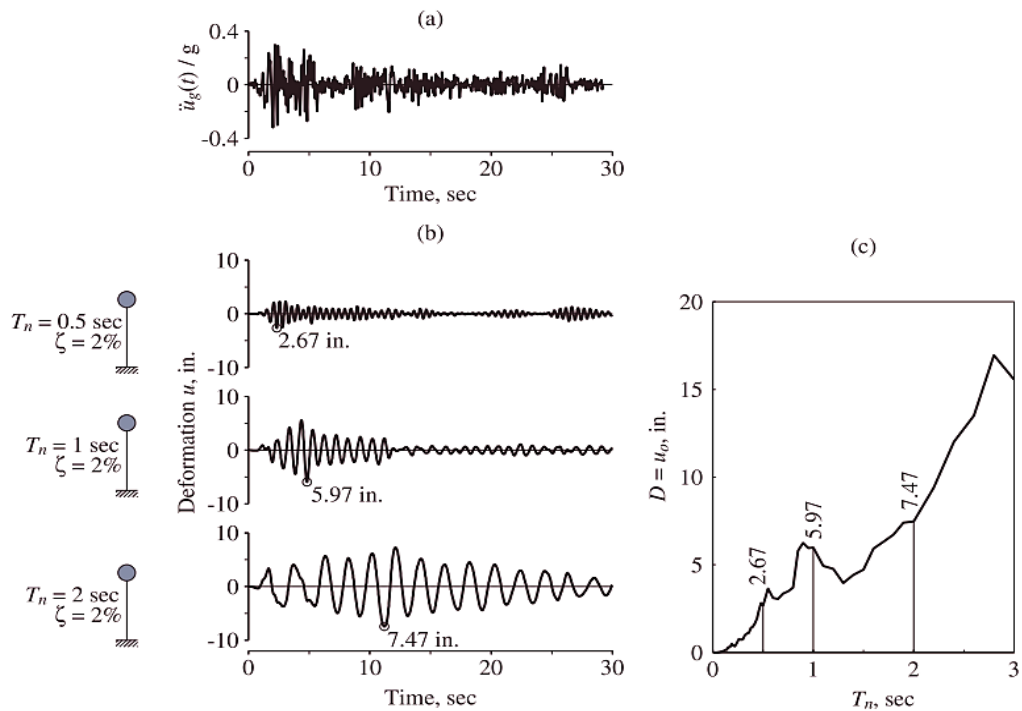
### III.3.1.1 Spectre de réponse de déplacement

La réponse maximale du déplacement  $u_0$  est satisfais pour calculer les efforts internes ; les efforts tranchants « V » et le moment « M », comme il est indiqué dans les équations de (III.6-7), aussi pour faire le dimensionnement des éléments de la structure. D'après ce spectre on peut déterminer la valeur de déplacement maximal de  $u_0 = D$  pour n'importe fréquence  $f_n$  (périodes  $T_n$ ) naturelles.

Pour construire un spectre de déplacement on suit les étapes suivants (figure III.4) :

1. Une définition numérique de l'accélération du sol  $\ddot{u}_g(t)$  (accélérogrammes).

2. Déterminer la période naturelle et le taux d'amortissement  $\xi$  ; pour un système de 1DDL.
3. Compter la valeur du déplacement  $u(t)$  due à  $\ddot{u}_g(t)$  par l'utilisation de l'intégrale de Duhamel.
4. La détermination du déplacement maximale  $u_0$
5. Déterminer la coordonnée du spectre pour  $T_n$  et  $\xi$  définies précédemment  **$SD = u_0$**
6. Répétez les étapes de 2 à 5 pour un intervalle de  $T_n$  et  $\xi$  qui couvre tous les s



Aujourd'hui, on peut avoir des spectres de réponse à partir des logiciels comme

Séismo-Spectre, que nous utiliserons dans nos calculs.

### III.3.1.2 Spectre de réponse pseudo-vitesse

On peut tracer le spectre pseudo-vitesse  $S_p V(\omega_D, \xi)$  en fonction de la période (T)

Par l'utilisation de la relation suivante :

$$S_p V(\omega_n, \xi) = \omega_n SD(\omega_n, \xi) \quad (III.15)$$

Si  $\xi=0$  on trouve que :

$$SV(\omega_D, \xi) = \omega_n SD(\omega_n, \xi) \quad (III.16)$$

Le spectre de réponse à la pseudo-vitesse est une représentation graphique de la réponse de la vitesse en fonction de la période de vibration naturelle  $T_n$ , ou fréquence de vibration naturelle  $f_n$ , du système. Pour un mouvement du sol la pseudo-vitesse de pointe V pour un système avec une période naturelle T peut être déterminé à partir de l'équation. (III.15) et la déformation maximale D du même système disponible dans le spectre de réponse de la figure III.4.

Dans une étude récente de *Sadek et al. (2000)* illustré dans la figure (III.5), basée sur une analyse statistique de 40 structures à 1DDL amorties avec une plage de période comprise entre 0,1 et 4,0 secondes soumise à 72 accélérogrammes, il a été constaté que la vitesse relative maximale SV est égale à la pseudo-vitesse PSV pour les périodes proches de 0,5 seconde (fréquence de 2 Hz). Pour les périodes inférieures à 0,5 seconde, SV est inférieure à PSV, tandis que pour les périodes supérieures à 0,5 seconde, SV est plus grande et augmente à mesure que la période et le rapport d'amortissement augmentent. Une analyse de régression a été utilisée pour établir la relation suivante (*Naeim, 2001*):

$$\frac{SV}{PSV} = a_v T^{b_v} \quad (III.17)$$

Avec :  $a_v = 1.095 + 0.647\xi - 0.382 \xi^2$  et  $b_v = 0.193 + 0.838\xi - 0.621\xi^2$

T : est la période naturelle et,  $\xi$ : est le taux d'amortissement

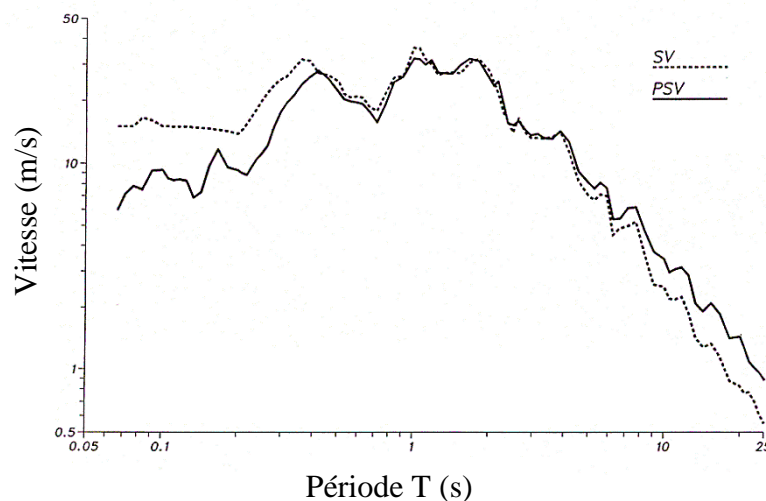


Figure III.5 : comparaison entre le spectre de pseudo vitesse et spectre de vitesse relative

---

ou séisme *El Centro 1940*.

### III.3.1.3 Spectre de réponse pseudo-accélération :

On peut tracer le spectre de pseudo-accélération  $S_p A(\omega_D, \xi)$  en fonction de la période (T), par l'utilisation des relations suivante :

$$S_p A(\omega_n, \xi) = \omega_n^2 SD(\omega_n, \xi) \quad (III.18)$$

Si  $\xi=0$  on trouve que :

$$SA(\omega_n, \xi) = \omega_n^2 SD(\omega_n, \xi) \quad (III.19)$$

La quantité A(t) est liée à la valeur maximale du cisaillement de base  $V_0$  [ou à la valeur maximale de la force statique équivalente  $f_{s_0}$ , équation (III.8)

$$V_{b_0} = f_{s_0} = m A \quad (III.20)$$

Cette relation est simplement spécialisée pour la réponse de crête dans le temps avec la valeur de maximale de  $A(t)$  indiquée par  $A$ . Le cisaillement de base de crête peut être écrit sous la forme

$$V_{b_0} = \frac{A}{g} w \quad (III.21)$$

Où  $w$  est le poids de la structure et  $g$  l'accélération gravitationnelle. Sous cette forme,  $A/g$  peut être interprété comme le coefficient de cisaillement à la base ou le coefficient de force latérale. Il est utilisé dans les codes du bâtiment pour représenter le coefficient par lequel le poids structurel est multiplié pour obtenir le cisaillement à la base.

### III.3.1.4 Représentation tri-logarithmique A-V-D :

Un graphique combiné montrant les trois quantités spectrales est particulièrement utile. Ce type de tracé a été développé pour les spectres de réponse aux tremblements de terre, apparemment pour la première fois, par A. S. Veletsos et N. M. Newmark en 1960.

Les trios spectres SD ; SPA et SPV sont liés entre eux avec la relation suivante, donc en connaissant l'un des spectres, nous pouvons identifier les deux autres

$$\frac{A}{\omega_n} = V = \omega_n D \quad (III.22)$$

$A$  ;  $V$  et  $D$  : sont l'accélération ou la vitesse et le déplacement maximal.

En mettant l'expression (III.22) logarithmique, on obtient :

$$\log \omega_n + \log D = \log V = \log A - \log \omega_n \quad (III.23)$$

Et avec ( $T_n = 2\pi/\omega_n$ ) on obtient :

$$\log D - \log \frac{T_n}{2\pi} = \log V = \log A + \log \frac{T_n}{2\pi} \quad (III.24)$$

$$\Rightarrow \begin{cases} \log A = \log V - \log \frac{T_n}{2\pi} \\ \log D = \log V + \log \frac{T_n}{2\pi} \end{cases}$$

Dans ces conditions, on peut représenter les spectres de réponse d'accélération, de pseudo vitesse et pseudo déplacement à un tracé unique dans la représentation dite tri-logarithmique dont la lecture devra être effectuée conformément aux indications de la figure III.6.

Les échelles verticale et horizontale pour  $V$  et  $T$  sont des échelles logarithmiques standard. Les deux échelles pour  $D$  et  $A$  inclinées à  $+45^\circ$  et  $-45^\circ$ , respectivement, par rapport à l'axe  $T$  sont également des échelles logarithmiques mais non identiques à l'échelle verticale.

L  
a  
rela  
tion  
entr  
e  
les  
spe  
ctre  
s de  
rép  
ons  
es  
A-  
V-  
D et

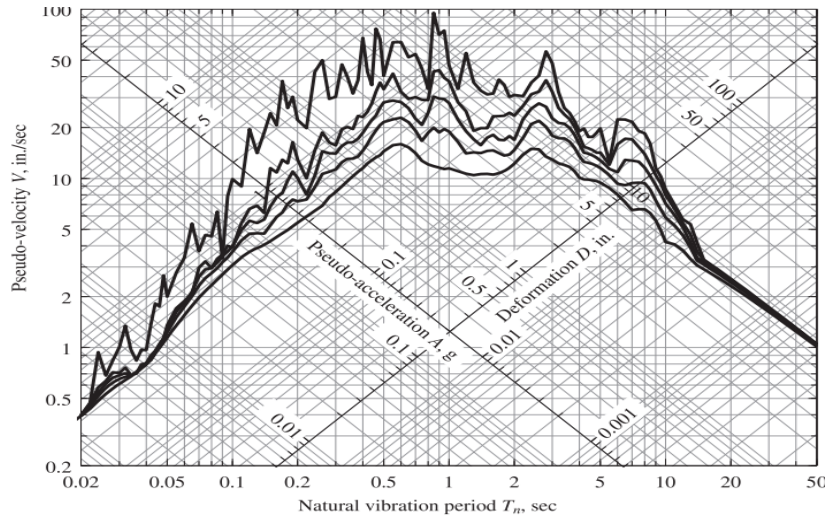


Figure III.6 combinaisons D-V-A réponse spectral de séisme de El Centro  $\zeta=0, 2, 5, 10$  et 20%

$u_g(t), \dot{u}_g(t),$  et  $\ddot{u}_g(t)$  :

Basé sur la figure III.7 Chopra (1995), a étudié les propriétés du spectre de réponse sur différentes plages de la période de vibration naturelle du système, séparées par les valeurs de période en a, b, c, d, e et f :  $T_a= 0.035, T_b= 0.125, T_c= 0.5, T_d= 3.0, T_e= 10$  et  $T_f= 15$  sec. Sachant que : A est pseudo accélération, V est la pseudo vitesse, D est le déplacement  $u_g(t), \dot{u}_g(t),$  et  $\ddot{u}_g(t)$  sont le déplacement la vitesse et l'accélération maximal de sol. On peut conclure que :

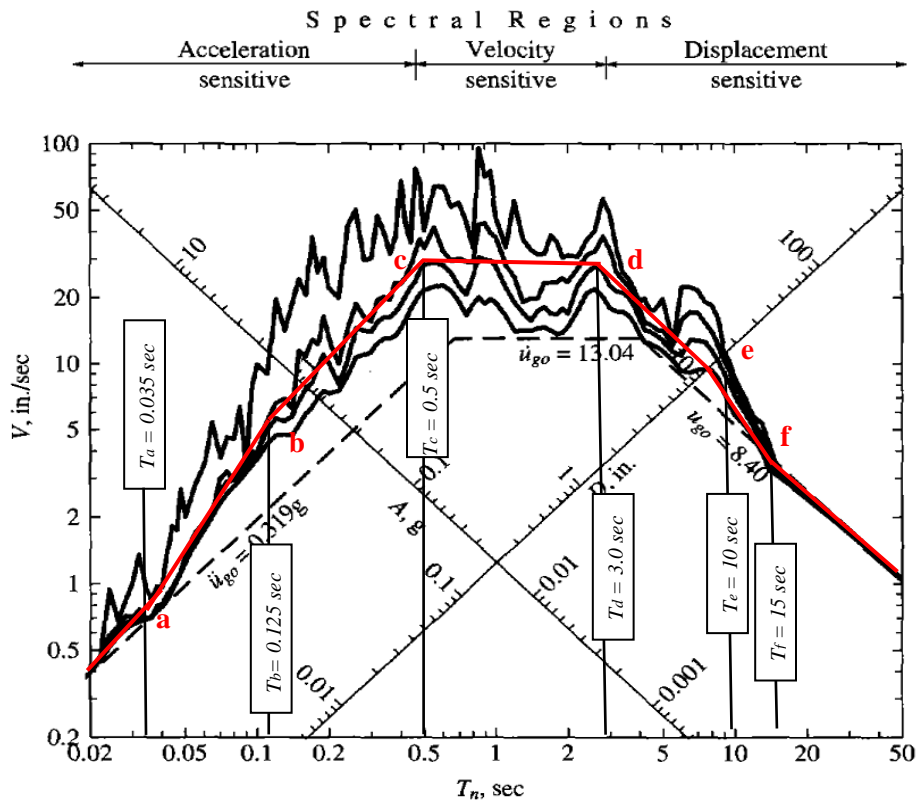


Figure III.7 : Réponse spectrale ( $\zeta = 0, 2, 5,$  et  $10\%$ ) et la valeur maximale de l'accélération, vitesse, déplacement du sol, et le spectre idéalisé de  $\zeta = 5\%$  du séisme d'El Centro.

Pour les systèmes avec une période très courte correspondent à des oscillations des structures extrêmement raides, disons une  $T_n < T_a = 0,035$  s, le pic de pseudo-accélération ( $A$ ) est pratiquement égale à  $\ddot{u}_{g_0}$ , et  $D$  est très faible. Cette tendance peut être comprise sur la base d'un raisonnement physique : Pour une masse fixe, un système à très courte période est extrêmement rigide. Un tel système ne devrait subir que très peu de déformations et sa masse se déplacerait de manière rigide avec le sol ; son accélération maximale appelée accélération à période nulle devrait être environ égale à l'accélération maximale du sol  $\ddot{u}_{g_0}$ . Le mouvement de l'oscillateur n'étant plus amplifié par rapport au mouvement du sol (*figure III.8.a*), on appelle cette fréquence, fréquence de coupure.

Pour les systèmes avec une très longue période correspondent à des oscillations de structures extrêmement souples, disons  $T_n > T_f = 15$  s,  $D$  pour toutes les valeurs d'amortissement se rapproche de  $\mathbf{u}_{g_0}$  et  $A$  est très petit ; ainsi, les forces dans la structure, qui sont liées à  $(m \cdot A)$ , seraient très faibles. Cette tendance peut encore s'expliquer en s'appuyant sur un raisonnement physique : Pour une masse fixe, un système à très longue période est extrêmement flexible. On s'attendrait à ce que la masse reste essentiellement stationnaire tandis que le sol est en dessous (*Figure III.8.b*).

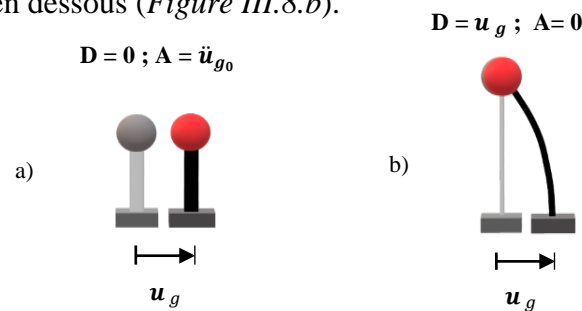


Figure III.8 : (a) système rigide, (b) système flexible

Pour les systèmes à courte période où  $T_n$  est compris dans la plage de  $T_a = 0.035$  à  $T_c = 0,5$ , l'accélération ( $A$ ) dépasse  $\ddot{u}_{g_0}$ , l'amplification dépendant de  $T_n$  et  $\xi$ . Sur une partie de cette plage de périodes,  $T_b = 0.125$  à  $T_c$ ,  $A$  peut-être idéalisé comme constante à une valeur égale à  $\ddot{u}_{g_0}$  amplifiée par un facteur dépendant de  $\xi$

Pour les systèmes à longue période avec  $T_n$  compris entre  $T_d = 3$  s et  $T_f = 15$  s,  $D$  dépasse généralement  $\mathbf{u}_{g_0}$ , l'amplification dépendant de  $T_n$  et  $\xi$ . Sur une partie de cette plage de périodes,  $T_d$  à  $T_e = 10$  s,  $D$  peut être idéalisé comme constant à une valeur égale à  $\mathbf{u}_{g_0}$  amplifiée par un facteur dépendant de  $\xi$

Pour les systèmes à période intermédiaire avec  $T$  compris entre  $T_c = 0,5$  s et  $T_d = 3,0$  s,  $V$  dépasse  $\dot{\mathbf{u}}_g$ . Sur cette plage de période,  $V$  peut être idéalisé comme une constante à une valeur égale à  $\dot{\mathbf{u}}_g$ , amplifiée par un facteur dépendant de  $\xi$

Sur la base de ces observations, il est logique de diviser le spectre en trois plages de périodes (*figure III.7*). La région longue période à droite du point d, est appelée la région sensible au déplacement car la réponse structurelle est la plus directement liée au déplacement du sol. La région de période courte située à gauche du point c, est appelée région sensible à



l'accélération, car la réponse structurelle est le plus directement liée à l'accélération du sol. La région intermédiaire entre les points c et d, est appelée région sensible à la vitesse car la réponse structurelle semble être mieux liée à la vitesse du sol qu'aux autres paramètres de mouvement du sol. Pour un mouvement du sol particulier, les périodes  $T_a$ ,  $T_b$ ,  $T_c$  et  $T_d$  sur le spectre idéalisé sont indépendants de l'amortissement, mais  $T_c$  et  $T_d$  varient avec l'amortissement.

### III.3.2 Les facteurs influençant sur le spectre de réponse :

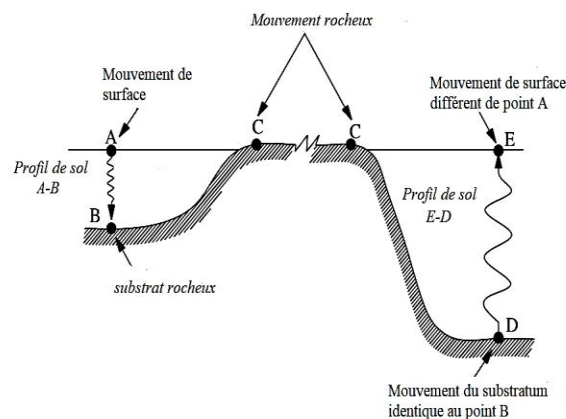
Des études récentes indiquent que la forme spectrale ne dépend pas seulement des trois mouvements de pointe du sol, mais également d'autres paramètres tels que la magnitude des séismes, la distance source-site, la nature du sol et les caractéristiques de la source. Plusieurs chercheurs ont utilisé l'analyse statistique des spectres à différentes périodes pour développer des équations permettant de calculer les ordonnées spectrales en fonction de ces paramètres. Par exemple, *Crouse et Mc Guire (1996)* ont utilisé 238 accélérographes horizontaux de 16 séismes entre 1933 et 1992 avec une amplitude des ondes de surface supérieure à 6, afin de formuler une relation de pseudo-vitesse en fonction de divers paramètres de séisme. Les spectres de réponse pour 5% d'amortissement ont été calculés pour quatre catégories de sites ; roche, roche molle ou sol raide, sol moyennement raide et sol mou, classés dans les classes de sol A à D, respectivement. Une analyse de régression a été effectuée pour des périodes allant de 0,1 à 4,0 secondes. Leur équation proposée pour la pseudo-vitesse (PSV) en cm / sec est donnée par :

$$\ln(PSV) = a + bM_s + d \ln[R_{rup} + C_1 \exp(C_2 M_s)] + eF \quad (III.25)$$

Où  $M_s$  est la magnitude de l'onde de surface,  $R$  la distance la plus proche du site par rapport à la rupture de la faille en km et  $F$  le paramètre de type de faille égal à 1 pour les tremblements de terre à glissement inverse et à 0 pour les séismes de glissement normal, Les paramètres ( $a$ ,  $b$ ,  $c_1$ ,  $c_2$ ,  $d$  et  $e$ ) sont obtenus par une étude de régression statistique non linéaire, présentés dans les tableaux (*Crouse et McGuire 1996*) Pour différentes périodes et catégories de sol.

#### III.3.2.1 La géologie du site :

L'observation montre que le séisme est ressenti en un lieu donné qui dépend dans une large mesure de la nature des terrains traversés par l'onde sismique et des conditions locales (topographie du terrain...). En effet, les ondes sismiques se propagent dans le rocher, puis en certains endroits à travers des sédiments dont, les caractéristiques vont influencer sur le mouvement du sol enregistré en surface comme indique la figure (III.9).



*Figure III.9 : Influence du profil de sol sur le mouvement sismique.*

Avant le séisme de San Fernando en 1971, les accélérogrammes étaient en nombre limité et n'étaient donc pas suffisants pour déterminer l'influence de différents paramètres sur les spectres de réponse. En conséquence, la plupart des spectres de conception étaient basés sur des enregistrements d'alluvions, mais ils ne faisaient référence à aucune condition de sol spécifique. Des études de *Hayashi et al (1971)* et *Kuribayashi et al (1972)* sur les effets des conditions du sol sur les séismes japonais ont montré que les conditions du sol affectent de manière significative les formes spectrales. D'autres études de *Mohraz et al (1972)* et *Hall et al (1975)* ont également évoqué l'influence de l'état du sol sur les formes spectrales.

L'étude de *Seed et al (1976)*, qui a utilisé 104 composantes horizontales des enregistrements sismiques de 23 séismes. Les enregistrements ont été divisés en quatre catégories : roches, sols raides d'une profondeur inférieure à environ 45 m, sols fermes profonds des supérieures à (75 m, et argile et sable mous à moyens. Les spectres de réponse pour 5% d'amortissement ont été normalisés à l'accélération maximale au sol des

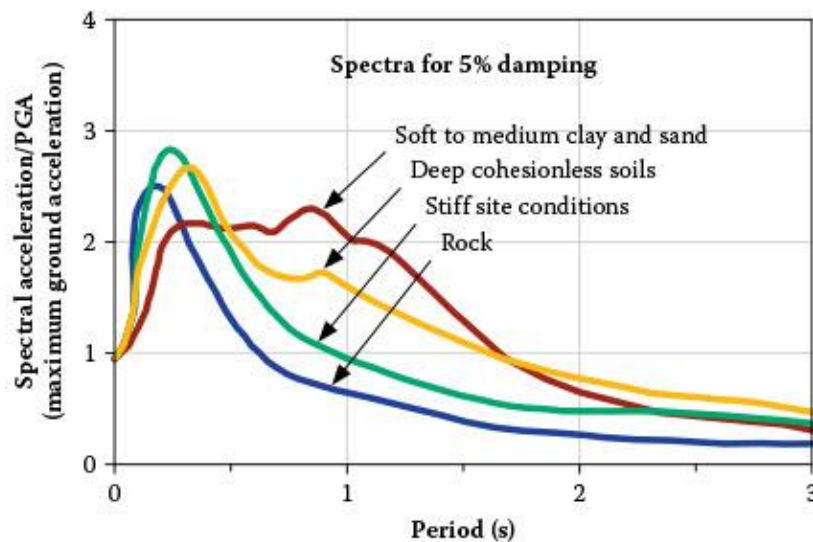


Figure III.10 : Spectre accélération moyen pour différent condition de sol (Seed et al 1976).

enregistrements.

On voit que l'état du sol affecte les spectres de manière significative. La figure ci-dessus montre que, pour des périodes supérieures à environ 0,4 à 0,5 seconde, les ordonnées spectrales pour le sol rocheux sont nettement inférieures à celles des argiles tendres à moyennes et des sols profonds sans cohésion. Par contre pour des périodes inférieures à 0,5 seconde, les ordonnées spectrales de sol rocheux ou raide sont grande que celles des argiles tendres à moyennes et des sables.

Cela indique que l'utilisation des spectres qui ne prennent pas en compte de l'influence du sol sur les spectres de réponse peut surestimer les amplifications de conception pour la roche (*Naeim, 2001*).

En conséquence, lorsqu'il s'agit de choisir un spectre pour un site donné, il est très important de connaître la nature du sol, puisque les sols durs transmettent de préférence les hautes fréquences et les sols mous transmettent les basses fréquences.



### III.3.2.2 La durée du mouvement fort

Bien que les spectres de réponse aux tremblements de terre fournissent la meilleure description quantitative de l'intensité et de la fréquence du mouvement du sol, ils ne fournissent aucune information sur la durée des secousses violentes : un paramètre que de nombreux chercheurs et praticiens considèrent comme important pour évaluer les effets dommageables d'un tremblement de terre.

L'influence de la durée du mouvement fort sur les formes spectrales a été étudié par Peng et al. (1989) qui ont utilisé une approche de vibration aléatoire pour estimer le spectre de réponse probabiliste dépendant du site. Leur étude montre que les longues durées de mouvement intense augmentent la réponse dans les régions de fréquence basse et intermédiaire. Cela est cohérent avec le fait que les accélérogrammes de longue durée ont une probabilité plus grande de contenir des composantes d'onde de longue période, ce qui peut entraîner une réponse importante dans la région du spectre de longue période ou des basses fréquences (Naeim, 2001).

### III.3.2.3 Le trajet.

Des études récentes ont examiné l'effet de la distance sur la forme et les amplitudes des spectres des séismes. Utilisation des données du séisme de Loma Prieta du 17 octobre 1989 ; Mohraz (1992) a divisé les enregistrements en trois groupes : champ proche (distance inférieure à 20 km), champ moyen (distance comprise entre 20 et 50 km) et champ lointain (distance supérieure à 50 km). L'amplification d'accélération moyenne (pseudo-accélération divisée par l'accélération maximale du sol) pour les enregistrements sur le rocher et sur les alluvions pour les trois groupes est illustrée à la figure (III.11). Les graphiques indiquent que pour les sites rocheux, les amplifications pour le champ proche sont nettement inférieures à celles du champ moyen ou du champ lointain pour des périodes supérieures à 0,5 seconde. Pour des périodes plus courtes, cependant, les amplifications pour le champ proche sont plus grandes. L'effet de la distance est moins prononcé pour les enregistrements sur les alluvions.

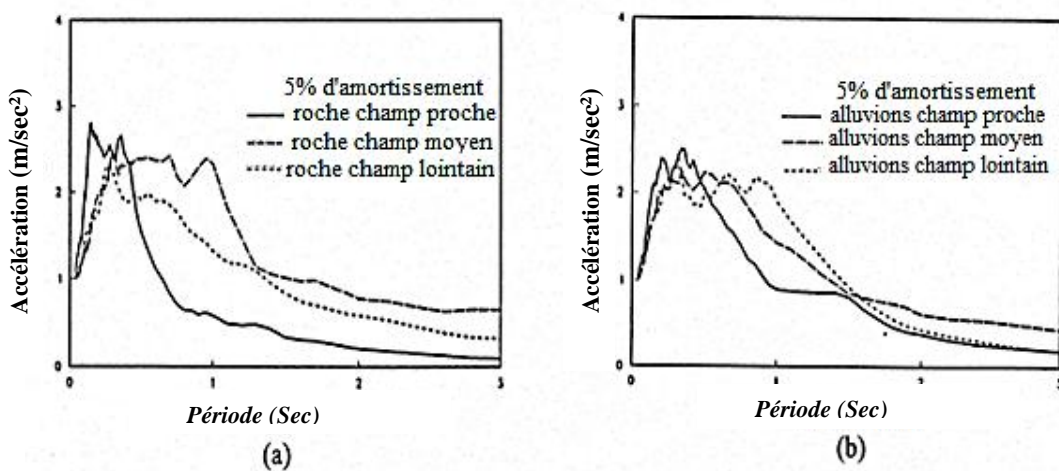


Figure III.11 : L'amplification d'accélération moyenne de  $\zeta=5\%$  pour différents distances à le site du séisme Loma prieta 1989 , (a) site rocheux et (b) alluviaux.(Mohrraz 1992)

Période (Sec)

La figure (III.12) de Boore, et (1997) montre la pseudo-réponse en vitesse pour les sites situés sur un sol d'une magnitude de 7,5 à différentes distances de source sismique. La figure indique que les ordonnées spectrales diminuent avec l'augmentation de la distance. Étant donné que les formes spectrales sont presque parallèles les unes aux autres pour les distances comprises entre 10 et 80 km, on peut en conclure que la distance n'affecte pas la forme spectrale de manière significative, mais influe sur les ordonnées spectrales par l'atténuation de l'accélération du sol.

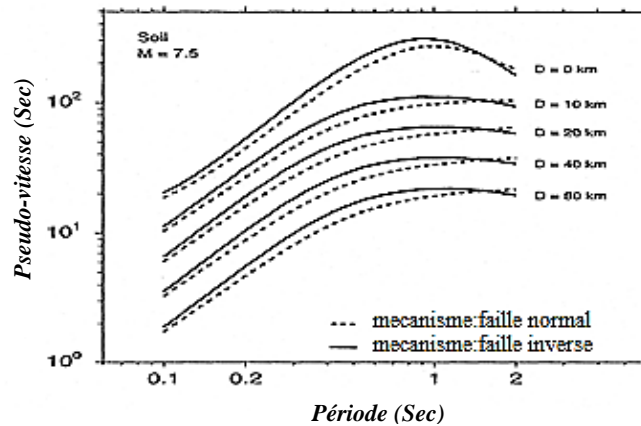


Figure III.12 Spectres de pseudo vitesse de  $\zeta= 5\%$  pour un séisme de magnitude de 7,5 à déférant distance (Boore et al.1997)

### III.3.2.4 La magnitude

L'influence de la magnitude des séismes sur les spectres de réponse est généralement prise en compte lors de la spécification de l'accélération maximale du sol sur un site. En conséquence. La magnitude des séismes influe toutefois dans une certaine mesure sur les amplifications spectrales. L'étude de Mohraz (1978) sur l'influence de la magnitude du séisme sur l'amplification de la réponse pour les alluvions montre des amplifications d'accélération plus importantes pour les enregistrements de magnitudes comprises entre 6 et 7 que ceux ayant une magnitude comprise entre 5 et 6 (voir Figure III.13). La figure indique que la magnitude d'un séisme peut influencer sur les formes spectrales et qu'il peut être nécessaire de prendre en compte celle-ci lors de l'élaboration des spectres de conception pour un site spécifique.

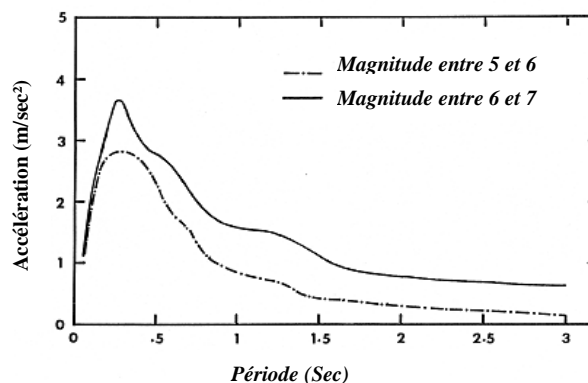


Figure III.13 : L'effet de la magnitude sur la forme de spectre (Mohraz 1978)

L'équation (III.24) inclue l'influence de la magnitude des séismes sur la pseudo-vitesse. L'équation indiquent que les ordonnées spectrales augmentent avec l'augmentation de la magnitude des séismes.

### III.4 Spectre de conception (de calcul)

Etant donné que les caractéristiques détaillées des futurs séismes ne sont pas connues, la majorité des spectres de conception de séisme sont obtenus en faisant la moyenne d'un ensemble de spectres de réponse à partir d'enregistrements présentant des caractéristiques similaires telles que l'état du sol, la distance épacentrale, la magnitude, le mécanisme de la source. Les spectres de conception sont présentés sous forme de courbes lisses (figure III.14) ou de lignes droites. Le lissage est effectué pour éliminer les pics et les creux des spectres de réponse qui ne sont pas souhaitables pour la conception en raison des difficultés rencontrées pour déterminer les fréquences exactes et les formes de mode des structures lors de séismes graves.

Il convient de noter que, dans certains cas, il est compliqué de déterminer la forme du spectre de conception pour un site particulier, et qu'il faut faire preuve de prudence avant d'arriver à un ensemble d'enregistrements représentatif. La sélection d'un ensemble d'enregistrements approprié pour obtenir des spectres de conception représentatifs est importante et peut nécessiter la sélection de différents ensembles d'enregistrements pour différentes régions du spectre.

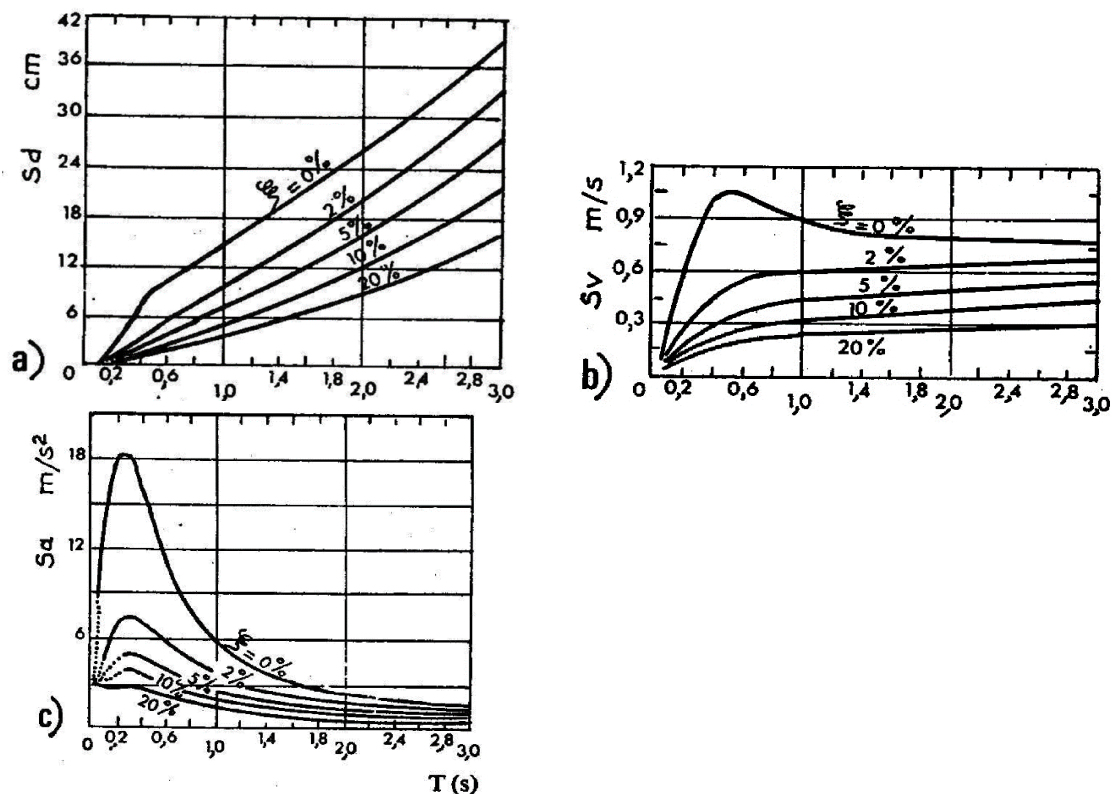


Figure III.14 : Spectre de conception ; a) spectre de déplacement  $S_d$ , b) spectre de vitesse  $S_v$ , c) spectre d'accélération  $S_a$ , (copra 1982).



Etant donné que les pics d'accélération, de vitesse et de déplacement du sol diffèrent d'un enregistrement sismique à un autre, la réponse calculée ne peut pas être moyennée de manière absolue. Diverses procédures sont utilisées pour normaliser les spectres de réponse avant d'effectuer une moyenne. Parmi ces procédures, deux ont été les plus couramment utilisées :

- 1) La normalisation en fonction de l'intensité du spectre (Housner, G. W. 1952) où les zones situées sous les spectres entre deux fréquences ou périodes données sont égales,
- 2) La normalisation en fonction du mouvement du sol. Où les ordonnées spectrales sont divisées par l'accélération, la vitesse ou le déplacement maximal du sol pour la région

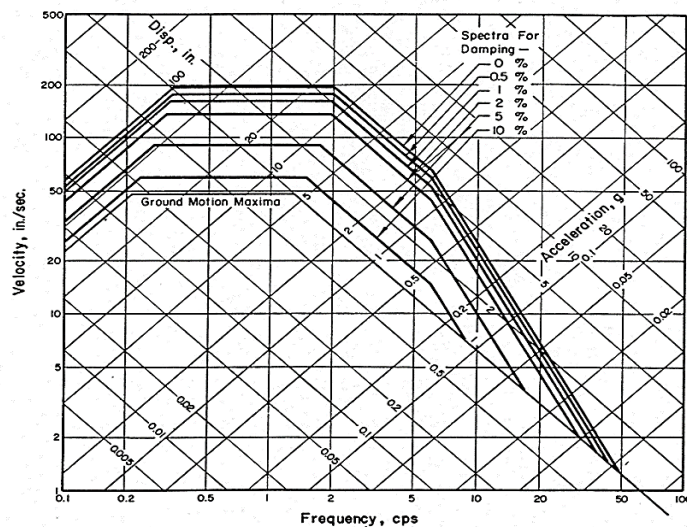


Figure III.15 : Spectre de calcul normalisé à 1.0g par Newmark et Hall(1973)

correspondante du spectre .

Housner (1959-1970) a développé le premier spectre de conception parasismique. Ces spectres de conception sont basés sur les caractéristiques des deux composantes horizontales des quatre mouvements du sol sismique enregistrés à El Centro en Californie en 1934 et 1940, à Olympia en 1949 et à Taft en Californie en 1952.

À la fin des années soixante, Newmark et Hall (1973-1975) ont recommandé d'utiliser des lignes droites pour représenter les spectres de conception sismique illustrés dans la figure (III.15). Ils ont suggéré trois amplifications (accélération, vitesse et déplacement) constantes dans les régions haute, moyenne et basse fréquence du spectre (tableau III-1).

Tableau III-1 Valeur de facteur d'amplification du spectre (Newmark and Hall1973)

Taux d'amortissement (%)	Facteur d'amplification		
	Déplacement	Vitesse	Accélération
0	2,5	4	6,4
0,5	2,2	3,6	5,8
1	2,0	3,2	5,2
2	1,8	2,8	4,3
5	1,4	1,9	2,6
7	1,2	1,5	1,9
10	1,1	1,3	1,5
20	1,0	1,1	1,2

En 1978, l'ATC « Applied Technology Council » recommandait une version lissée des formes spectrales normalisées proposées par Seed et al. (1976) à utiliser pour développer les spectres de conception parasismique des bâtiments. Les formes spectrales sur *la figure (III.16)* a été lissée en utilisant quatre périodes de contrôle. En outre, les quatre catégories de sol ont été réduites à trois : les sols rocheux et raides (type de sol 1), les sols argileux profonds sans cohésion ou rigides (type de sol 2), les argiles et les sables mous à moyens (type de sol 3).

L'étude de Mohraz (1976) propose une autre présentation d'influence type de sol sur le spectre de réponse. Il montre l'amplification des spectres de manière plus précise dans

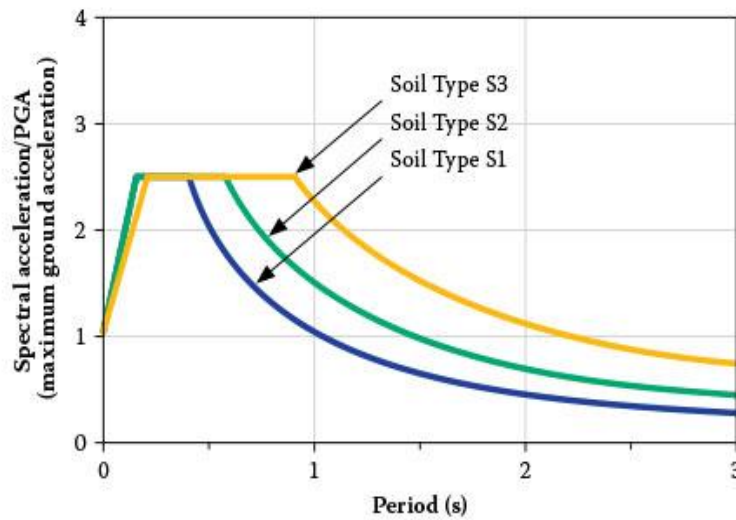
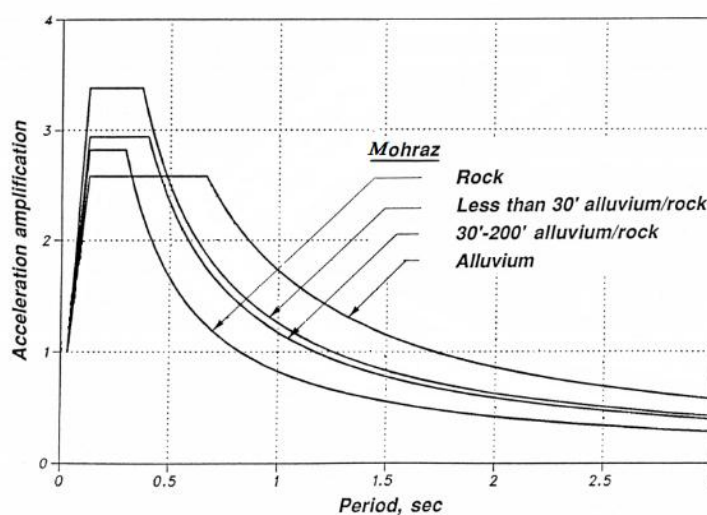


Figure III.16 : Spectre de conception dépend du site de (Seed et al 1976) modifié par ATC-3 (R.Dobry et al 2000).

l'intervalle des < 0,8 Sec (figure



période T III.17).

Figure III.17 :Forme le spectral pour 5% d'amortissement proposée par Mohraz (1976).

### III.4.1 Spectre de conception et Spectre de réponse

Il convient de garder à l'esprit la différence entre les spectres de réponse et les spectres de conception. Un spectre de réponse est un graphique de la réponse maximale d'un oscillateur 1DDL amorti avec différentes fréquences ou périodes pour un mouvement du sol spécifique, tandis qu'un spectre lisse ou de conception est une spécification de la force de conception sismique ou du déplacement d'une structure ayant une certaine fréquence ou période de vibration et d'amortissement (*Housner.1982*).

### III.5 Spectre inélastique

Le spectre de réponse élastique est obtenu à partir de l'amplification de la réponse maximale du mouvement du sol exprimé soit en accélération. 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 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  $R$  pour de tenir compte de la déformation inélastique de la structure ( la figure *III.18*).

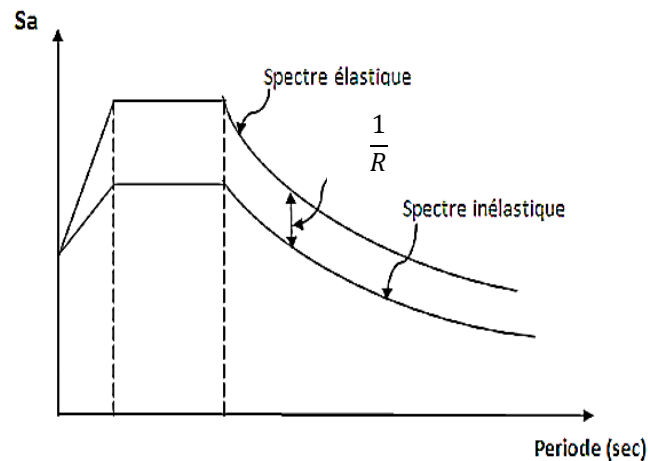


Figure III.18 : spectre de réponse élastique et inélastique.

### III.6 Utilisation de spectre de conception :

L'utilisation du spectre de réponse n'est possible qu'après une analyse modale, où les résultats de celle-ci sont les valeurs et les vecteurs propres de la structure.

#### III.6.1 . Méthode d'analyse modale spectrale :

Cette méthode peut être utilisée dans tous les cas, et en particulier dans le cas où la méthode statique équivalente n'est pas permise. L'ingénieur de structure est intéressé seulement par les valeurs maximales (déplacement, accélération). Ces valeurs sont données sous forme de spectres des déplacements, vitesses ou accélérations. Par ailleurs, cette méthode consiste à rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.

### - L'analyse modale

La méthode modale ou superposition modale est une technique très utile pour déterminer la réponse dynamique d'un système linéaire à plusieurs degrés de liberté soumis à un chargement dynamique (ou l'accélération à la base) quelconque.

Dans la méthode modale les équations doivent être découplées, chacune de cette équation ainsi obtenue est intégrée explicitement ou numériquement. La solution recherchée est une combinaison linéaire des solutions d'équations découplées.

La stratégie de base de l'analyse modale consiste à introduire une transformation linéaire des variables, en utilisant la matrice modale  $[\Phi]$ . Cette transformation convertit les équations différentielles des coordonnées géométriques en un nouveau système de coordonnées généralisées.

$$\{u\} = [\Phi] \{y\} \Leftrightarrow U = \Phi Y \quad (\text{III.27})$$

Avec :

$U$  : Vecteur de coordonnées géométriques des déplacements.

$Y$  : Vecteur de coordonnées généralisées des déplacements.

$\Phi$  : La matrice modale qui permet de passer des coordonnées généralisées aux coordonnées

### - Superposition des réponses spectrales

La superposition modale permet de calculer la réponse complète d'un système à  $N$  degré de liberté. Cependant, pour le dimensionnement, on s'intéresse, en général, à la valeur maximum de la réponse et non à la réponse temporelle complète. Le spectre de dimensionnement peut donc être utilisé afin d'évaluer la réponse maximale pour chaque mode de vibration et en combinant les réponses maximums pour chaque mode selon certaines règles, on peut obtenir la réponse maximum probable d'un système à  $N$  degré de liberté, (Paulter, 2005). Ainsi le déplacement max du DDL ( $i$ ) pour le mode  $j$  s'écrit :

$$U_{i \max}^j = \Phi_{ij} \alpha_j S_{Dj} \quad (\text{III.28})$$

$S_{Dj}$  : Valeur spectrale en déplacement relatif du mode  $j$

$\alpha_j$  : Facteur de participation modale du mode  $j$ .

Plusieurs méthodes ont été proposées afin d'estimer la valeur probable de la réponse maximum à partir des réponses spectrales. La plus populaire de ces méthodes, et d'ailleurs la plus simple, est de calculer la moyenne quadratique des réponses modales que nous appellerons méthode racine carré de la moyenne quadratique, (en anglais SRSS, Square Root of the Sum of the Squares), qui consiste à effectuer une moyenne quadratique des effets des différents modes. La moyenne quadratique est la racine carrée de la somme des carrés des contributions de chaque mode. La combinaison de réponse avec SRSS :

$$U_{i \max} = \sqrt{\sum_{i=1}^n (U_{i \max}^j)^2} \quad (\text{III.29})$$

$U_{i \max}$ : déplacement max de DDL<sub>i</sub>.

➤ **Calcul des forces élastiques maximales**

on détermine la réponse élastique à partir de l'équation suivante : Pour chaque mode j

$$F = [K] U_{i \max}^j \quad (III.30)$$

$$F = [K] \Phi_{ij} \alpha_j S_{Dj} \quad (III.31)$$

➤ **Calcul de l'effort tranchant maximal**

$$V_{\max}^j = \sum_{i=1}^n F_{i \max}^j = \alpha_j^2 M_j S_{aj} \quad (III.32)$$

Avec :  $V_{\max}^j$  : Effort tranchant à la base de la structure du mode j

$S_{aj}$  : Spectre de réponse en pseudo accélération.

Ou par une autre forme de Calcul de cisaillement maximal à la base :

$$V_{0 \max} = k S_d = m \omega^2 S_d = m S_a \quad (III.36)$$

À partir de cela :

$$V_{0 \max} = \frac{S_a}{g} W \quad (III.37)$$

Où W est le poids de la structure et g est l'accélération de la gravité. Dans cette équation. (Sa/g) peut être interprété comme le coefficient de cisaillement de base, comme spécifié dans les codes du bâtiment pour calculer la charge équivalente statique latérale.

### III.7 Spectre de capacité :

Le spectre de capacité est une autre alternative de représentation du spectre inélastique. Au lieu d'utiliser le graphe accélération-période, une courbe force-capacité (accélération-déplacement) est tracée (figure III.19). L'avantage de cette représentation est l'illustration conjuguée de la force et de la demande de déplacement. Pour les forces élastiques la demande du déplacement élastique et la période élastique peuvent être déterminées.



*Figure III.19 : Spectre de capacité (de demande)*

### **III.8 Génération d'un spectre de réponse par logiciel :**

Il existe plusieurs logiciels pour générer les spectres de réponse à partir des données de mouvement de sol (accélérogramme) comme Matlab et SismoSpectre, ce sont des logiciels de calcul, on peut les utiliser pour construire un spectre de réponse.

Dans la présente étude nous choisissons le SeismoSpect comme un outil informatique puissante pour la simulation des spectres. Le SeismoSpect est un logiciel spécialisé pour la réalisation et la comparaison des spectres de réponse.

#### **III.8.1 Présentation de logiciel SeismoSpect**

SeismoSpect constitue une plate-forme simple et efficace qui permet aux utilisateurs de créer leur propre bibliothèque d'enregistrement de mouvements du sol et de les sauvegarder dans un seul fichier, ce qui facilite la gestion et le partage d'un grand nombre d'enregistrements. Cette application est capable d'appliquer plusieurs types de filtres et d'effectuer une correction de la ligne de base en utilisant des polynômes de troisième ordre. Cet outil est également capable de calculer la réponse spectrale moyenne d'une collection d'accélérogrammes et de comparer ces résultats à un spectre de référence (les utilisateurs peuvent ainsi combiner différents enregistrements afin d'individualiser ceux dont le spectre moyen rencontrera un certain spectre de référence). Enfin, un module a été introduit pour calculer un certain nombre de paramètres de mouvements forts souvent demandés par les ingénieurs sismologues et ingénieurs parasismiques, tels que :

- Spectres de réponse élastiques et pseudo-spectres
- Spectres de réponse inélastiques sur-amortis et à ductilité constante
- Les paramètres de mouvement de sol (PGA, PGV, PGD, CAV, RMS...)

Le programme comporte une interface utilisateur graphique convivial capable de lire des accélérogrammes enregistrés dans plusieurs formats de fichier texte. Grâce à son intégration complète à l'environnement Windows, SeismoSpect permet de copier les résultats numériques et graphiques dans n'importe quelle application Windows (par exemple, MS Excel, MS Word, etc.), en notant que les tracés des caractéristiques peuvent être entièrement personnalisés à partir du programme même.

#### **III.8.2 Les étapes d'utilisation de SeismoSpectre :**

##### **A. L'injection des accélérogrammes :**

1. On peut charger un accélérogramme ou plusieurs accélérogramme par un seul clic sur l'angle Load ou load Multiple,
2. L'entrée des paramètres du signal sismique charger (Input parametrs for all Files)
3. Sélection des données



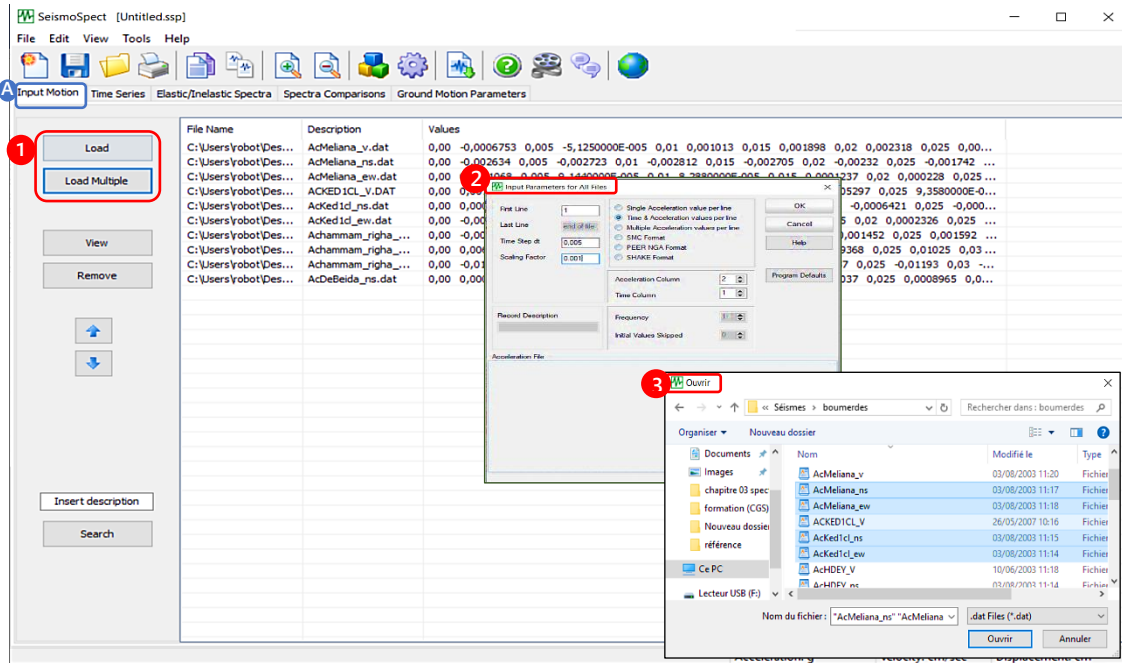


Figure III.20 : Interface pour d'introduction les données

### B. Affichage des accélérogrammes

Dans cette étape on peut voir la correction des trois signaux (accélération, vitesse, déplacement) représenté par un graphe ou dans un tableau.

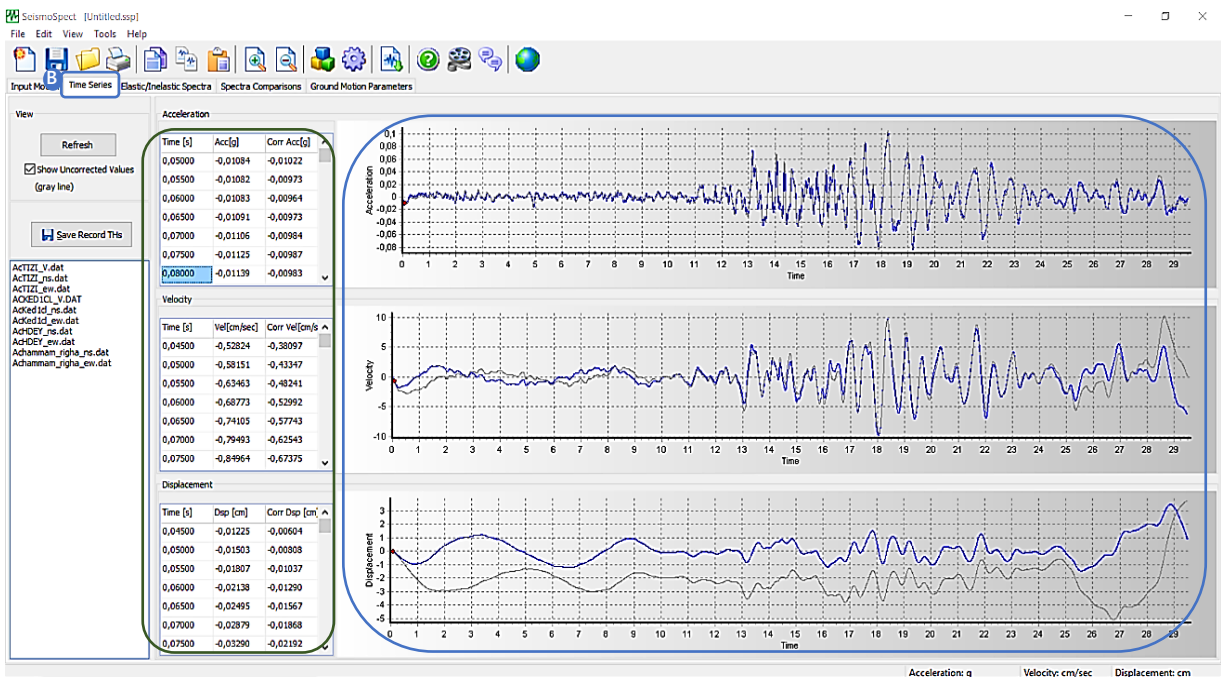


Figure III.21 : Visualisation des enregistrements

### C. Construction d'un spectre

1. Choisir le type d'affichage (graphe ou valeur)
2. Déterminer le type de spectre élastique ou inélastique et introduire la valeur d'amortissement et le facteur de ductilité.
3. Choisir le type de spectre (accélération ou vitesse ou déplacement)

4. « refresh » afficher les graphes ou les tableaux.

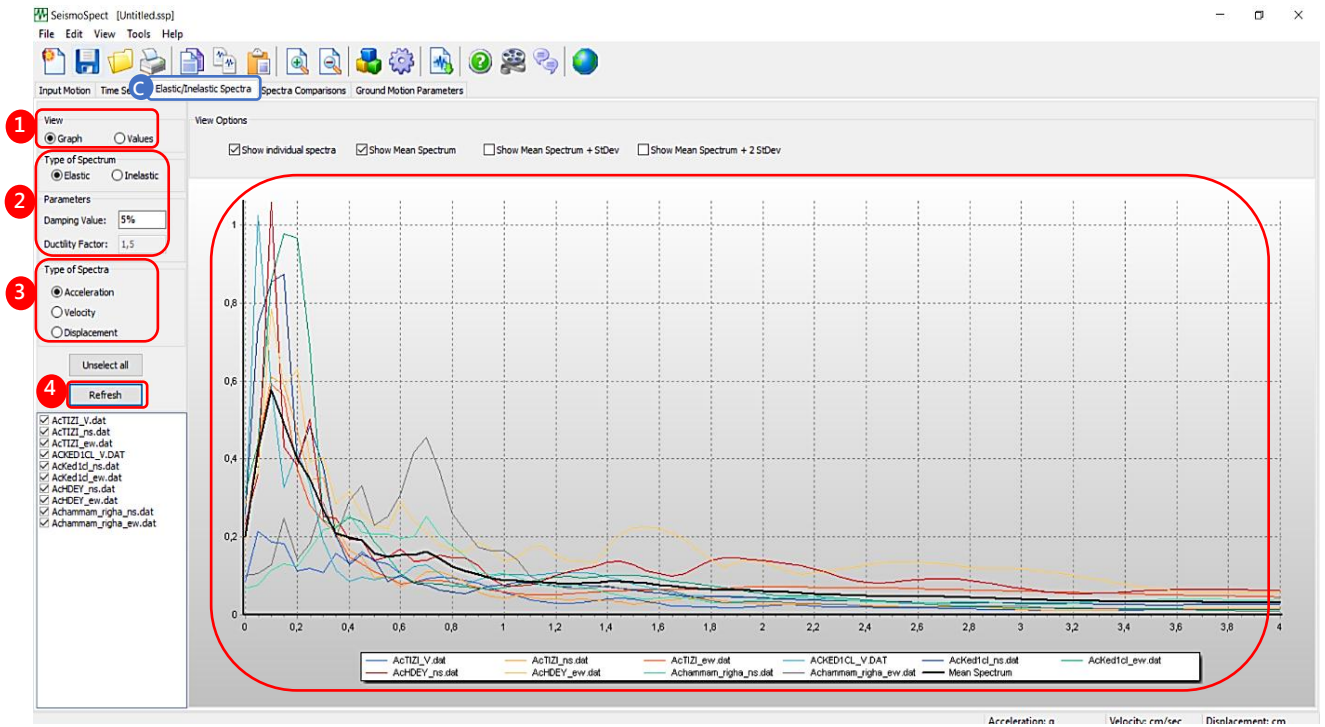


Figure III.22 : mode de construction d'un spectre dans Sismospectre

**D. Comparaison entre spectre moyen et le spectre de référence.**

1. Spectre de référence
2. Choisir le spectre de charge à partir de fichiers
3. Introduire les données du spectre de référence sous forme texte.
4. « Referch » affichage les spectres étudiés et spectres référence

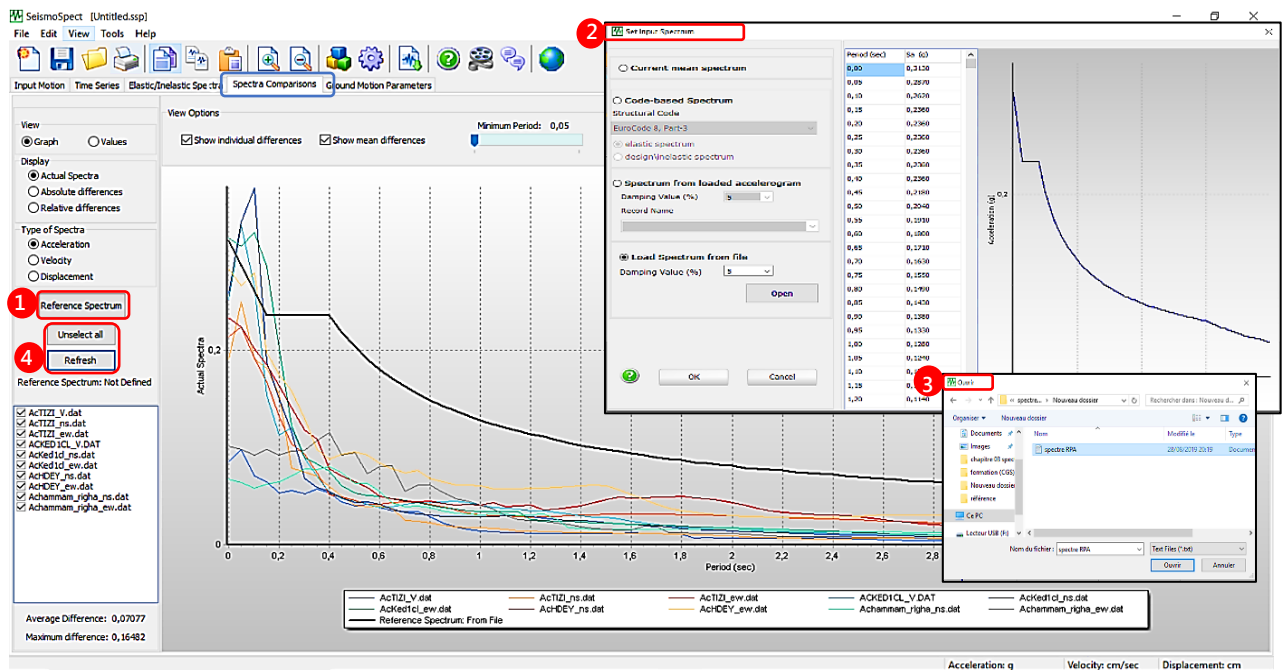


Figure III.23 : Comparaison avec des spectres cibles issus des codes sismiques

### III.9 Conclusion :

Le spectre de réponse est parmi les outils importants pour l'ingénieur qui souhaite mener une étude dynamique rigoureuse pour une structure, vu que les données qu'il fournit rendent cette étude possible.

Pour un mouvement du sol donné, la réponse à la déformation  $u(t)$  d'un système 1DDL ne dépend que de la période de vibration naturelle du système et de son taux d'amortissement.

Le spectre de réponse doit couvrir une large bande de périodes de vibration et plusieurs valeurs d'amortissement de manière à fournir la réponse maximale pour plusieurs types d'ouvrage (Bâtiment. ; Tour ; pont...)

Sous une excitation sismique, les structures extrêmement rigides donnent une accélération (A) pratiquement égale à l'accélération de sol  $\ddot{u}_{g_0}$ , et des déplacements très faibles. Par contre les structures extrêmement souples présentent un déplacement proche du déplacement du sol ( $u_{g_0}$ ) et une accélération très petite, ainsi que les forces dans la structure, qui sont liées à (masse x accélération).

Il est logique de diviser le spectre en trois plages de périodes. La région longue période, est appelée la région sensible au déplacement car la réponse structurelle est le plus directement liée au déplacement du sol. La région de période courte, est appelée région sensible à l'accélération, car la réponse structurelle est la plus directement liée à l'accélération du sol. La région intermédiaire est appelée région sensible à la vitesse car la réponse structurelle semble être mieux liée à la vitesse du sol qu'aux autres paramètres du mouvement du sol.

Pour obtenir un spectre qui porte des caractéristiques identiques à celle de site du la structure, de nombreux facteurs peuvent influencer sur l'allure de spectre doivent être pris en compte (la magnitude la distance épacentrale, conditions du site...). Le facteur du types sol du site d'implantation qui affecte de manière significative est difficile à déterminer de toutes les phases du spectre.

Lors de séismes modérés et forts, les structures peuvent avoir un comportement non linéaire et dissiper une partie de l'énergie sismique par une action inélastique. Pour tenir compte de la capacité d'absorption d'énergie de la structure, les codes sismiques permettent d'utiliser des facteurs de modification de la réponse, appelés coefficient de comportement R, pour réduire les forces de calcul élastiques et amplifier les déplacements inélastiques.



## CHAPITRE IV

### SPECTRE DE REPOSE DU CODE PARASISMIQUE

Cas : RPA 99 version 2003

#### IV.1 Introduction

Plusieurs conceptions parasismiques et diverses méthodes de calcul d'effort sismique imposé par le RPA, parmi lesquelles on distingue la Méthode dynamique (modale spectrale), qui consiste à charger pour chaque mode de vibration le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul réglementaire

Le règlement parasismique (RPA 99/version 2003) impose un spectre déduit par spectres de calcul et respecte les exigences de conception Par l'introduction des facteurs empiriques.

Des incertitudes affectent la connaissance de l'accélérogramme qui sera mesuré à un endroit donné lors du prochain tremblement de terre. Le "spectre de réponse en accélération  $\beta$ " établi comme indiqué ci-dessous correspond à un seul accélérogramme et ne peut pas bien représenter la séismicité du site. On rencontre les incertitudes quant aux prochains séismes en établissant plusieurs spectres de réponse  $\beta(T)$  qui correspondent à plusieurs accélérogrammes de même scénario (distance ; magnitude ; site). Et en retenant comme spectre pour le code parasismique une "moyenne" de tous ces spectres (Figure IV.1)

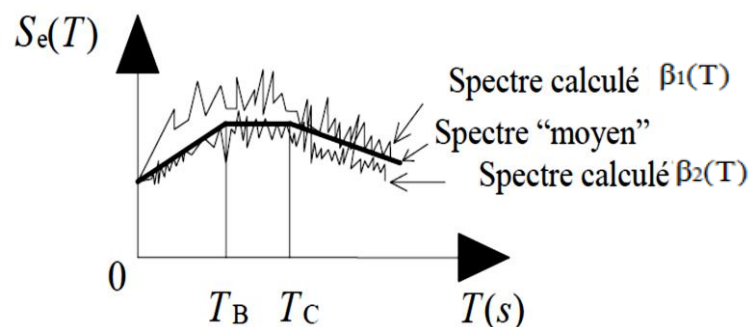


Figure IV.1 : Définition d'un spectre « moyen »  $S_e(T)$  de code parasismique

Le spectre "moyen" résulte d'une approche statistique, associée à un "jugement d'ingénieur" et au souci d'un confort d'utilisation du spectre normatif, de sorte que la forme du spectre de réponse de projet  $S_e(T)$  est plus schématique que celle de chaque spectre de réponse  $\beta_1(T)$ .

#### IV.2 Calcul de spectre réponse (RPA 99/version 2003)

Selon les règles parasismiques algériennes (RPA 99/version 2003) le spectre de réponse de calcul en fonction de la période  $T$ , se fait à l'aide des relations suivantes :

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

- **g** : La constant gravitationnelle.
- **R** : coefficient de comportement global de la structure
- **A** : coefficient d'accélération de zone.
- **Q** : facteur de qualité
- $\eta$  : facteur de correction d'amortissement
- **T<sub>1</sub>, T<sub>2</sub>** : périodes caractéristiques associées à la catégorie de site

On présente à la Figure IV.2 le spectre de réponse élastique  $S_e(T)$  de l'RPA2003, où on distingue des périodes "de coin"  $T_1$ ,  $T_2$  et 3 s. Les codes parasismiques définissent généralement une seule schématisation de base pour le spectre de réponse élastique en accélération de référence.

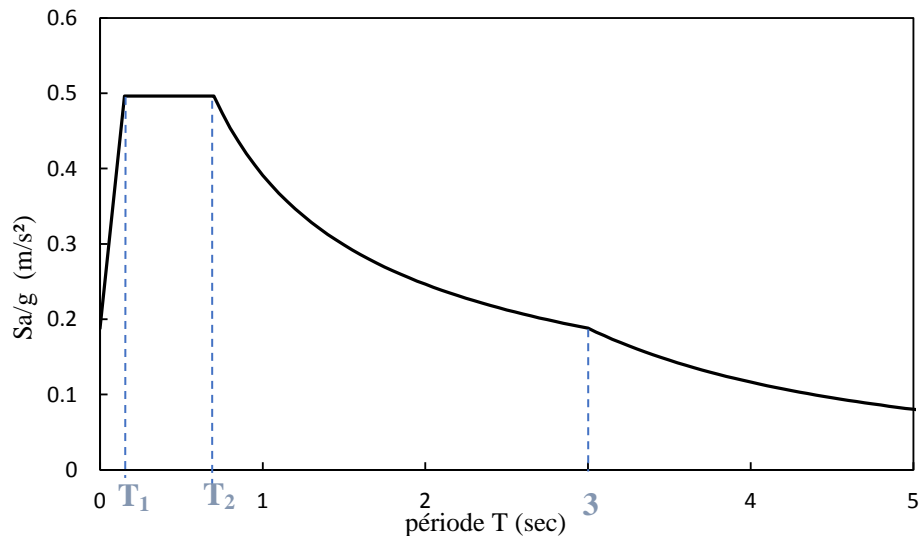


Figure IV.2: spectre de réponse selon élastique en accélération RPA 99/version 2003

Le spectre proposé par RPA (Figure IV.2) se compose de 4 parties :

- **Si ( $0 \leq T \leq T_1$ ):** l'allure de spectre est une ligne droite ( $a x + b$ ) avec  $b = \ddot{u}_g(t)$ .
- **Si ( $T_1 \leq T \leq T_2$ ):** le spectre devient un palier des valeurs ( $S_a/g$ ) constantes.
- **Si ( $T_2 \leq T \leq 3 \text{ s}$ ):** La forme du spectre passe à une courbe parabolique décroissante.
- ( **$T > 3 \text{ s}$** ) : La pente de la courbe parabolique est modifiée par une pente plus raide.

### IV.3 Les paramètres influençant sur le spectre (RPA 99/2003)

#### IV.3.1 Coefficient d'accélération de zone A

Sa valeur est donné dans le tableau (4.1) de RPA 99/version 2003 en fonction de la zone

ismique et du groupe d'usage du bâtiment



Tableau IV-1 : Valeur de coefficient d'accélération de zone A

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

### Groupe d'usage du bâtiment

Le niveau minimal de protection sismique accordé à un ouvrage dépend de sa destination et de son importance vis à vis des objectifs de protection fixés par la collectivité. Ils sont classés dans l'un des quatre (04) groupes définis ci-après. (RPA 99/version 2003).

- **Groupe 1A** : Ouvrages d'importance vitale.
- **Groupe 1B** : Ouvrages de grande importance.
- **Groupe 2** : Ouvrages courants ou d'importance moyenne.
- **Groupe 3** : Ouvrages de faible importance.

### ➤ Le zonage sismique en Algérie

Le territoire national est divisé en cinq (05) 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 :

- **Zone O** : sismicité négligeable
- **Zone I** : sismicité faible
- **Zones II a et II b** : sismicité moyenne
- **Zone III** : sismicité élevée

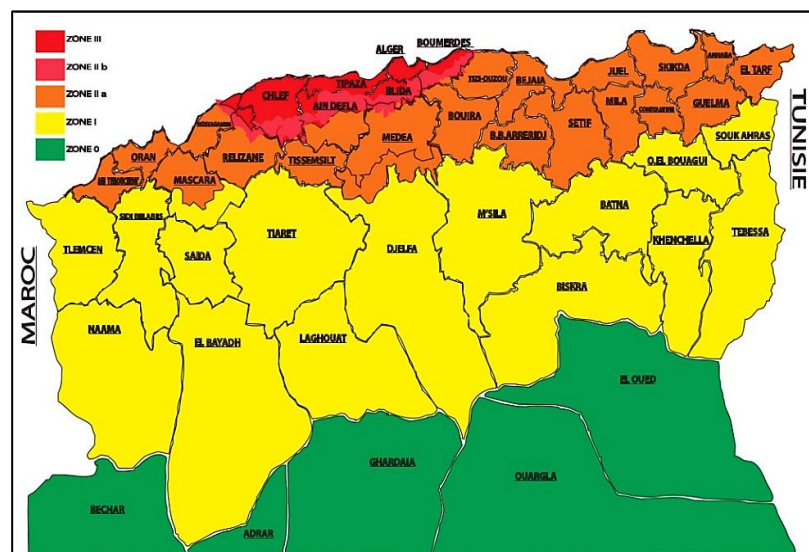




Figure IV.3 : carte de zonage sismique de l'Algérie.

## ➤ L'influence de changement de la zone sur l'allure de spectre

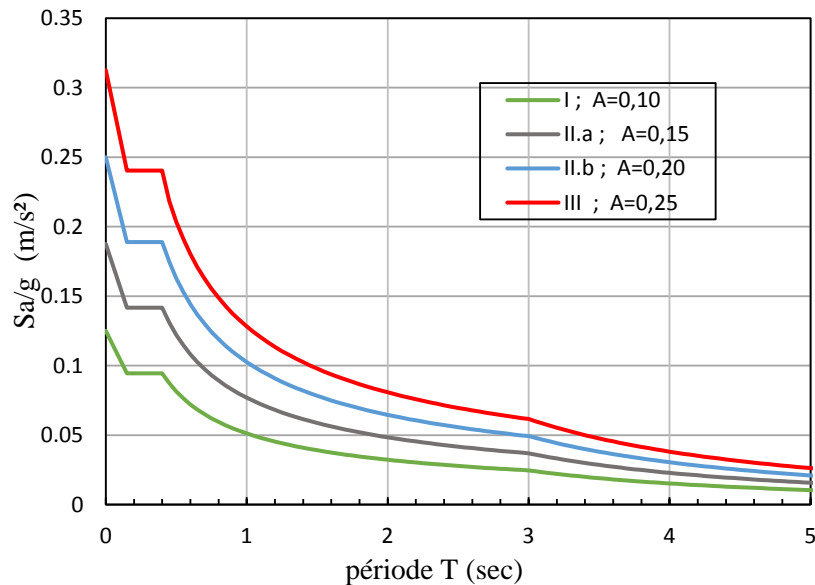


Figure IV.4 : Allures des spectres d'accélération (RPA 99/version 2003) pour différentes zones sismiques

Dans les spectres (Figure IV.4), on remarque que à chaque fois qu'on passe à une zone de sismicité plus élevée et on garde toujours les mêmes facteurs de spectre, on observe un incrément de spectre l'accélération ( $Sa/g$ ) avec une valeur constante au début du spectre, cette différence diminue lorsque on passe à des périodes plus élevés.

La détermination de valeur de l'accélération de zone A liée ou zone sismique, ce facteur a un effet direct sur la valeur de départ de spectre qu'elle représente l'accélération maximale de sol  $\ddot{u}_g(t)$ .

### IV.3.2 Coefficient de comportement global R de la structure

Le coefficient de comportement ou bien le facteur réducteur des efforts (en anglais : Structural Réponse Modification Factor) noté R dans le code américain UBC et le règlement parasismique algérien RPA, et q dans les Eurocodes, proposé pour la première fois par le code ATC-3-06 en 1978, est défini comme le rapport entre la force latérale maximale élastique ( $V_e$ ) et la force latérale inélastique de dimensionnement ( $V_d$ ). Il est donné par l'expression suivante

$$R = \frac{V_e}{V_d} \quad (\text{IV.2})$$

Le coefficient de comportement, bien que discutable scientifiquement, a un intérêt pratique notable, qui est de permettre un rattrapage empirique entre la sollicitation élastique et celle d'un matériau dans le domaine non linéaire. Ce coefficient s'applique linéairement sur le spectre élastique pour donner un spectre de calcul. (V. Davidovici 2015)

C'est un coefficient dépendant de la capacité d'une structure à dissiper de l'énergie par

déformation post-élastique sans rupture, ce qui permet de réduire les coûts des protections sismiques dans le cas de séismes majeurs. Selon RPA 99/version 2003, le Coefficient de comportement global de la structure dont les valeurs sont fonctions du système de contreventement et du matériau constitutif de la structure, ses valeurs varient de **2** pour les structures peu dissipatives à **6** pour les structures très Dissipatives, Sa valeur est donnée dans le tableau 4.3 (RPA 99/version 2003).

➤ *L'influence du coefficient de comportement R sur l'allure de spectre*

Dans ce cas on a tracé des spectres d'accélération pour différents coefficients de comportement R, et on garde les autres paramètres de spectre (Figure IV.5), on note que les spectres sont commencés par une valeur de (Sa/g) commun, la variation de R impose un changement de l'allure du spectre dans l'intervalle de période [ 0 , T1 ] ; pour R=2 on observe une croissance de l'accélération de spectre , par contre pour R=(3,5. 4. 5) on observe une décroissance de l'accélération du spectre.

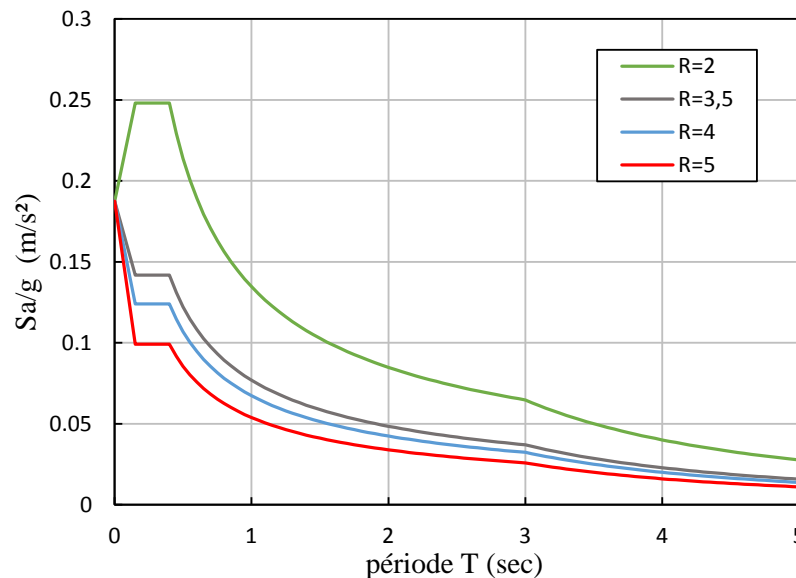


Figure IV.5 : Allure des spectres d'accélération RPA 99/version 2003 pour différents coefficients de comportement R

La détermination de la valeur de R associée au type de contreventement de la structure. Plus la valeur de R est élevée, plus les structures sont très dissipatives, cela provoque la diminution de l'accélération maximale de la réponse de ces structures.

### IV.3.3 Facteur de correction d'amortissement $\eta$

La réponse des structures soumises aux forces sismiques, variables au cours du temps, dépendent en particulier des propriétés d'amortissement des matériaux constitutifs de la structure, des assemblages des différents éléments de structure et des liaisons avec le milieu environnant, Donc de l'interaction sol-structure. (V. Davidovici 2015)

Selon RPA 2003 le facteur de correction d'amortissement est donné par la formule :

$$\eta = \sqrt{7/(2 + \xi)} \geq 0.7 \quad (\text{IV.3})$$

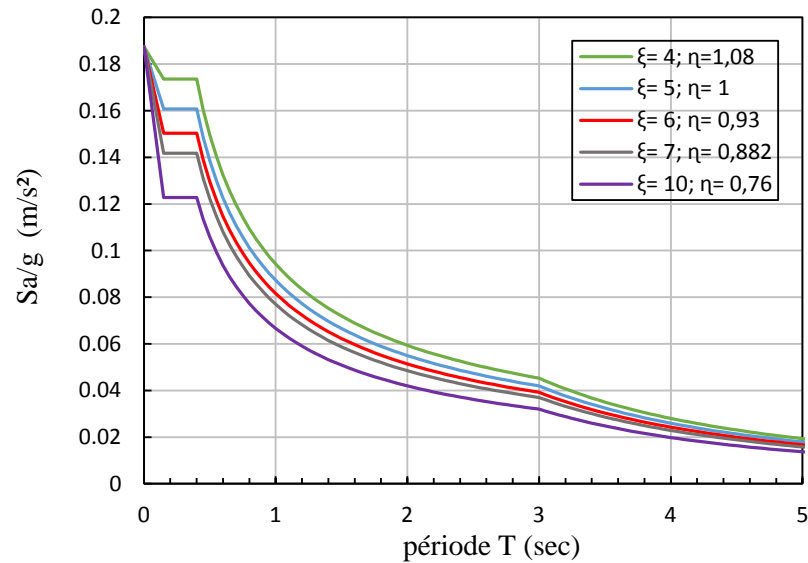
$\xi$  (%) est le pourcentage d'amortissement critique en fonction du matériau Constitutif, du

type de structure et de l'importance des remplissages.

Quant  $\xi = 5\%$ , on a  $\eta = 1$

Tableau IV-2 Valeurs de  $\xi$  (%)

Remplissage	Portiques		Voiles ou murs
	Béton armé	Acier	Béton armé/maçonnerie
Léger	6	4	10
Dense	7	5	



➤ *L'influence du pourcentage d'amortissement critique  $\xi$  sur l'allure du spectre*

Figure IV.6 Allures des spectres d'accélération RPA 99/version 2003 pour différents amortissement  $\xi$

D'après La figure (IV.6) qui représente des spectres de RPA on garde les mêmes valeurs de tous paramètres et à chaque fois on change le pourcentage d'amortissement critique  $\xi$ .on

remarque l'augmentation de la valeur de  $\xi$  diminue l'accélération  $S_a/g$  des spectres dans toutes les intervalle des périodes ( $T$ ), et particulièrement dans l'intervalle des période  $T_1 < T < 3s$ .

Le changement des (matériaux de construction, le type de contreventement, le type de remplissage...), qu'il est représenté par le facteur de correction d'amortissement  $\eta$  liée avec  $\xi$  par la formule (IV.3), a une influence notable sur la réponse de l'accélération d'une structure.

#### **IV.3.4 Facteur de qualité Q :**

Pour tenir compte de certains aspects qui ont tendance à accentuer les effets des séismes par les différentes règles RPA99/2003, on introduit un facteur de pénalité. On peut remarquer que certains critères sont contraires au but recherché par l'élaboration des règles parasismiques à savoir la ductilité qui ne peut être obtenue sans une bonne conception et réalisation conforme aux règles de l'art. (*B. Kebaili, (2009)*)

Le facteur de qualité de la structure est fonction de :

- La redondance et de la géométrie des éléments qui la constituent
- La régularité en plan et en élévation
- La qualité du contrôle de la construction

La valeur de Q est déterminée par la formule :

$$Q = 1 + \sum_{1}^{5} P_q \quad (\text{IV. 4})$$

$P_q$  : est la pénalité à retenir selon que le critère de qualité q " est satisfait ou non".

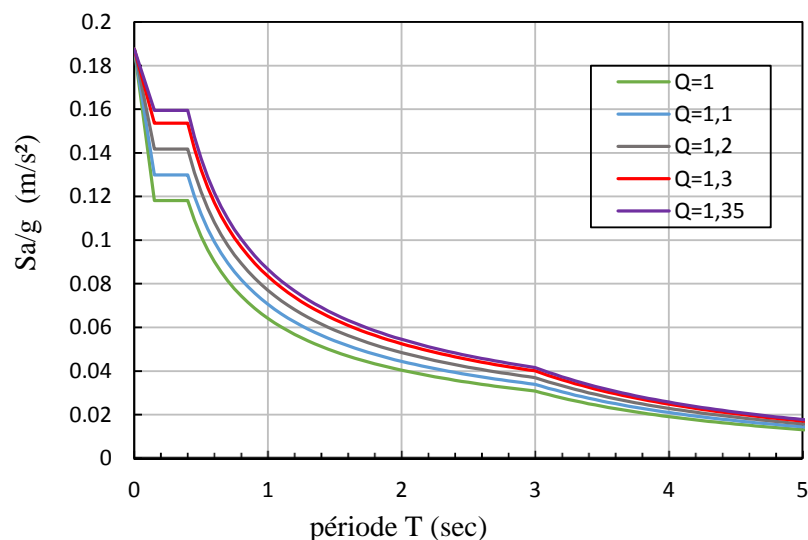
Tableau IV-3 : Valeurs de  $P_q$

Critère « q »	Pq	
	Observé	N/observé
1. Conditions minimales sur les files de contreventement	0	0,05
2. Redondance en plan	0	0,05
3. Régularité en plan	0	0,05
4. Régularité en élévation	0	0,05
5. Contrôle de la qualité des matériaux	0	0,05
6. Contrôle de la qualité de l'exécution	0	0,10

➤ *L'influence du facteur de qualité sur l'allure de spectre :*

D'après les spectres (Figure IV.7) qui représente l'allures des spectres d'accélération RPA Pour différents facteurs de qualité Q, à chaque fois qu'on augmente la valeur de (Q) on observe une augmentation d'accélération Sa/g,

La valeur de Q est déterminée selon des critères de qualité, en relation avec la géométrie de la structure et le contrôle de la qualité des matériaux et de l'exécution. Plus qu'on a un grand nombre des critères non observée plus qu'on a une



augmentation d'accélération Sa/g.

*Figure IV.7 : Allures des spectres d'accélération RPA 99/version 2003  
Pour différents facteurs de qualité  $Q$ .*

### IV.3.5 Le site d'implantation :

Périodes caractéristiques associées à la catégorie de site ( $T_1$  et  $T_2$ ) sont donnés par le tableau 4.7 de RPA 99/version 2003

Tableau IV-4 : Valeurs de  $T_1$  et  $T_2$

Site	S <sub>1</sub>	S <sub>2</sub>	S <sub>3</sub>	S <sub>4</sub>
T <sub>1</sub> (sec)	0,15	0,15	0,15	0,15
T <sub>2</sub> (sec)	0,30	0,40	0,50	0,70

Les sites sont classés en quatre (04) catégories en fonction des propriétés mécaniques des sols qui les constituent.

Par ailleurs, outre les valeurs des vitesses d'ondes de cisaillement ( $v_s$ ) qui sont obtenu par des essais géophysique(g), les valeurs moyennes harmoniques d'autres résultats d'essais (pénétromètre statique(c), SPT(d), pressiomètre (e)...), peuvent être utilisées pour classer un site selon le tableau 3.2 de RPA 99/version 2003 suivant :

Tableau IV-5 : Classification des sites

Catégorie	Description	q <sub>c</sub> (Mpa) (c)	N ( d )	P <sub>1</sub> (Mpa) (e)	Ep (Mpa) (e)	q <sub>u</sub> (Mpa) (f)	V <sub>s</sub> (m/s) (g)
<b>S1</b>	Rocheux (a)	-	-	> 5	>100	>10	≥800
<b>S2</b>	Ferme	>15	>50	> 2	> 20	> 0.4	≥400 - <800
<b>S3</b>	Meuble	1.5 ~ 15	10 ~ 50	1 ~ 2	5 ~ 20	01 ~ 0.4	≥200 - <400
<b>S4</b>	Très Meuble(b)	< 1.5	< 10	< 1	< 5	< 0.1	≥100 - <200

(a) : La valeur de la vitesse de l'onde de cisaillement du rocher doit être mesurée sur site ou estimée dans le cas d'un rocher peu altéré. Les roches tendres ou très altérées peuvent être classées en catégorie S2 dans le cas où  $V_s$  n'est pas mesurée. Le site ne peut être classé dans la catégorie S1 s'il existe plus de 3 m de sols entre la surface du rocher et le niveau bas des fondations superficielles

(b) : L'argile molle est définie par un indice de plasticité  $I_p > 20$ , une teneur en eau naturelle  $W_n \geq 40\%$ , une résistance non drainée  $C_u < 25$  kPa et une vitesse d'onde de cisaillement  $V_s < 150$  m/s.

#### ➤ *L'influence du ou changement de site sur l'allure du spectre :*

les couches de sol présentent entre le rocher sous-jacent et la fondation d'un bâtiment modifient la forme et les amplitudes du spectre de réponse élastique établies au niveau du rocher. Un paramètre de sol S prend en compte cette influence, de sorte que l'accélération maximale à la fondation est égale à  $S_{ag}$ .



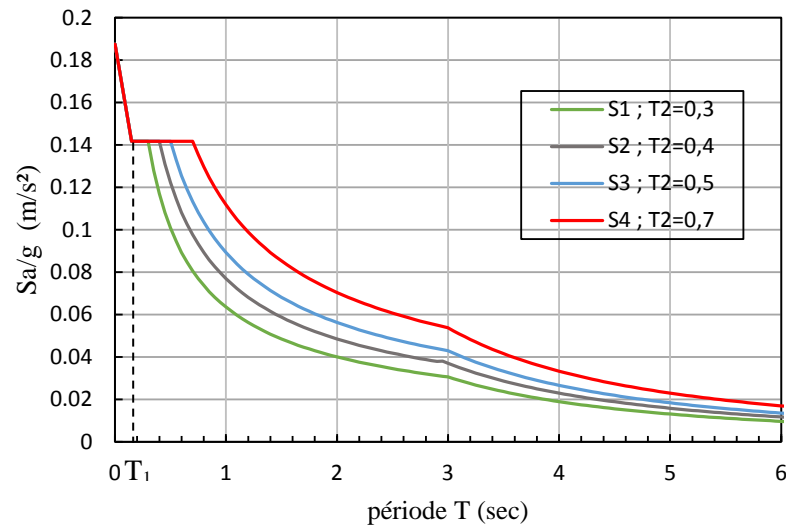


Figure IV.8 : Allures des spectres d'accélération RPA 99/version 2003 pour différents sites d'implantation.

Les sites sont classifiés en types S1, S2, S3 et S4, selon des profils stratigraphiques et des valeurs de paramètres caractérisant les sols.

D'après La figure (IV.8) qui représente des spectres pour différents site d'implantation, on remarque que au début tous les spectres commencent avec la même accélération et suivent la même allure de courbe, lorsque l'un des spectres atteint sa valeur de  $T_2$ , on voit un changement de l'allure des spectres vers une courbe décroissante, cela résultat d'une diminution de l'accélération et une divergence entre les spectres qui diminue avec l'augmentation de la période T

On voit que l'influence de site d'implantation sur le mouvement en base de la structure est significatif. De plus, les valeurs des périodes "de coin"  $T_1$  et  $T_2$ , assez différentes selon les sites, influencent significativement le spectre.

En examinant la FigureIV.8) , on constate que :

- Plus les couches sont meubles (origine du mot « meuble » : mobile...), plus l'amplification est élevée à période égale.
- L'amplification relative du site S4 par rapport au site S1 est presque le double de celle des oscillateurs (bâtiments, château d'eau, etc.) avec une période de 1 seconde.
- La période  $T_2$  de « coin » du spectre se déplace vers la droite quand on passe de sol rocheux à sol meuble

Il apparaît clairement que l'ignorassions les conditions de sol et site peut conduire à une mauvaise estimation de l'action sismique.

#### **IV.4 Conclusion :**

Le spectre réglementaire doit envelopper toutes les réponses maximales résultant de futurs séismes potentiels dans une région donnée, sur la base de données sismiques historiques. Le règlement RPA 2003 assure ces exigences par une formule mathématique (équation VI) dépendant des facteurs. Parmi eux, nous trouvons les facteurs (site, la zone sismique) liés à la position lieu de construction, et d'autres (facteur de comportement  $R$  ; de qualité  $Q$  ; de correction d'amortissement  $\eta$  ) liés aux caractéristiques de la structure et leur comportement sous une charge dynamique , et le facteur d'accélération de zone ( $A$ ) qui dépend à l'importance d'ouvrage et la zone sismique.

Le spectre RPA 2003 se compose de 4 phases limité par des périodes des coin ( $T1$  ;  $T2$  ;  $3s$ ), les valeurs de ces périodes et les réponses maximum correspondantes sont gérés par le changement des paramètres des factures citées précédemment. Où le paramètre ( $A$ ) influe sur l'amplification des réponses spectrales au début du spectre, et le paramètre ( $n$ ) influe sur les réponses dans l'intervalle [ $T1 - 3 s$ ], et le type de site détermine la valeur de  $T2$ , Ainsi affecte les réponses spectrales qui viennent après.

Le spectre des codes parasismiques est généralement établi pour une valeur standard d'amortissement égale à 5% de l'amortissement critique. Si on peut démontrer qu'une structure étudiée est caractérisée par une autre valeur d'amortissement, on modifie le spectre de base par un paramètre  $\eta$ .



# CHAPITRE V

## Etude comparative des structures analysées par spectre réglementaire RPA 2003 et spectre réel (cas du séisme Boumerdès).

### V.1 Introduction :

Dans ce chapitre, nous étudions le comportement des structures analysées par la méthode modale spectrale avec deux spectre ; spectre RPA2003 et spectre calculé (réel). Pour savoir la différence entre les résultats (déplacement latéral ; l'effort tranchant) obtenus par ces deux analyses.

Premièrement, on va commencer par le pré dimensionnement et l'évaluation de charge des différents éléments d'une structure (R+8), selon les recommandations du RPA99/V2003 et du CBA93. Puis nous modéliserons la structure avec le logiciel ETABS. Par suit nous allons appliquer sur ce modèle les deux analyses mentionnées dans le paragraphe précédent. On terminera par l'interprétation et discussions des résultats.

Pour voir les changements dans les périodes fondamentales des structures choisis avec des hauteurs déférentes (R+2 ; R+4 ; R+6) on utilise le paramètre hauteur du bâtiment comme une variable.

### V.2 Présentation de l'ouvrage :

La structure est un bâtiment composé de huit étages à usage d'habitation et un rez-de-chaussée à usage commercial, situé à la wilaya de Boumerdès, classée selon le RPA 99 /2003 comme étant une zone de forte sismicité (Zone III), implantée dans un site de sol ferme (S2).

#### V.2.1 Caractéristiques géométriques de la structure :

Le bâtiment à étudier est constitué d'un seul bloc de forme régulière en plan et en élévation avec les dimensions suivantes :

➤ **En plan :**

- Largeur en plan .....**21.1 m**
- Longueur en plan..... **12.3 m**

➤ **En élévation :**

- Hauteur total du bâtiment .....**30.51m**
- Hauteur du RDC.....**3.57 m**
- Hauteur d'étage courant .....**3.06 m**

#### V.2.2 Données techniques :

Tableau V-1 : les données techniques de structure.

Résistance caractéristique du béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
Limite élastique des aciers	$f_e = 500 \text{ MPa}$
Contrainte de limite du béton à L'ELU	$f_{bu} = \frac{0.85 f_{c28}}{1.5 \theta} = 14.17 \text{ MPa}$

Contrainte limite d'acier à L'ELU

$$\sigma_s = \frac{f_e}{\gamma_s} = 434.78 \text{ MPa}$$

### V.3 Pré dimensionnement et estimation des charges

#### V.3.1 Pré dimensionnement de plancher :

$$h_t \geq \min (L_{x \max}, L_{y \max}) / 22.5. \quad (V.1)$$

$L_{x \max}, L_{y \max}$  : Travée maximale entre nu d'appuis dans les deux sens (x ; y).

ht : Hauteur totale du planche.

$$L_{y \max} = 425 \text{ cm}, L_{x \max} = 430 \text{ cm} \quad \Rightarrow \quad h_t \geq \frac{425}{22.5} = 18.89 \text{ cm}. \quad (V.2)$$

Donc on prend : **e = (16+4) cm**

$h_{cc} = 16 \text{ cm}$  Hauteur du corps creux.  $h_{ddc} = 4 \text{ cm}$  Hauteur de la dalle de compression.

#### V.3.2 Pré dimensionnement des poutres :

Les poutres sont en béton armé de section rectangulaire, leur rôle est de transmettre les charges aux poteaux. Le Pré dimensionnement se fera selon le BAEL91 et les vérifications selon le RPA99/V2003. Ils ont présenté dans le tableau suivant.

	BAEL 91		RPA 99/03		
	Hauteur (h)	Largeur (b)	Hauteur (h)	Largeur (b)	h/b
	$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$	$0.3h \leq b \leq 0.7h$	$h \geq 30$	$b \geq 20$	$1 \leq h/b \leq 4$
<b>Poutres principales</b> <b>L=L<sub>max</sub> = 4.25 m</b>	45 cm	30 cm	<b>Vérifiée</b>		
<b>Poutres secondaires</b> <b>L=L<sub>max</sub> = 4,30 m</b>	45 cm	30 cm			

Tableau V-2 : pré dimensionnement et vérification des poutres

#### V.3.3 Pré dimensionnement des voiles :

D'après le **RPA 99/2003** Article (7.7.1) les voiles sont des éléments satisfaisant à la condition  $L \geq 4 a$ . le redimensionnement et les vérifications des viols sont représenté dans le tableau (V-3)

**e** : Epaisseur du voile ; **L** : La largeur du voile

Tableau V-3 : pré dimensionnement et vérification des voiles

	RDC	Etage courant	RPA 99/2003
	e=Max (emin, he /20)	e=max (emin, he /20)	$L \geq 4a$
<b>Epaisseur (cm)</b>	20	20	<b>vérifiée</b>

#### V.3.4 Pré dimensionnement des escaliers :

Un escalier est constitué d'une succession de gradins, il sert à relier deux différents

niveaux d'une construction. Nous utilisons la formule de BLONDEL :

Hauteur de contre marche :  $16.5 \leq h \leq 17.5$  on prend **h = 17 cm**

Le Giron : On a :  $60 < 2h+g < 64 \Rightarrow 26 < g < 30$  on prend **g = 30 cm**

Tableau V-4: Les différentes conditions à vérifier

Epaisseur « e » (palier et paillasse)	Marches et contre marches
$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$	$60 \leq 2h+g \leq 65$
$e \geq \max [\text{portée}/30, 10]$ .	(relation Blondel)

Tableau V-5 : Pré dimensionnement des éléments d'escalier

	palier			Palliasse	
	Epaisseur (cm)	Langueur (cm)	Epaisseur (cm)	Langueur (cm)	Emmarchement (cm)
	$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$	/	$\frac{L}{30} \leq e \leq \frac{L}{20}$	$L_p = \frac{l}{\cos\alpha}$	/
<b>RDC</b>	15	1.25	15	2,85	1,25
<b>Etage Courant</b>	15	1.25	15	1,78	1,25

### V.3.5 Evaluation des charges et des surcharges: DTR B.C. 2.2 :

#### V.3.5.1 Charges d'exploitations :

Tableau V-6 : Evaluation des charges d'exploitations

Eléments	Charges d'exploitation (Q)
Plancher terrasse.	1.00 kN/m <sup>2</sup>
Plancher étage courant.	1.50 kN/m <sup>2</sup>
Plancher à usage commercial.	2.50 kN/m <sup>2</sup>
Balcon	3.50 kN/m <sup>2</sup>
Escalier	2.50 kN/m <sup>2</sup>
Acrotère	1.0 kN/m <sup>2</sup>

#### V.3.5.1 Charges permanentes :

Tableau V-7: les charges permanentes.

Matériaux de construction	Description	$\gamma$ KN/ m <sup>3</sup>	Les éléments de structure						
			Poids surfacique (KN/m <sup>2</sup> )		Poids linéaires (KN/ml)		Acrotère		
			Plancher		Escalier			Maçonnerie	
			Courant	Terrasse	Palier	Volée	Ext	Int	
Enduit en plâtre	10	0.3	0.3	0.3	0.3	0.522	0.78	/	/
Dalle en corps creux (16+4)	/	2.8	2.8	/	/	/	/	/	/
Lit de sable	18	0.54	/	0.54	0.54	/	/	/	/
Chape de ciment	20	0.4	/	/	/	/	/	/	/
Carrelage	22	0.44	/	0.44	0.44	/	/	/	/
Béton de pente	22	/	2.64	/	/	/	/	/	/
Mortier de pose	20	/	/	0.4	0.4	/	/	/	/

<b>Isolation thermique.</b>	0.4	/	0.16	/	/	/	/	/
<b>Brique extérieure</b>	9	/	/	/	/	2.35	/	/
<b>Brique intérieure</b>	9	/	/	/	/	2.35	2.35	/
<b>Etanchéité multicouche</b>	6	/	0.12	/	/	/	/	/
<b>Papier kraft.</b>	/	/	0.5	/	/	/	/	/
<b>Gravillon de protection.</b>	16	/	0.8	/	/	/	/	/
<b>Béton armé</b>	25	/	/	3.75	3.75	/	/	1.75
<b>Garde-corps</b>	/	/	/	1	/	/	/	/
<b>Marches</b>	22	/	/	/	2.12	/	/	/
<b>Enduit de ciment</b>	20	/	/	/	/	1.044	/	/
<b>Poids Totale</b>		<b>4,48</b>	<b>7.32</b>	<b>6.43</b>	<b>7.95</b>	<b>6.264</b>	<b>3.13</b>	<b>1.75</b>

### V.3.1 Pré dimensionnement des Poteaux :

Le calcul de la section du béton sera fait en compression simple, uniquement basé sur la descente des charges. On mènera le calcul à L'ELU (BAEL 91) et la vérification d'après (RPA99/V2003). En utilisant la formule suivante, et la loi de dégression d'après le DTR BC2.2

$$Br \geq \frac{k \beta Nu}{\theta \frac{f_{bu}}{0.9} + \frac{0.85}{100} f_{ed}} \quad (V.3)$$

Les résultats des efforts revenants aux poteaux et les sections de ce dernier et la vérification du **RPA** sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau V-8 : Calculs des sections des poteaux

Niveau	NG (KN)	ΣNG (KN)	NQ (KN)	ΣNQ (KN)	NU (KN)	Br (cm) <sup>2</sup>	a (cm)	B (axa)
<b>Ter</b>	193,86	193,86	24,06	24,06	327,581	/	/	/
<b>8<sup>ème</sup></b>	163,3	357,16	41,55	65,61	638,639	209,651	16,479	35x35
<b>7<sup>ème</sup></b>	163,3	520,46	41,55	107,16	949,697	408,729	22,217	40x40
<b>6<sup>ème</sup></b>	163,3	683,76	41,55	148,71	1260,755	607,806	26,653	40x40
<b>5<sup>ème</sup></b>	163,3	847,06	41,55	190,26	1571,813	806,883	30,405	45x45
<b>4<sup>ème</sup></b>	163,3	1010,36	41,55	231,81	1882,871	1005,960	33,716	45x45
<b>3<sup>ème</sup></b>	163,3	1173,66	41,55	273,36	2193,929	1205,037	36,713	50x50
<b>2<sup>ème</sup></b>	163,3	1336,96	41,55	314,91	2504,987	1404,114	39,471	50x50
<b>1<sup>ère</sup></b>	163,3	1500,26	41,55	356,46	2816,045	1603,192	42,039	55x55
<b>RDC</b>	/	/	/	/	/	1802,269	44,453	55x55

## V.4 L'étude dynamique et sismique :

### V.4.1 Méthode d'analyse modale spectrale

Rappelons que le principe de la méthode d'analyse modale spectrale est de rechercher pour chaque mode de vibration, le maximum des effets engendrés dans la structure par les forces sismiques représentées par un spectre de réponse de calcul. Ces effets sont par la suite combinés pour obtenir la réponse de la structure.



L'action sismique est simulée grâce à un spectre de réponse. Le comportement de la structure est supposé élastique, permet le calcul des modes propres.

### V.4.2 Présentation du logiciel de calcul ETABS

ETABS est un logiciel de calcul conçu exclusivement pour le calcul des bâtiments. Il permet de modéliser facilement et rapidement tous types de bâtiments grâce à une interface graphique unique. Il offre de nombreuses possibilités pour l'analyse statique et dynamique.

Ce logiciel permet la prise en compte des propriétés non-linéaires des matériaux, ainsi que le calcul et le dimensionnement des éléments structuraux suivant différentes réglementations en vigueur à travers le monde (EUROCODE, UBC, ACI...etc). De plus de part ETABS permet également le transfert de donnée avec d'autres logiciels (AUTOCAD, SAP2000 et SAFE).

### V.4.1 La Modélisation et étude dynamique de la structure :

Une structure est composée de membrures flexibles reliées par des nœuds et supportée par une fondation rigide. Cette définition implique que le modèle choisi n'est qu'une idéalisation mathématique de la structure réelle. L'étude de la réponse dynamique d'une structure (période et mode propre) nécessite le choix d'un modèle dynamique adéquat traduisant le plus concrètement possible la nature du système réel.

Le modèle dynamique que nous avons adopté pour le calcul de notre ouvrage est une console verticale encastree à sa base. Les masses seront considérées concentrées au niveau du centre de gravité de chaque niveau (figure v.1).

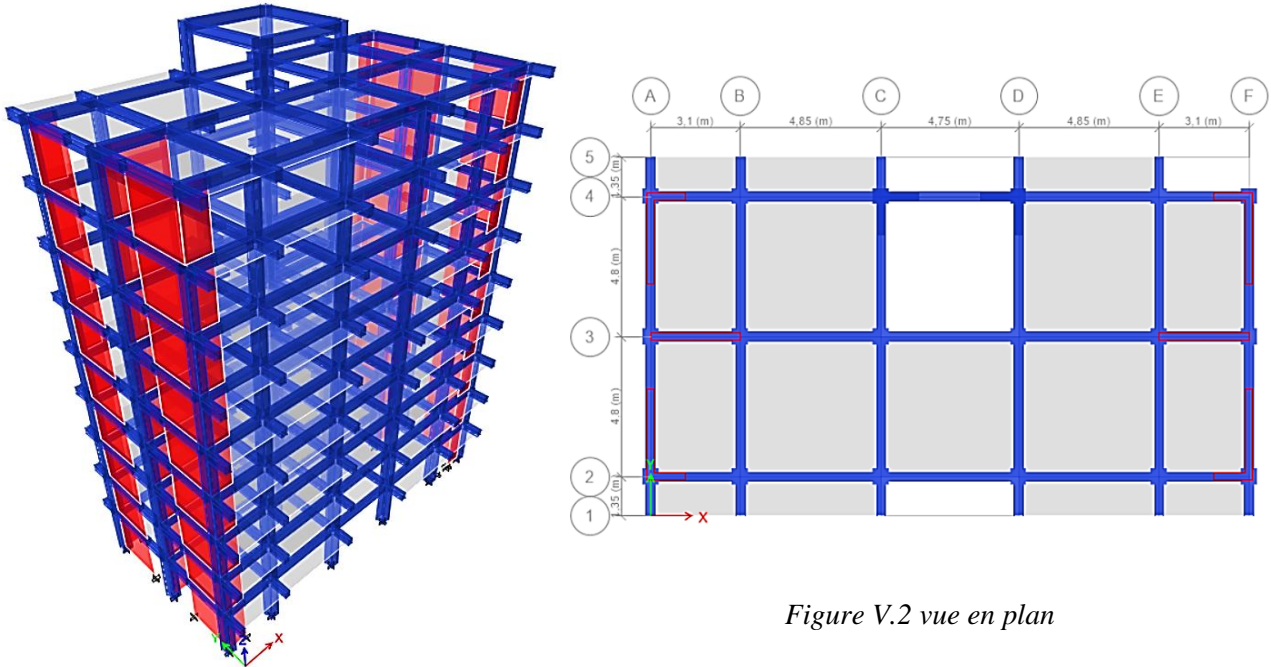


Figure V.1 vue en 3D

Figure V.2 vue en plan

#### V.4.1.1 Les Caractéristiques de la structure :

Les tableaux (V-9) et (V-10) représente successivement les caractéristique dynamique et géométrique de structure.

Tableau V-9 : des périodes et participation massique

Mode	Période (s)	UX	UY	Sum UX	Sum UY	RZ
<b>1</b>	<b>0,739</b>	<b>0,6957</b>	6,1E-07	0,6957	6,16E-07	1,46E-05
<b>2</b>	0,601	9,4E-07	<b>0,7208</b>	0,6957	0,7208	0,0001
<b>3</b>	0,44	3,3E-05	0,0001	0,6958	0,7209	<b>0,7203</b>
<b>4</b>	0,189	0,16940	1,68E-5	0,869	0,7198	0
<b>5</b>	0,17	5,7E-07	0,1489	0,869	0,8687	0,0002
<b>6</b>	0,126	0,00030	1,6E-05	0,8693	0,8687	0,142
<b>7</b>	0,116	1,2E-05	0,013	0,8693	0,8817	0,0001
<b>8</b>	0,113	0,01150	2,1E-05	0,8808	0,8817	0,0057
<b>9</b>	0,106	0,0004	7,0E-06	0,8812	0,8817	0,0107
<b>10</b>	0,099	2,3E-06	0,0002	0,8812	0,882	0,0001
<b>11</b>	0,09	0,0003	0,0002	0,8816	0,8821	0,0003
<b>12</b>	0,089	0,0049	9,1E-06	0,8865	0,8821	2,4E-06
<b>13</b>	0,088	8,3E-06	0,0001	0,8865	0,8823	0,0002
<b>14</b>	0,085	0,00031	0,0016	0,8868	0,8839	0,0002
<b>15</b>	0,082	0,05051	3,7E-05	<b>0,9373</b>	0,8839	0,0003
<b>16</b>	0,081	0,00072	7,3E-07	0,938	0,8839	0,0002
<b>17</b>	0,076	0	0,0539	0,938	<b>0,9372</b>	7,2E-06

Tableau V-10 : Centre de masse et de rigidité

Etages	Mass kg	XCM m	YCM m	XCR m	YCR m	e <sub>x</sub> m	e <sub>y</sub> m
<b>8<sup>ème</sup></b>	228054,5	10,2446	6,0025	10,325	8,3019	0,0804	0,2994
<b>7<sup>ème</sup></b>	297194,3	10,2497	6,0438	10,3251	6,1504	0,0754	0,1066
<b>6<sup>ème</sup></b>	300235,3	10,2292	6,035	10,3264	6,1496	0,0972	0,1146
<b>5<sup>ème</sup></b>	303211,4	10,2302	6,036	10,3257	6,15	0,0955	0,114
<b>4<sup>ème</sup></b>	305979,4	10,2313	6,037	10,3254	6,15	0,0941	0,113
<b>3<sup>ème</sup></b>	309306,6	10,2324	6,0381	10,3253	6,1501	0,0929	0,112
<b>2<sup>ème</sup></b>	309306,6	10,2324	6,0381	10,3252	6,1502	0,0928	0,1121
<b>1<sup>ère</sup></b>	312425,6	10,2335	6,0393	10,3252	6,1502	0,0917	0,1109
<b>RDC</b>	323579,5	10,2349	6,0491	10,3252	6,1504	0,0903	0,1013

#### L'excentricité accidentelle :

L'excentricité accidentelle est donnée par la formule suivante :  $e_{acc} = 0.05L$

$L$  : La plus grande dimension de bâtiment

- Sens -X :  $e_{acc} = 0.05 L_x = 0.05 \times 21.10 = 1.055$  m.
- Sens -Y :  $e_{acc} = 0.05 L_y = 0.05 \times 12.30 = 0,615$  m.

#### V.4.1.2 Vérification des conditions de RPA99 2003 :

##### ✓ Nombre de modes à considérer :

Le nombre de modes à prendre en compte est tel que la somme des coefficients de participation de ces modes est au moins égale à 90% ( $\sum \alpha_i \geq 90\%$ ), ou que tous les modes ayant une masse modale effective supérieure à 5% de la masse totale de la structure. Le minimum de mode à retenir est de trois dans chaque direction considérée (Art 4.3.4 RPA 2003).

Dans notre structure on prend 17 modes (voir tableau V.9).

##### ✓ La période fondamentale

La période donnée par ETABS ne doit pas dépasser celle estimée à partir de formule empirique de plus de 30%,  $T_{\text{dyn}} < 1.3T_{\text{RPA}}$

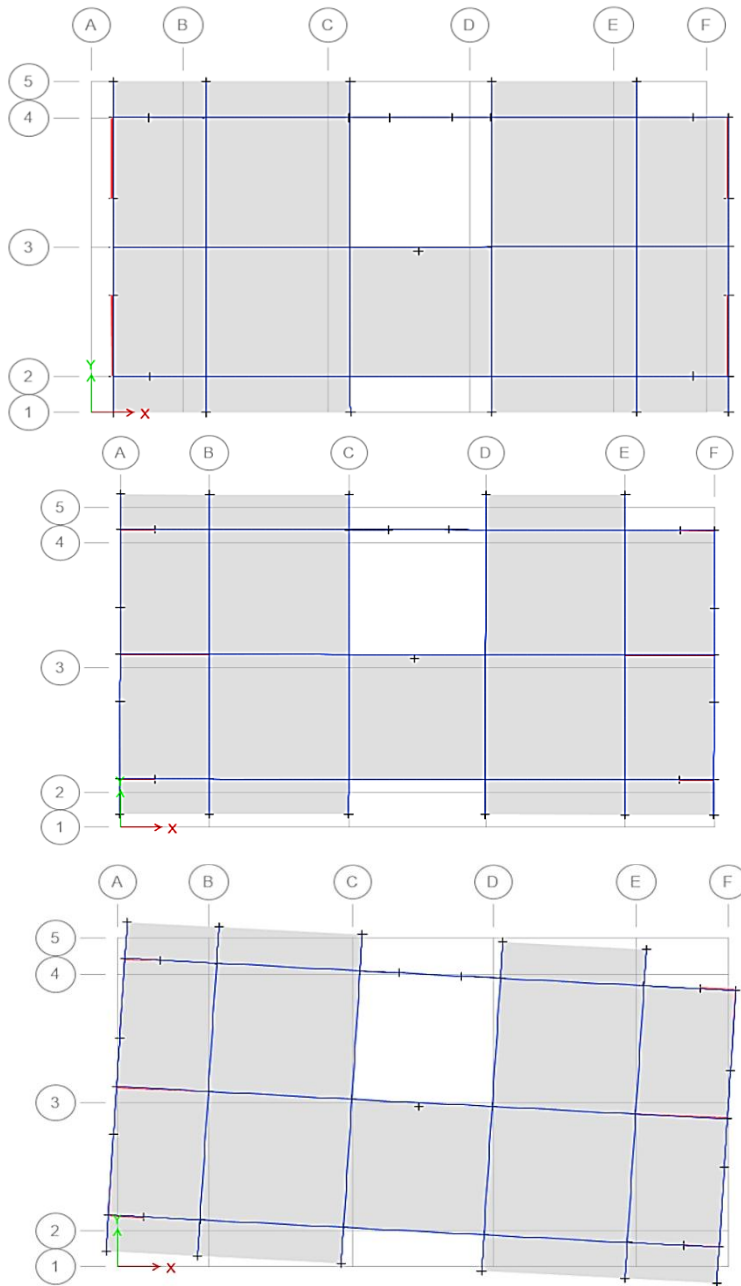
$T_{\text{dyn}}$  : période obtenue par ETABS ( $T_{\text{dyn}} = 0.739$  sec)

$T$  : période fondamentale calculée par les méthodes empiriques ( $T_{\text{RPA}} = C_T h_n^{3/4} = 0.8$  sec)

$$T_{\text{dyn}} = 0,739 \text{ sec} < 1.3 (0.616) = 0,8 \text{ sec} \Rightarrow \text{condition vérifiée.}$$

##### ✓ Participation modale

- Le premier mode : C'est un mode de translation selon (y-y) avec un coefficient de participation modal égale à 69,57%
- Le deuxième mode : C'est un mode de translation selon (x-x) avec un coefficient de participation modal égale à 72,08 %
- Le troisième mode : C'est un mode de torsion de période avec un coefficient de participation modal égale à 0.0014% selon (x-x) et 0,1 % selon le sens (y-y).



Mode 01 :  
translation selon x-x

Mode 02 :  
translation selon y-y

Mode 03 :  
rotation selon z-z

V.4.1.3 J

ust  
ific  
ati  
on  
du  
sys  
tè  
me  
de  
con  
tre  
ven  
te  
me  
nt :

D  
'ap  
rès  
les  
tabl  
eau  
x  
ci-  
des  
sou

s et les classifications des systèmes de contreventement donné par le règlement RPA99 2003 (Article 3.4) on peut noter que :

- Les voiles reprennent plus de 20 % des sollicitations dues aux charges verticales.
- La sollicitation horizontale est reprise uniquement par les voiles.

Donc le système de contreventement de notre structure est considéré comme un système constitué par des voiles porteurs en béton armé

Figure V.3 les modes de vibration

Tableau V-11 : Pourcentage des charges horizontales reprises par le voile et le portique.

Niv	portiques		voiles		Portiques (%)		Voiles (%)	
Base	Vx(KN)	Vy(KN)	Vx(KN)	Vy (KN)	Sens (xx)	Sens (yy)	Sens (xx)	Sens (yy)
	314,559	195,534	2525,566	3250,9095	11,07	05,67	88,93	94,33

Tableau V-12 : Pourcentage des charges verticales reprises par les voiles et le portique.

Niv	Charges (KN)		Pourcentages (%)	
Base	portiques	voiles	portiques	voiles
	15196,69	8155,93	65,08	34,92

## V.4.2 Déterminations des spectres utilisés dans l'étude

### V.4.2.1 La forme de spectre réglementaire RPA99 2003

Le code RPA fournit un spectre de réponse de calcul qui permet d'évaluer les forces sismiques pour chaque mode de vibration. Ces forces sont ensuite combinées pour obtenir la réponse de la structure. Les formules mathématiques (équation IV.1), qui régissent ce spectre de calcul sont fonctions de plusieurs paramètres indiqués au (tableau V.13), Qui ont bien expliqués dans le chapitre précédent. L'utilisation du spectre de réponse n'est possible qu'après une analyse modale où les résultats de celle-ci sont les valeurs et les vecteurs propres de la structure.

Tableau V-13 : les paramètres de la structure.

A	Q	R	T <sub>1</sub> (sec)	T <sub>2</sub> (sec)	W(KN)	ξ (%)	η
0,25	1,20	3,5	0,15	0,4	26892,93	7	0,88

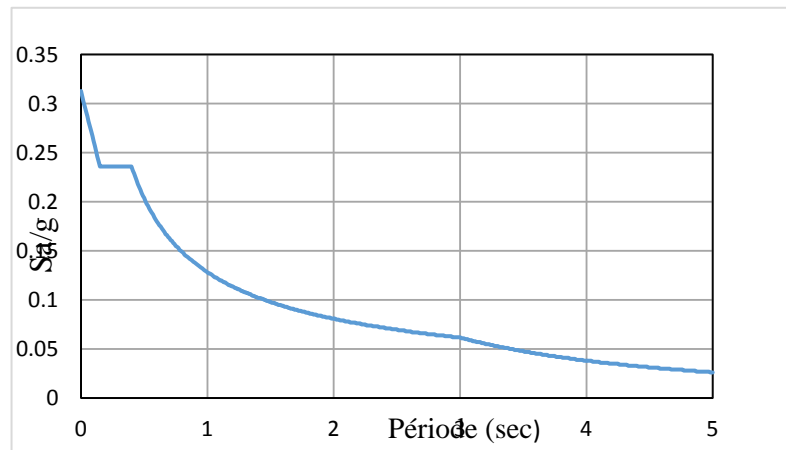


Figure V.4 : spectre réglementaire RPA 2003

### V.4.2.2 La Formulation d'un spectre de réponse réel du séisme Boumerdès :

Pour obtenir un spectre de réponse porte des qualités et des caractéristiques identiques aux celle de site d'implantation (la géologie de site, l'accélération de la zone sismique...) de notre structure, et aussi pour le rendre plus adapté au comportement dynamique (la ductilité, la rigidité, l'amortissement) qui appartenait au bâtiment étudié, on a suivi les trois étapes :



➤ **Etape 01 : La sélection des signaux**

Tous les signaux utilisés appartiennent aux stations de réseaux accélérométriques de CGS comme indiqué dans le tableau (V-15) et la figure (V.5). Les signaux sont recordés lors du séisme de Boumerdes 2003.

Les stations sont sélectionnées selon trois critères la magnitude, la nature du sol et la distance épacentrale. En éliminant les signaux qui ont un PGA < 0.05 g :

- **La magnitude :** Tous les enregistrements disponibles été déclenché à cause du même séisme (boumerdès 2003) qui a une magnitude de 6,5.
- **La nature de sol :** Pour obtenir des enregistrements nets sans perturbation causée par les amplifications due aux réflexions et réfractions des ondes sismiques lorsqu'elles traversaient les couches de sol. Le CGS travaille à mettre les stations dans des zones montagneuses caractérisées par des sols ferme et rocheux, donc on peut considérer que toutes les stations sont installées dans des sites ont les mêmes caractéristiques géologiques.
- **La distance épacentrale :** selon l'étude Mohraz (1992) sur l'effet de la distance sur la forme et les amplitudes des spectres de réponse, on peut diviser les enregistrements en trois groupes tableau (V-15) : champ proche (distance inférieure à 20 km), champ moyen (distance comprise entre 20 et 50 km) et champ lointain (distance supérieure à 50 km).

Le tableau (V.15) représente les caractéristiques de chaque signale sismique du séisme de Boumerdés (2003), enregistrés par différent station sismique figure (V.5) répartie sur des distances épacentrales variables de 14 à 140 Km, on remarque que plus la distance épacentrale est long plus le PGA et PGV et PGD sont faibles. La durée de record ne soumise à aucune loi, mais on peut dite que les signaux plus proche à l'épicentre ont des courtes durées par rapport au celles les plus lions.

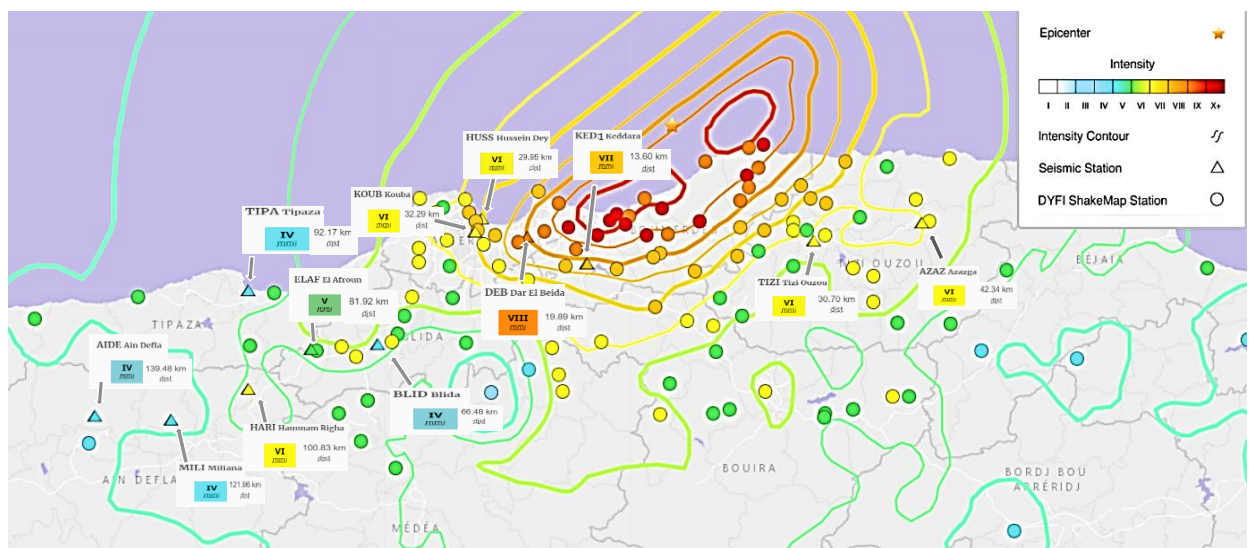


Figure V.5 : les stations qui captés le séisme de Boumerdès 2003





Tableau V-14 : Liste des accélérogrammes choisi pour le calcul du spectre de réponse à Boumerdes..

champ	Station	R (Km)	Composante	PGA (g)	PGV (cm/s)	PGD (cm)	Durée (sec)	RMSa (g)
<b>A</b> (Proche)	<b>Keddara 01</b>	<b>14</b>	E-W	0,329	14,681	4,274	09,870	0,03454
			N-S	0,256	11,021	4,841	10,600	0,03521
	<b>Dar El- Beida</b>	<b>20</b>	E-W	-	-	-	-	-
			N-S	0,499	38,785	15,859	09,550	0,06703
<b>B</b> (Moyen)	<b>Hussien Dey</b>	<b>30</b>	E-W	0,266	18,290	9,734	11,800	0,03779
			N-S	0,228	17,633	9,253	10,580	0,03191
	<b>Tizi Ouzou</b>	<b>30</b>	E-W	0,195	13,984	9,760	14,410	0,02796
			N-S	0,188	6,885	1,758	16,610	0,03963
	<b>Azazga</b>	<b>42</b>	E-W	0,119	13,849	3,982	17,190	0,02467
			N-S	-	-	-	-	-
<b>C</b> (Lointain)	<b>Blida</b>	<b>66</b>	E-W	0,0461	3,697	1,040	18,630	0,00511
			N-S	0,0384	3,051	1,011	21,780	0,00434
	<b>Afroune</b>	<b>81</b>	E-W	0,164	4,946	0,141	09,620	0,01191
			N-S	0,090	5,279	0,316	10,665	0,00838
	<b>Hammam Righa</b>	<b>100</b>	E-W	0,105	12,050	7,330	9,550	0,02195
			N-S	0,073	9,733	3,463	14,970	0,01679
	<b>Meliana</b>	<b>121</b>	E-W	0,031	2,220	1,497	16,150	0,00642
			N-S	0,025	1,887	0,466	13,630	0,00558
	<b>Ain Defla</b>	<b>140</b>	E-W	0,0331	1,535	1,877	14,255	0,00593
			N-S	0,0236	1,317	2,928	14,540	0,00517

#### Etape 02 : la construction de spectre

Dans cette étape, à l'aide de logiciel SeismSpectre (section III.8), on a tracé les spectres de réponse moyenne d'accélération, vitesse et déplacement avec une amortissement ( $\xi=7\%$ ), pour chaque groupe des signaux classés selon la distance épical (R) comme indiqué au Tableau (V.15). Pour but de sélectionner le spectre de réponse correspondant aux spécifications du site d'implantation de structure étudiée (site ferme  $S_2$ , zone sismique III).

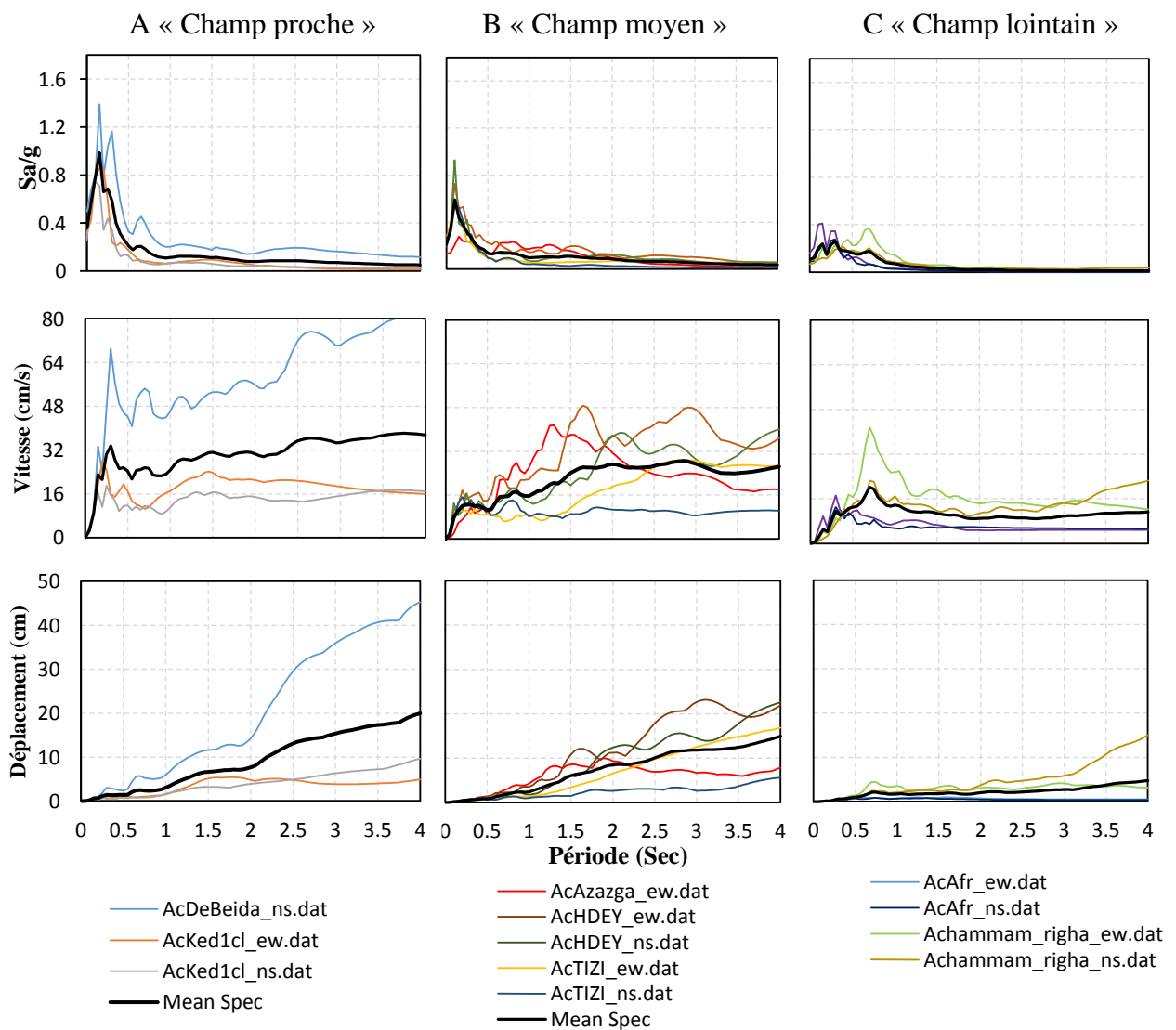


Figure V.6 : Les spectres de réponse moyennes d'accélération, vitesse et déplacement avec  $\xi = 7\%$ , pour chaque groupe de signaux ; champ proche ( $R < 20$  km), champ moyen ( $20 < R < 50$  km) et champ lointain ( $R > 50$  km).

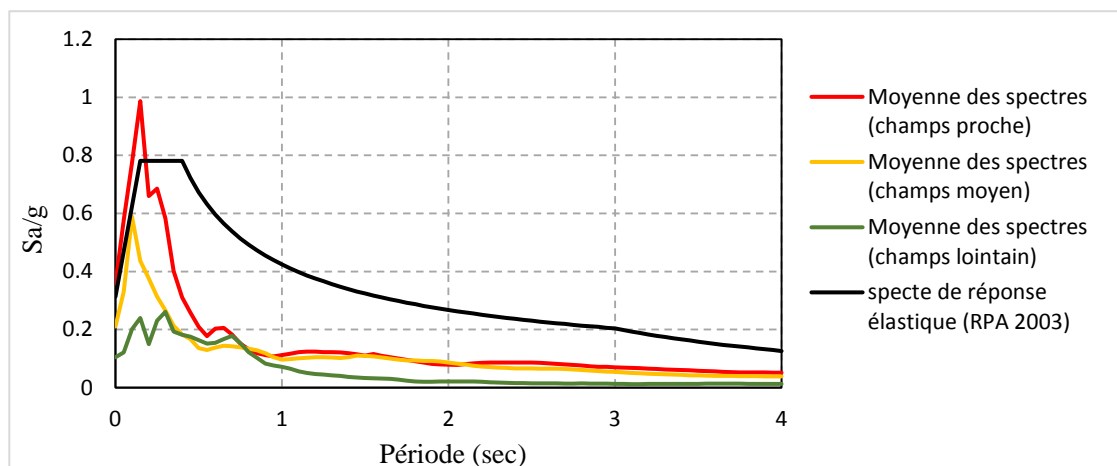


Figure V.7 : Les spectres réponse moyens d'accélération pour différents groupes (champ A, B et C), et le spectre réglementaire élastique (RPA 2003) caractérisé par les propriétés de site d'implantation (zone III, site S2, importance d'ouvrage 2,  $Q=1,2$ ,  $\xi = 7\%$ ,  $R= 1$ ).

D'a  
près

l'observation la figure (V.6) qui représente les spectres de réponse moyennes d'accélération, vitesse et déplacement pour chaque groupe de signaux ; champ proche ( $R < 20$  km), champ moyen ( $20 < R < 50$  km) et champ lointain ( $R > 50$  km). On déduit que :

Les valeurs des spectres de réponse d'accélération, vitesse et déplacement diminuent de manière significative, à mesure que l'emplacement des stations s'éloigne de la source sismique. Donc on trouve toujours les valeurs maximales d'accélération vitesse et déplacement dans les spectres générés par les signaux classés aux champs proches.

Les valeurs maximales d'accélération sont limitées à des petites périodes (hautes fréquences)  $T < 0.5$  s, dans toutes les classes. Cela confirme que les stations sont installées sur des sites ferme ou rocheux.

Les valeurs maximales des spectres de déplacement sont relatives aux grandes périodes (basses fréquences)  $T > 2$  s.

Pour les spectres de vitesses on remarque que, dans les petites périodes  $T < 0.3$ s ses valeurs sont en croissance. Pour les autres périodes, elles prennent des valeurs proches les uns des autres limitées généralement à l'intervalle (de 15 à 80 cm/s pour le champ proche, de 8 à 48 cm/s pour le champ moyen et de 5 à 30 cm/s pour le champ lointain).

D'après l'observation de La figure (V.7) on déduit que :

Les valeurs de spectre moyen d'accélération classé au (champ proche) sont le plus proches au spectre élastique (RPA99 2003) par rapport aux autres spectres classés au (champ moyen et lointain).

Le spectre réglementaire n'enveloppe pas la totalité des valeurs de spectre d'accélération (champ proche), où on trouve dans les petites périodes ( $T < 0.2$  S) des valeurs d'accélération dépassent les amplitudes limitées par le spectre réglementaire. D'autre part dans les périodes  $T > 0.2$  s, les valeurs du spectre réglementaire dépassent largement les accélérations du spectre.

Les spectres générés par les signaux classés aux champs proches sont les plus identiques à la spécification de notre site d'implantation.

➤ **Etape 03** : adaptation de spectre au comportement de structure.

Dans le spectre réglementaire, la réduction de force due au comportement non linéaire (la ductilité) de structure est représentée par le coefficient R. le facteur Q est pour évaluer la qualité de comportement de structure vis-à-vis l'effort sismique.

Pour obtenir un spectre de réponse qui représente ces critères, il faut que multiplier ses valeurs par un coefficient de ductilité  $\alpha = \frac{Q}{R} = 0.343$

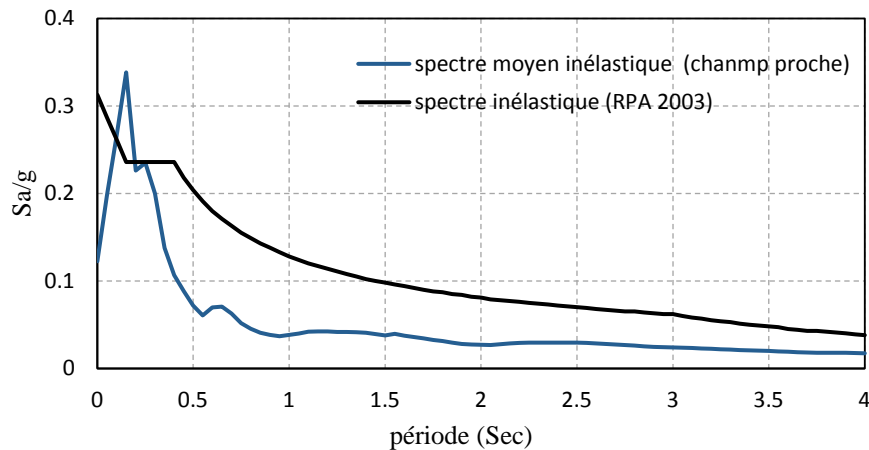


Figure V.8 :Le spectre réglementaire inélastiques (RPA2003), et Le spectre de réponse moyen (champs proche) multiplier par le coefficient de ductilité  $\alpha=Q/R=0.343$

### V.4.3 Présentation des résultats

Dans cette section, on va présenter et discuter les résultats obtenir les deux méthodes d’analyse utilisées (par spectre RPA et par spectre réel). On va concentrer sur l’observation de la variation de : déplacement latérales, l’efforts tranchants.

#### V.4.3.1 Déplacement latéral :

Les déplacements latéraux à chaque étage, obtenus par la méthode modèle spectrale (avec spectre de réponse RPA 2003 et celle avec spectre de réponse calculée) et sont représentés sur le tableaux (V-15), et on peut les comparés dans la figure (V.9) et (V.10).

Tableau V-15 : Les déplacements latéraux à chaque étage

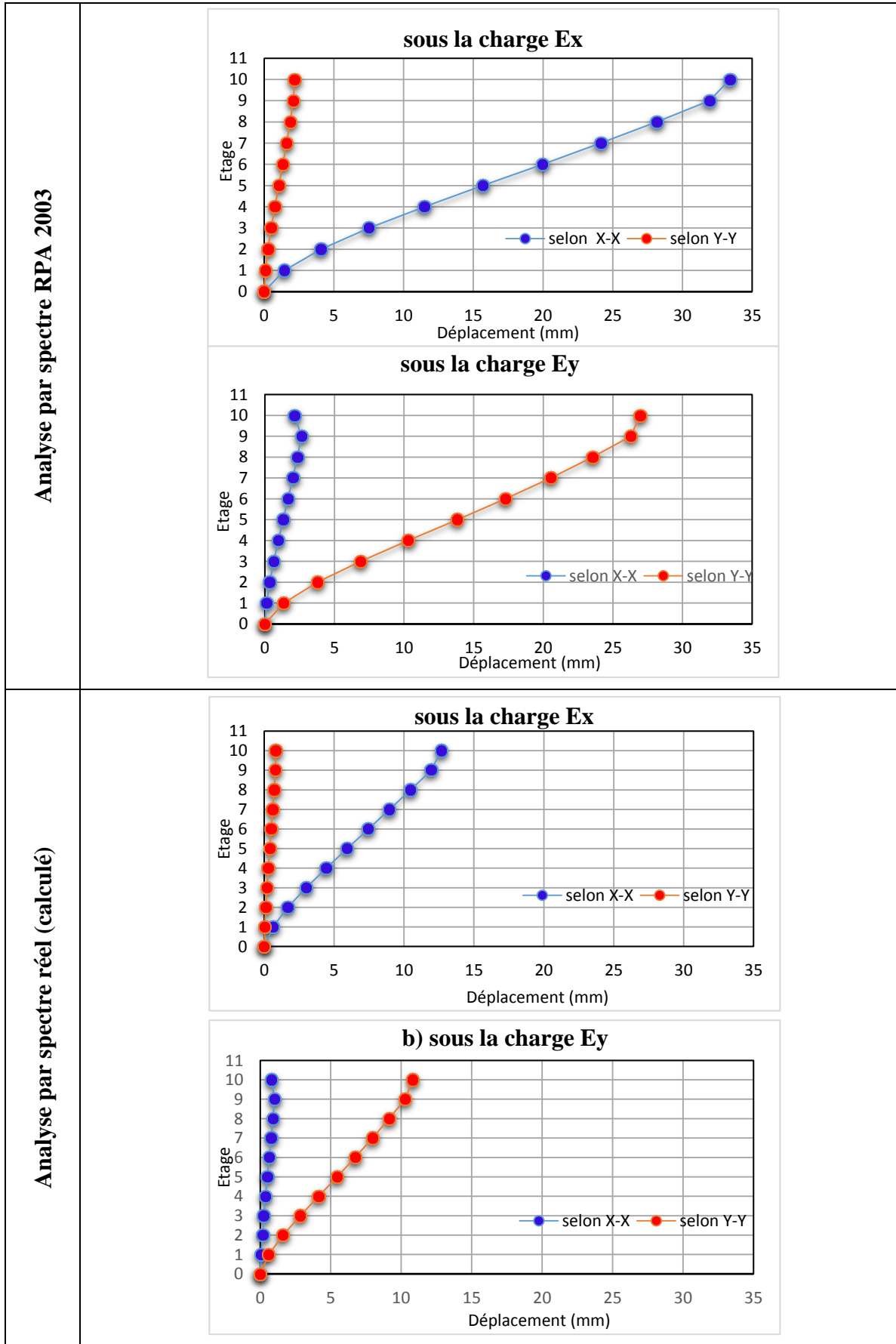
Méthode d’analyse		Les Déplacements latéraux (mm)							
		Spectre RPA2003				Spectre Réel			
		Sous la charge		Ex		Ey		Ex	
Etage	Sens H	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y
9 <sup>ème</sup>	30,51	33,406	2,173	2,129	26,954	12,653	0,822	0,804	10,822
8 <sup>ème</sup>	28,05	31,947	2,098	2,643	26,289	11,941	0,793	1,015	10,272
7 <sup>ème</sup>	24,99	28,164	1,863	2,342	23,541	10,472	0,703	0,9	9,15
6 <sup>ème</sup>	21,93	24,151	1,608	2,018	20,538	8,965	0,605	0,775	7,968
5 <sup>ème</sup>	18,87	19,964	1,336	1,674	17,285	7,448	0,503	0,643	6,738
4 <sup>ème</sup>	15,81	15,683	1,054	1,319	13,829	5,932	0,398	0,507	5,461
3 <sup>ème</sup>	12,75	11,48	0,773	0,969	10,307	4,441	0,294	0,373	4,156
2 <sup>ème</sup>	9,69	7,522	0,507	0,638	6,873	3,001	0,196	0,246	2,849
1 <sup>ère</sup>	6,63	4,077	0,276	0,351	3,78	1,687	0,108	0,193	1,617
RDC	3,57	1,444	0,10	0,128	1,362	0,622	0,04	0,049	0,603
Base	0	0	0	0	0	0	0	0	0

La figure (V.9) montre que : les déplacements latéraux maximales suivent toujours la direction d’application de la charge. Mais, on remarque des petits déplacements selon l’autre axe qui ne dépasse pas 10 %, pour les deux directions et pour les deux spectres.

Le déplacement maximal est toujours dans la direction (xx), pour les deux cas.

Les déplacements inter-étagères pour les deux méthodes augmente avec le niveau d’étage,

ceci est dû à la différence de rigidité d'un étage à un autre.



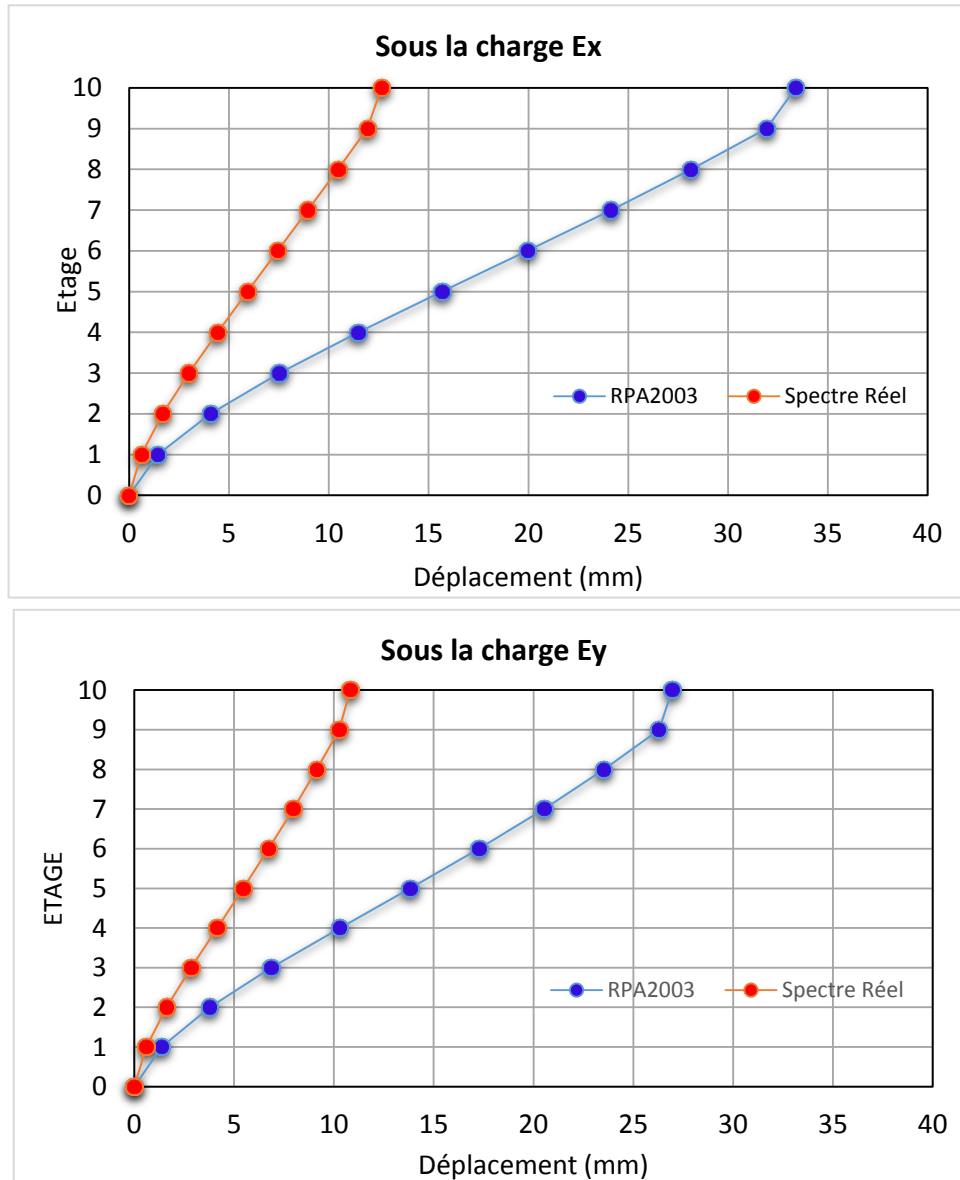


Figure V.10 : comparaison entre le déplacement maximal obtenu par spectre réel et spectre de RPA, selon l'axe (y-y) sous la charge Ey, selon l'axe(x-x) sous la charge Ex.

D'après l'observation des figures (V.10), on constate que

Les déplacements latéraux maximaux de la structure analysée par spectre RPA 2003, sont plus importants que celle analysée par spectre réel selon les deux directions, Où on trouve :

- Selon x-x :  $D_{Max\ S.RPA} = 2,8 \times D_{Max\ S.réel}$ .
- Selon y-y :  $D_{Max\ S.RPA} = 2,5 \times D_{Max\ S.réel}$ .

Figure V.9: le déplacement latéral de chaque étage





### V.4.3.2 Les efforts tranchants

Le tableau(V-16) et Les figures (V.11) montrent la distribution des efforts tranchants obtenus dans la structure par les deux méthodes d'analyse.

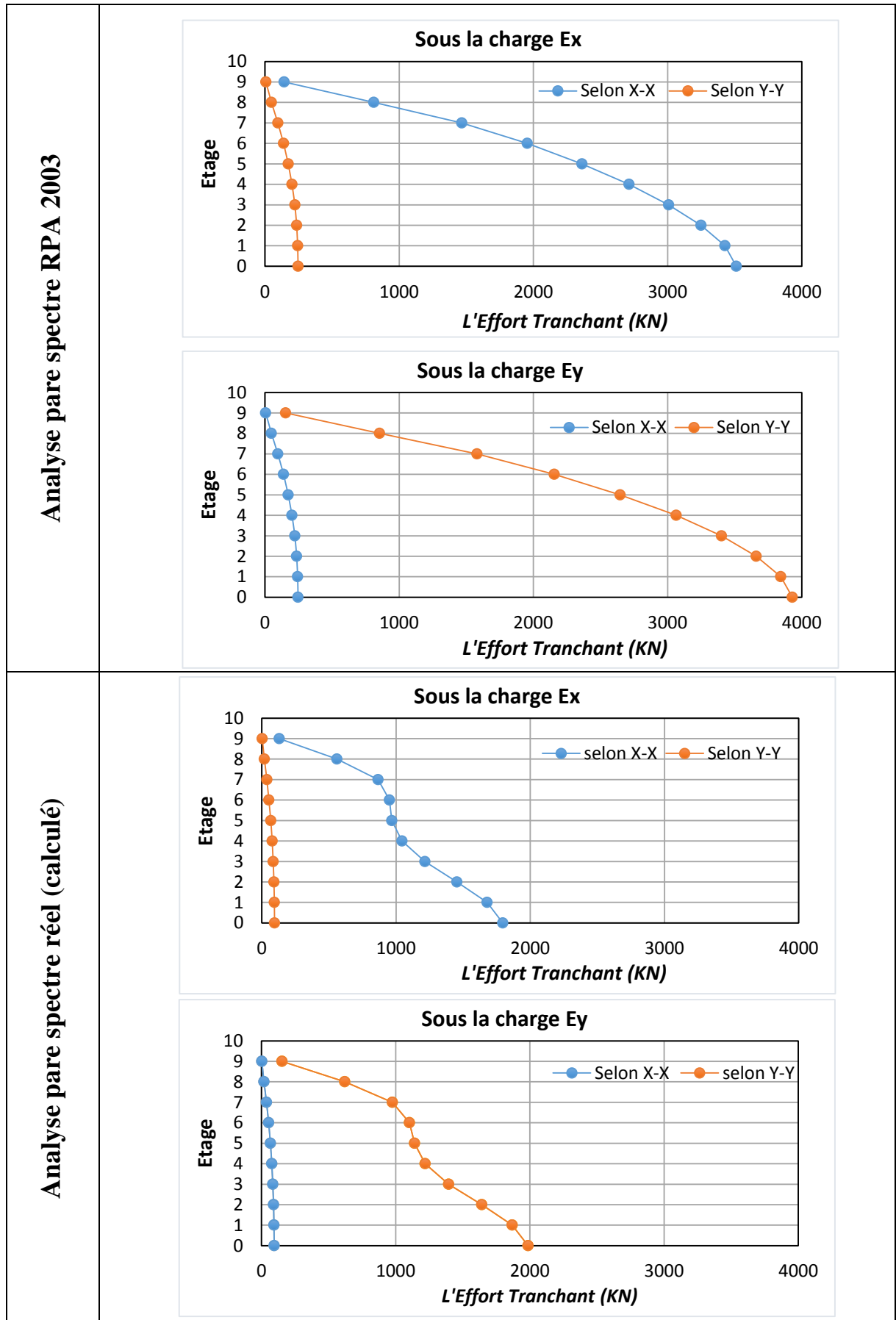
Tableau V-16 : Les efforts tranchants à chaque étage

La méthode d'analyse		Les efforts tranchants (KN)							
		Spectre RPA2003				Spectre Réel			
Etage	Sens	Ex		Ey		Ex		Ey	
		x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y	x-x	y-y
9 <sup>ème</sup>		142,85	6,34	6,09	154,41	129,09	2,87	3,223	153,3
8 <sup>ème</sup>		809,94	48,08	48,17	854,28	558,59	18,72	19,35	620,76
7 <sup>ème</sup>		1466,67	96,06	96,86	1580,5	866,17	37,01	38,215	975,88
6 <sup>ème</sup>		1954,71	137,94	138,87	2156,04	950,52	52,86	53,950	1102,87
5 <sup>ème</sup>		2361,41	173,3	173,94	2647,36	967,71	66,28	66,850	1140,67
4 <sup>ème</sup>		2713,12	201,63	201,83	3065,42	1044,07	77,06	77,186	1219,55
3 <sup>ème</sup>		3007,91	222,75	222,6	3402,23	1215,51	85,12	85,056	1395,38
2 <sup>ème</sup>		3248,4	236,71	236,37	3661,5	1453,84	90,58	90,440	1641,3
1 <sup>ème</sup>		3426,66	244,42	244,21	3843,65	1677,87	93,75	93,662	1868,44
RDC		3512,23	247,27	247,27	3929,14	1795,09	95	95,002	1987,01

La figure (V.11) montre que :

Les efforts tranchants maximales suivent la direction d'application de la charge. Mais, on remarque que l'effort tranchant est légèrement grand (10%) par rapport aux autres directions, et cela pour les deux méthodes d'analyse.

L'efforts tranchant maximales, quel que soit la méthode d'analyse, suivent l'axe (y-y) sous la charge Ey.



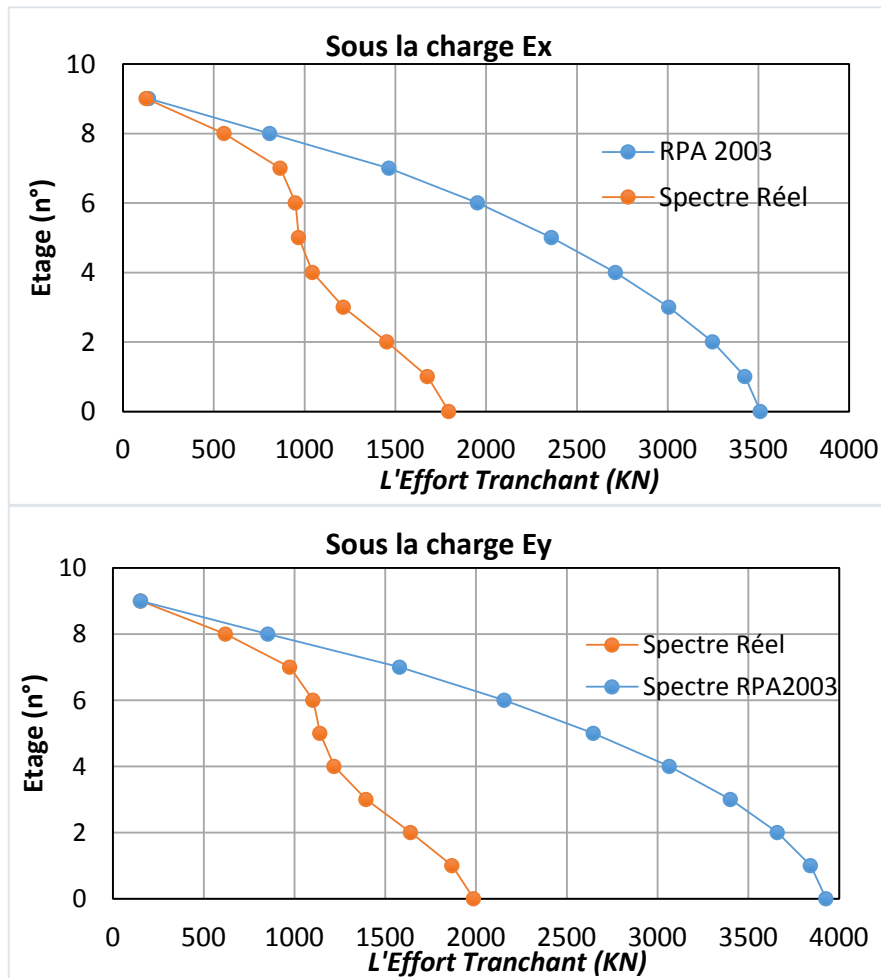


Figure V.12 : comparaison entre efforts tranchant obtenu par spectre réel et spectre de RPA, selon l'axe (y-y) sous la charge Ey, selon l'axe(x-x) sous la charge Ex.

D'après la figure (V.12) et le tableau (V-16) ci-dessus, on remarque que :

La structure analysée par spectre RPA99 version 2003 présente des efforts de cisaillement d'étage plus élevés par rapport à celle analysée par spectre calculé selon les deux directions. Où on trouve :

- Selon x-x : la valeur maximale de l'effort tranchant avec l'application du spectre réel est égale à 50 % par rapport la valeur maximale obtenue avec un spectre réglementaire RPA99 version 2003.
- Selon y-y : idem pour la direction (yy)

• **Remarques :**

Les efforts tranchants sont plus importants selon la direction (y-y) par rapport à la direction (x-x). Par contre les déplacements selon (x-x) sont plus importants que la rigidité est plus grande

Figure V.11 les efforts tranchant pour chaque étages

selon l'axe (y-y).

Les efforts tranchants et les déplacements maximaux sont plus obtenus par spectre RPA est Largement supérieure à celles obtenus par spectre réel, Cela peut s'expliquer : le spectre réel obtenu par les accélérogrammes affectés par les conditions de site rocheux, qui n'amplifient pas l'accélération à les longues périodes, A qui appartient la période fondamentale de notre structure

### V.5 L'influence de la hauteur sur la réponse de structure :

Dans cette phase, on va comparer les réponses obtenues par l'analyse avec un spectre RPA99 2003 avec celles obtenues par un spectre calculé (réel), pour des bâtiments avec différentes hauteurs (R+2 ; R+4 ; R+6) (Figure V.14) et qui ont la même géométrie et les mêmes conditions de site (S2, usage 2, la zone sismique III)., On essaye toujours de satisfaire les conditions d'application de la méthode exigée par le règlement en vigueur (RPA99 Ver. 2003).

Structure	Hauteur totale (m)	Poutre (cm)		Poteau (cm)		Période (Sec)	
		Principale	Secondaire	RDC+ 1 <sup>er</sup>	autre	ETABS	Empirique RPA99
R+2	9.6	30x45	30 x 45	40x40	40x40	0.26	0.35
R+4	15.44	30x45	30 x 45	45x45	40x40	0.49	0.51
R+6	21.93	30x45	30 x 45	45x45	40x40	0.64	0.66
R+8	30.51	30x45	30 x 45	55x55	40x40	0.73	0.8

Tableau V-17 : Caractéristiques des structure étudiées.

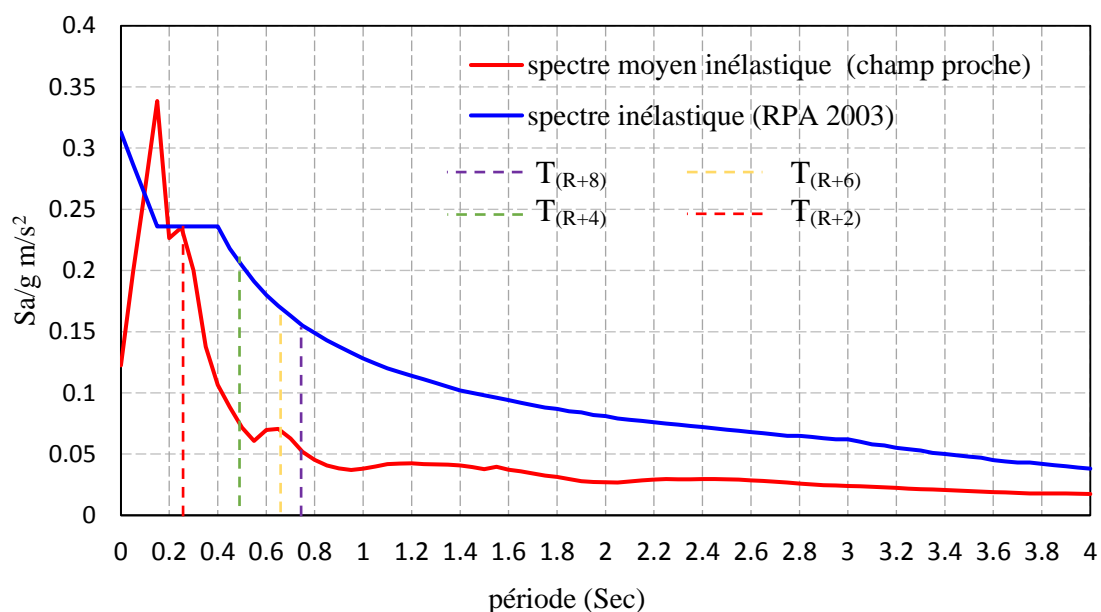
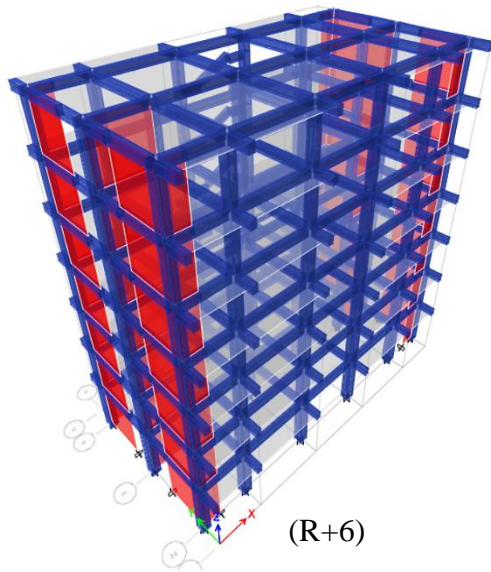


Figure V.13 : Le spectre réglementaire inélastiques (RPA2003), et Le spectre de réponse moyen (champs proche) et les périodes fondamentaux de chaque structure.

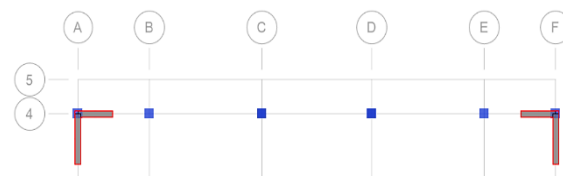
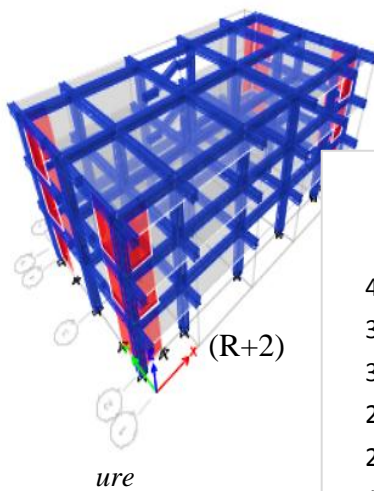
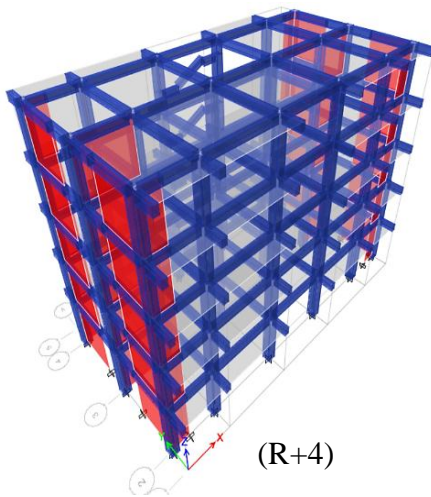
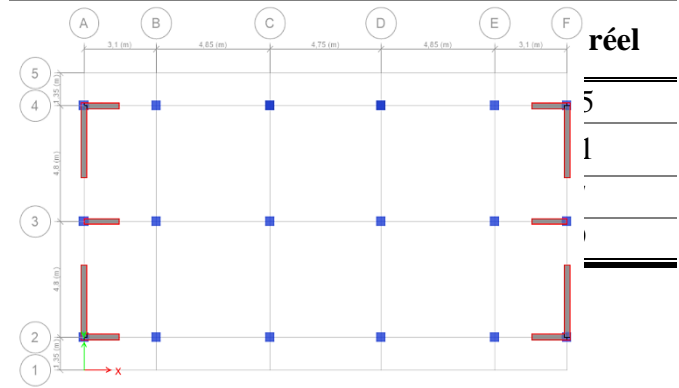
Le changement de la hauteur de structure influe sur la période de structure, ainsi aux

réponses maximales d'accélération ( $S_a/g$ ).



la base [KN]

Déplacement latérale (mm)

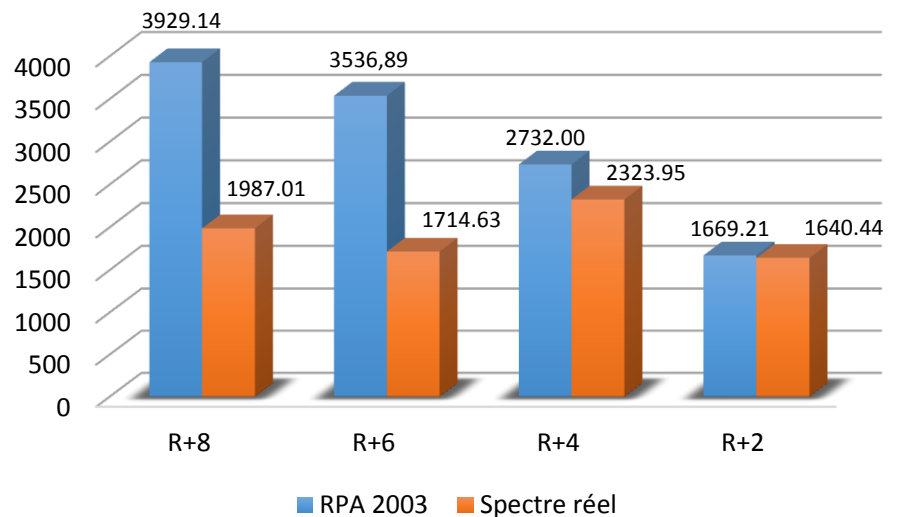


V.5.1 R

représentation des résultats :

Tableau V-18 : les résultats obtenus pour chaque structure

l'efforts tranchant à la base





*Figure V.15 : les efforts tranchant à la base des structures (R+2 ; R+4 ; R+6 ; R+8) pour les deux méthodes d'analyse (par spectre RPA et spectre réel).*

D'après la figure (V.15) on constate que :

- ✓ L'effort tranchant obtenu par le spectre RPA99 diminue avec la hauteur du bâtiment.
- ✓ Par contre l'effort tranchant obtenu par le spectre réel calculé pour la région de Boumerdès, est en fonction de l'allure de ce dernier.
- ✓ La différence entre l'effort tranchant à la base obtenue par spectre RPA99 et réel, est en fonction de la hauteur du bâtiment, on constate :
  - Pour la structure R+8 l'effort tranchant par spectre réel égale à 50% de celle du spectre de RPA99 ;
  - Pour la structure R+6 l'effort tranchant par spectre réel égale à 48% de celle du spectre de RPA99 ;
  - Pour la structure R+4 l'effort tranchant par spectre réel égale à 85% de celle du spectre de RPA99 ;
  - Pour la structure R+2 l'effort tranchant par spectre réel égale à 98% de celle du spectre de RPA99.

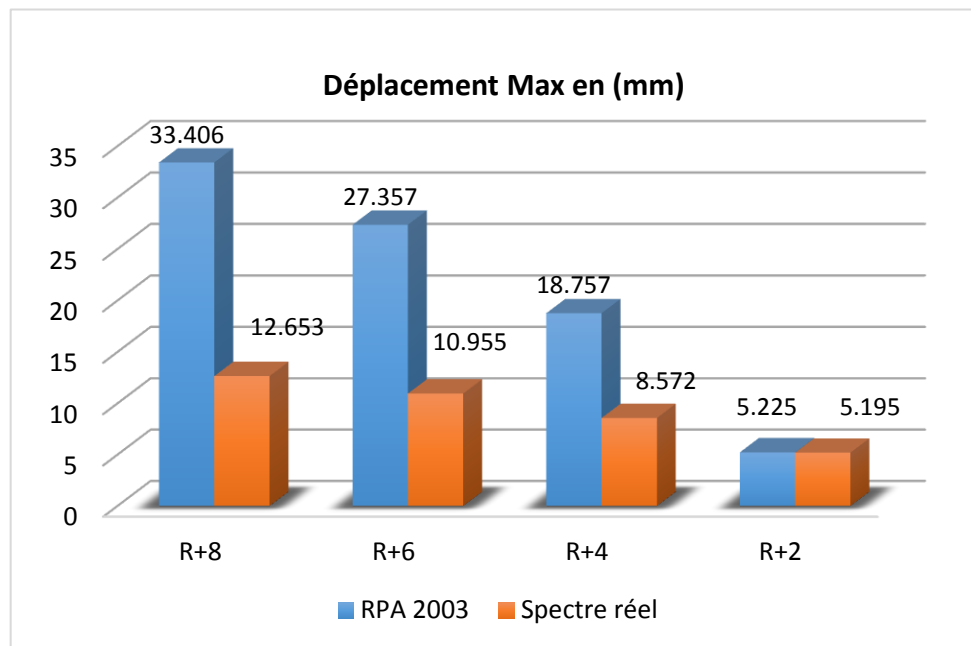


Figure V.16 : les déplacements latéraux des structures (R+2 ;R+4 ;R+6 ;R+8 ) pour les deux méthodes d'analyse (par spectre RPA et spectre réel ).

D'après la figure (V.16) on remarque :

- ✓ Les déplacements obtenus par le spectre RPA99 et le spectre réel diminues avec la hauteur du bâtiment.
- ✓ La différence entre l'effort tranchant à la base obtenue par spectre RPA99 et réel, est en fonction de la hauteur du bâtiment, on constate :
  - Pour la structure R+8, le déplacement par spectre réel égale à 37% par rapport au spectre de RPA99 ;
  - Pour la structure R+6, le déplacement par spectre réel égale à 40% par rapport au spectre de RPA99 ;
  - Pour la structure R+4, le déplacement par spectre réel égale à 45% par rapport au spectre de RPA99 ;
  - Pour la structure R+2, le déplacement par spectre réel égale à 99% par rapport au spectre de RPA99.

**Remarque :**

Plus la structure est rigide, plus les déplacements et les forces de cisaillement obtenus par le spectre réel sont proches de ceux obtenus par le spectre RPA99 / 2003. Cela est dû au fait que les structures rigides ont des pulsations propres proche à la pulsation de l'ollicitation sismique affecté par les conditions de site rocheux. Cela peut conduire au phénomène de résonance.



## V.6 Conclusion :

Durant la construction de spectre réel, on constate que :

- Les valeurs maximum d'accélération, vitesse et déplacement situés généralement dans les spectres générés par les signaux classés aux champs proches.
- Les stations installées sur des sites ferme ou rocheux ont des valeurs maximales d'accélération limitées à des petites périodes (hautes fréquences)  $T < 0.5$  s, dans tous les champs (proche ; moyen et lointain)
- Les spectres générés par les signaux classés aux champs proches sont les plus identique au spécification de notre site d'implantation.
- Pour obtenir un spectre de réponse réel inélastique qui tient en compte la réduction de force due au comportement de la structure, il faut multiplier ses valeurs par un coefficient de ductilité ( $Q/R$ ).

D'après l'étude comparative entre les différents modèles on constate :

- Les résultats obtenus par les deux méthodes d'analyse modale spectrale avec spectre RPA2003 et spectre calculé (réel), donne une différence remarquable en termes des efforts tranchants et déplacements maximums
- Les structures qui ont une période fondamentale plus de 0,4s, représente des résultats obtenus par spectre RPA99 deux fois plus grandes, que celle obtenus par le spectre réel.
- Par contre pour les structures qui ont une période fondamentale moins de 0,4s, représentes des résultats obtenus par spectre RPA99 sont presque identique, que celle obtenus par le spectre réel.
- Cela peut être expliquer par les effets de site d'implantation (rocheux, ferme) sur l'amplification de spectre de réponse calculé (réel) dans la partie de haute fréquence.



# Conclusion générale

---

Diverses méthodes sont offertes à l'ingénieur afin d'estimer la réponse dynamique d'une structure sous sollicitation sismique, dont la méthode statique équivalente, analyse spectrale et analyse dynamique temporelle linéaire ou non linéaire. Pour les structures stratégiques comme les ponts, les centrales nucléaires, barrages, etc., une analyse dynamique temporelle non linéaire s'impose. Dans ce cas, on a recours à de base de données d'enregistrement des signaux sismiques, pour choisir une évolution temporelle de l'excitation sismique qui peut représenter au mieux la sismicité de la région et les profils géologiques du site.

Ce mémoire avait pour ambition de démystifier les principes d'établissement des spectres de réponse et répondre aux questions sur les facteurs contrôlant ces variations. À cet égard, nous avons construit un spectre réel à partir des enregistrements captés lors de séisme de Boumerdès à l'aide de logicielle (SismoSpect) pour l'utiliser dans l'analyse dynamique des structures et les comparées avec des structures analysées par le spectre réglementaire de RPA99 version 2003.

Il a fallu dans un premier temps définir le concept de l'action et l'aléa sismique : naissance du séisme, localisation des failles, formation et propagation des ondes. Et savoir analyser le signal sismique traitement de signal sismique et en extraire les paramètres de sismique. Puis nous avons tourné vers la clarification de la notion de spectre de réponse et nous avons également étudié les facteurs de formation de spectre réglementaire RPA 2003. Finalement, après ce travail nous pouvons conclure que :

Ce mémoire nous a permis aussi de savoir analyser le signal sismique par un traitement de signal et d'extraire les paramètres de nocivités sismiques.

La détermination des paramètres de mouvement de sol est très importante car elle permet d'estimer le niveau d'endommagement d'un séisme. Ainsi que l'utilisation de ces paramètres lors de conception et calcul des structures sont primordiales.

Le spectre de réponse est largement utilisé dans la conception sismique des structures. Des codes récents recommandent des amplifications d'accélération en termes de coefficients sismiques, qui tiennent compte de la géologie du site, de l'intensité de tremblement et de la distance pour la construction de spectres de conception.

Le spectre de réponse décrit la réponse maximale d'un oscillateur amorti à simple degré de liberté (1DDL) à différentes fréquences ou périodes, donc il n'est représentatif d'aucun

mouvement sismique réel mais donnera la réponse la plus défavorable du système. Ainsi que La forme spectrale ne dépend pas seulement des trois mouvements de pointe du sol, mais également d'autres paramètres tels que la magnitude des séismes, la distance source-site, la nature du sol et les caractéristiques de la source.

Le spectre réglementaire du RPA99 2003 dépend de plusieurs paramètres et factures liées au site et au type de construction. Il comporte quatre phases limitées par des périodes ( $0 ; T_1 ; T_2 ; 3s$ ), les valeurs de ces périodes et les réponses maximum correspondantes sont gérés par le changement des paramètres citées dans chapitre quatre ; où le paramètre  $A$  influe sur l'amplification des réponses spectrale au début de spectre, et le paramétré  $\eta$  influe sur la réponse dans l'intervalle ( $T_1 - 3s$ ), et le type de site détermine la valeur de  $T_2$ .

A la lumière de l'étude comparative entre les résultats obtenus par les deux méthodes d'analyse modale spectrale avec spectre réglementaire du RPA 2003 et spectre réel calculé. Nous concluons qu'il faut éviter de construire des structures très rigide ont une période fondamentale  $T < 0,5\text{sec}$  sur un site classé dans la zone (III), caractérisé par un sol rocheux ou ferme (S1, S2), car ils peuvent être exposées à une force sismique n'été pas prévu par le spectre réglementaire. D'autre part il est conseillé de construire dans ce type de site, les structures flexibles qui ont  $T > 1\text{sec}$ , qui ont été largement sécurisées par le spectre réglementaire.

## Référence Bibliographiques

---

**Anil K. Chopra**, 1995. “Dynamics of Structures\_ Theory and Applications to Earthquake Engineering” -Prentice Hall.

**Arias A**, 1970. “A measure of earthquake intensity”. In: Hansen RJ (ed) Seismic design for nuclear power plants. MIT Press, Cambridge MA, pp 438–483.

**Beldjoudi, H.**, 2011. “Etude de la sismicité du nord algérien“. Thèse de doctorat : université Abou Baker Belkaid, Tlemcen.

**Bachir Kbaili**, 2009. “Etude critique des règles parasismiques algériennes RPA99 version 2003”. Thèse de l’Université Badji Mokhtar. Annaba

**Bolt, B. A.** 1969, “Duration of Strong Motion,” Proc.4th World Conf. Earthquake Eng., 1304- 1315, Santiago, Chile.

**Biot, M. A.** 1941, “A Mechanical Analyzer for Prediction of Earthquake Stresses,” Bull.Seism. Soc. Am., Vol. 31, 151-171.

**Biot, M. A.** 1942, “Analytical and Experimental Methods in Engineering Seismology,” Proc. ASCE 68, 49-69.

**Boore, D. M., Joyner, W. B., and Fumal, T. E.** 1997, “Equations for Estimating Horizontal Response Spectra and Peak Acceleration from Western North American Earthquakes: A Summary of Recent Work,” Seismological Research Letters, Vol. 68, No. 1, 128-153.

**Boore D M, Bommer J J.**, 2005. “Processing of Strong Motion Accelerograms : Needs, Options and Consequences”. Soil Dynamics and Earthquake Engineering Vol 25. 2005

**Crouse, C. B. and McGuire, J. W.** 1996, “Site Response Studies for Purpose of Revising NEHRP Seismic Provisions,” Earthquake Spectra, Vol. 12, No. 3, 407-439.

**Datta, T. K.** (2010). SEISMIC ANALYSIS OF STRUCTURES. Indian Institute of Technology Delhi, India: Wiley.

**Emmanuel Javelaud** , 2016. Déplacements et rotations du sol lors de forts séismes à proximité de failles actives : apports des capteurs accélérométriques. Département TEGG d’EDF-CEIDRE, 905 avenue du Camp de Menthe, Rev. Fr. Geotech. Published by EDP Sciences 2016



**Filiatrault, A.** (1996). *Elément de génie parasismique et de calcul dynamique des structures*. KANADA: Editions l'école polytechnique de Montréal.

**Gutenberg & Richter, C.** (1944.). *Frequency of earthquakes in California*. California: *Bulletin of the Seismological Society of America*, 34 (4), 1985–1988.

**Gutenberg & Richter, C.** (1956). *Earthquake magnitude: intensity, energy, and acceleration*. *Bulletin of the Seismological Society of America*, 46, 104–145.

**Hall, W. J., Mohraz B., and Newmark, N. M.** 1975, “Statistical Studies of Vertical and Horizontal Earthquake Spectra,” Nathan M. Newmark Consulting Engineering Services, Urbana, Illinois.

**Hayashi, S., Tsuchida, H., and Kurata, E.** 1971, “Average Response Spectra for Various Subsoil Conditions,” *Third Joint Meeting, U.S. – Japan Panel on Wind and Seismic Effects*, UJNR, Tokyo.

**Housner, G. W.** 1941, “An Investigation of the Effects of Earthquakes on Buildings,” *Ph.D. Thesis, California Institute of Technology, Pasadena, California*.

**Housner, G. W.** 1952. “Spectrum Intensities of Strong Motion Earthquakes,” *Proc. of the Symposium on Earthquakes and Blast Effects on Structures, Earthquake Engineering Research Institute*.

**Housner, G. W.** 1959. “Behavior of Structures During Earthquakes,” *J. Eng. Mech. Div., ASCE Vol. 85, No. EM4, 109-129*.

**Housner, G. W.** 1970. “Design Spectrum,” Chapter 5 in *Earthquake Engineering*, R.L. Wiegel, Editor, Prentice-Hall, Englewood Cliffs, N.J.

**Iwan WD, Moser MA, Peng CY.** 1985. *Some observations on strong motion earthquake measurement using a digital accelerograph*. *Bull Seismol Soc Am* 75: 1225–1246.

**Jacques Betbeder-Matibet.** 2003. *Génie parasismique, phénomènes sismiques. Volume 01*. Lavoisier 75008 Paris.

**Kanamori, H.** (1977). *The energy release in great earthquake*. *Journal of Geophysical Research*, 82, 2981–2987.

**Kuribayashi, E., Iwasaki, T., Iida, Y., and Tuji, K.** 1972, “Effects of Seismic and Subsoil Conditions on Earthquake Response Spectra,” *Proc. International Conf. Microzonation*,

Seattle, Wash., 499-512.

**McComb HE, Ruge AC, Neumann F.** 1943. *The determination of true ground motion by integration of strong-motion records: a symposium.* *Bull Seismol Soc Am* 33: 1–63.

**Naeim, F.** (2001). *The seismic Design Handbook.* Springer.

**Mohraz, B.** 1992, “Recent Studies of Earthquake Ground Motion and Amplification,” *Proc. 10th World Conf. Earthquake Eng., Madrid, Spain*, 6695-6704.

**Mohraz, B.** 1978, “Influences of the Magnitude of the Earthquake and the Duration of Strong Motion on Earthquake Response Spectra,” *Proc. Central Am. Conf. on Earthquake Eng., San Salvador, El Salvador.*

**Mohraz, B., Hall, W. J., and Newmark, N. M.** 1972, “A Study of Vertical and Horizontal Earthquake Spectra,” *Nathan M. Newmark Consulting Engineering Services, Urbana, Illinois, AEC Report WASH-1255.*

**Newmark, N. M. and Hall, W. J.** 1973. “Procedures and Criteria for Earthquake Resistant Design,” *Building Practices for Disaster Mitigation, National Bureau of Standards, U.S. Department of Commerce, Building Research Series 46*, 209-236.

**Page, R. A., Boore, D. M., Joyner, W. B., and Caulter, H. W.** 1972, “Ground Motion Values for Use in the Seismic Design of the Trans-Alaska Pipeline System,” *USGS Circular 672.*

**Peng, M. H., Elghadamsi, F. E., and Mohraz, B.** 1989, “A Simplified Procedure for Constructing Probabilistic Response Spectra,” *Earthquake Spectra, Vol. 5, No. 2*, 393-408.

**Patrick Paultre.** 2005. “Dynamics of Structures,” *John Wiley & Sons, Inc. 111 River, Street Hoboken, NJ 07030, USA*

**Rachedi .M,** *Génération Conditionnelle De Signaux Sismiques Artificiels Variables Dans L'espace Et Compatibles Aux Spectres De Réponse Sans Le Problème De L'intégrabilité. Mémoire*

**Richter, C.** (1935). *An instrument earthquake magnitud escale. Bulletin of the Seismological Society of America.*

**Règlement Parasismique Algérien RPA99/ version 2003.** *document technique réglementaire DTR –B.C 2.48. Centre national de recherche appliquée en génie-*

*parasismique. Husine Day ALGER*

**R. Dobry, R. D. Borcherdt, C. B. Crouse, I. M. Idriss, W. B. Joyner, G. R. Martin, M. S. Power, E. E. Rinne, and R. B. Seed** (2000) *New Site Coefficients and Site Classification System Used in Recent Building Seismic Code Provisions. Earthquake Spectra: February 2000, Vol. 16, No. 1, pp. 41-67.*

**Sadek, F., Mohraz, B., and Riley, M. A.** 2000, "Linear Procedures for Structures with Velocity-Dependent Dampers," *Journal of Structural Engineering, ASCE, Vo. 128, No. 8, 887-895.*

**Seed, H. B., Ugas, C., and Lysmer, J.** 1976, "Site-Dependent Spectra for Earthquake-Resistance Design," *Bull. Seism. Soc. Am., Vol. 66, No. 1, 221-243.*

**Seed, H. B. and Idriss, I. M.** 1982. "Ground Motions and Soil Liquefaction During Earthquakes," *Earthquake Engineering Research Institute, Berkeley, California.*

**Travasarou T, Bray JD, Abrahamson NA** (2003) "Empirical attenuation relationship for Arias intensity". *Earthq Eng Struct Dyn* 32(7):1133–1155

**Trifunac M, Brady A., 1975.** "A STUDY on the Duration of Strong Earthquake Ground motion". *Bulletin of the Seismological Society of America, 1975.*

**Trifunac M.** 1971. "Zero baseline correction of strong-motion accelerograms". *Bull Seismol Soc Am* 61: 1201–1211.

**USGS.** (s.d.). "Récupéré sur Earthquake Hazards Program": <https://earthquake.usgs.gov/>

**Victor Davidovici,** 2015. "pratique de calcule sismique". 3ème tirage. Edition Afnor et Eyrolles. Paris.

**Veletsos AS, Newmark NM,** 1960 "Effect of inelastic behavior on the response of simple systems to earthquake motions". *Proceedings of The Second World Conference on Earthquake Engineering, Tokyo, 895–912.*