

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE MINISTERE DE  
L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE  
UNIVERSITE MOHAMED BOUDIAF - M'SILA

FACULTE DE TECHNOLOGIE

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

N° :01



DOMAINE : GENIE CIVIL

FILIERE : GENIE CIVIL

OPTION : STRUCTURES

Mémoire présenté pour l'obtention  
du diplôme de master académique

Par :

BEN SEGHIR Aya

BEN HAMIDOUCHE Djamila Chaima

Intitulé

**Étude de comportement sismique des  
structures en acier en utilisant l'analyse  
dynamique non linéaire temporelle**

Soutenu devant le jury composé de :

Mr. Hamitouche Amar

Université de M'sila

Président

Mr. Rahmani Abdallah Yacine

Université de M'sila

Encadreur

Mr. Ouzandja Djamel

Université de M'sila

Examineur

Année universitaire : 2021 /2022

بِسْمِ اللَّهِ الرَّحْمَنِ الرَّحِيمِ

# Dicace1

*Je dédie cet humble travail*

*A la source de la tendresse chère maman. Que je remercie beaucoup pour ses sacrifices, son soutien et ses encouragements pendant toutes ces années,*

*A ceux qui m'ont partagé de mes bons souvenirs d'enfance, mes chers frères « **Belkacem** », « **Halim** » et sa femme « **CHAKER Amani** »*

*À toute ma vertueuse famille **BEN SEGHIR** et **MOHAMMED CHIKOUCHE**.*

*À mon cher mari « **Hamza** » et toute sa famille « **CHADI** »*

*À tous ceux qui m'ont pris la main et éclairent mon chemin avec leurs connaissances.*

*À tous mes professeurs*

*À tous mes amis, en particulier à mon amie proche et partenaire dans cette entreprise « **Chaima** ».*

*Finalement, Je demande à Dieu que notre travail atteigne ses objectifs.*

**BEN SEGHIR AYA.**

# Dicace2

*La locomotive de recherche a traversé de nombreux obstacles, cependant, j'ai essayé de la surmonter avec fermeté par la grâce de Dieu et de guider cet humble travail vers la source de tendresse pour mes chers mère et père, mon cher mari "**Mustafa**" et ma jeune fille "**Sidra**" et mes sœurs "**El Amari Al-Yaqout et Maryam**" et mon amie proche et partenaire "**Aya**" Donc, elles ont été comme une colonne vertébrale et un soutien pour mener à bien la recherche. Je ne dois pas oublier mes professeurs qui ont eu le plus grand rôle de me soutenir et de me fournir des informations précieuses....*

*J'offre ce cadeau à toute la famille **Ben Hamidouche**, au premier rang desquels mon grand-père, ma grand-mère et mes oncles, ma grand-tante **Najeba**, mes oncles et cousins maternels **Siham** et **Samia**, et la femme de leur frère **Karima**.*

*À la famille **Mahwas**, à mon cheikh « **Lakhdar** » et à vieil « **Haddah** ».*

*Je vous dédie ma thèse...*

*Prier Dieu Tout-Puissant de prolonger votre vie et de vous bénir avec de bonnes choses.*

**BEN HAMIDOUCHE Djamila Chaima.**

# Remerciements

*Tout d'abord, nous remercions Dieu Tout-Puissant par-dessus tout, qui nous a donné le courage et la volonté d'atteindre notre objectif.*

*Nous remercions la famille d'être avec nous et de les soutenir dans la réalisation de ce travail.*

*Nous remercions notre cher professeur, **Mr. Rahmani Abdallah Yacine**, pour ses conseils et pour nous avoir accordé son temps précieux et son aide inestimable dans la réalisation de ce travail.*

*Et tous les professeurs qui ont contribué à notre formation durant toutes les sessions.*

*Nous remercions Le Bureau d'Etude et de recherche M'sila (**B.E.R.M**) pour son enseignement et son aide durant la période de stage.*

*Nous remercions tous les professeurs du Département de Génie Civil qui ont contribué à notre formation d'Ingénieur en Génie Civil.*

*Nous remercions la famille d'être avec nous et de nous soutenir dans la réalisation de ce travail.*

## Résumé

Les codes de conception sismique définissent généralement le séisme comme un spectre de réponse, ils permettent aussi l'utilisation des accélérogrammes naturels enregistrés pendant le séisme. Les enregistrements sismiques sélectionnés doivent correspondre à un spectre de réponse sismique compatible avec le spectre cible du code. Les critères de compatibilités spectrales et les techniques d'étalonnage sont abordés dans ce mémoire. Des structures régulières (2D) en acier sont étudiées. Les accélérogrammes sélectionnés dans le cadre de ce mémoire sont utilisés pour performer des Analyses Non Linéaires Temporelle (ANT). Les résultats des analyses ANT effectuées présentés dans ce mémoire sont : les déplacements maximaux, les efforts tranchants dans chaque étage, et finalement les déplacements inter-étages des structures.

**Mots-clés :** Analyse dynamique ; accélérogrammes ; spectre cible ; structures en acier.

## Abstract

Seismic design codes generally define the earthquake as a response spectrum, they also allow the use of natural accelerograms recorded during the earthquake. The selected seismic recordings must correspond to a seismic response spectrum compatible with the target spectrum of the code. The spectral compatibility criteria and the calibration techniques are discussed in this memoir. Regular (2D) steel structures are studied. The accelerograms selected for this thesis are used to perform Non-Linear Temporal Analyzes (ANT). The results of the ANT analyze presented in this thesis are: the maximum displacements, the shear forces in each floor, and finally the inter-floor displacements of the structures.

**Keywords:** Dynamic analysis; accelerograms; target spectrum; steel structures.

## ملخص

تعرف قواعد التصميم الزلزالي عمومًا ان الزلزال هو طيف استجابة، كما أنها تسمح باستخدام مخططات التسارع الطبيعية المسجلة أثناء الزلزال. يجب أن تتوافق التسجيلات الزلزالية المختارة مع طيف الاستجابة الزلزالي المتوافق مع الطيف المستهدف. تمت مناقشة معايير التوافق الطيفي وتقنياته في هذه المذكرة وذلك عن طريق دراسة الهياكل الفولاذية المنتظمة (ثنائية الأبعاد)، وتستخدم التسارعات المختارة لهذه المذكرة لإجراء التحليلات الزمنية الغير خطية. نتائج تحليلات المقدمة في هذه المذكرة هي: الحد الأقصى من الإزاحة، وقوى القص في الكلية، وأخيرًا النزوح الداخلي للهياكل.

**الكلمات المفتاحية:** التحليل الديناميكي. تسريع. الطيف المستهدف. هياكل الفولاذية.

# TABLE DES MATIÈRES

Dicace1 .....	I
Dicace2 .....	II
Remerciements .....	III
Résumé .....	IV
Abstract .....	V
ملخص .....	VI
Introduction générale .....	VII

## Chapitre 01 : Etude Bibliographique

1.1 Introduction .....	2
1.2 Les séismes .....	2
1.2.1 Effet du séisme sur les bâtiments .....	3
1.2.2 Séisme de Boumerdès .....	3
1.3 La conception parasismique des Bâtiments .....	4
1.3.1 Capacité de résistante .....	5
1.3.2 Rigidité latérale .....	5
1.3.3 Ductilité .....	5
1.3.4 Stabilité .....	5
1.4 Les règlements parasismique .....	6
1.5 Les structure en aciers en zone sismique .....	7
1.6 Méthodes de calcul sismique .....	9
1.6.1 Méthode statique équivalent .....	9
1.6.2 Méthode modale spectrale .....	9
1.6.3 Méthode statique non linéaire en poussé progressive « pushover » .....	10
1.6.4 Méthode dynamique non linéaire temporelle .....	11
1.7 Conclusion .....	12

## Chapitre2 : Analyse Dynamique Non linéaire Temporelle ADNT

2.1 Introduction .....	14
2.2 Principe de l'analyse dynamique non linéaire temporelle .....	14
2.3 L'Algorithme pas à pas .....	15
2.3.1 Méthode de Newmark .....	16
2.4 Sélection des Enregistrements (accélérogrammes) .....	17

2.4.1	Sélection des enregistrements sismique Selon l'EC8 .....	17
2.4.2	Procédure de sélection des accélérogrammes utilisant la base de donnée PEER ..	18
2.5	Les étapes de l'analyse dynamique non linéaire temporelle .....	20
2.6	Avantages et inconvénients de l'analyse dynamique non linéaire temporelle .....	21
2.6.1	Avantages .....	21
2.6.2	Limites .....	21
2.7	Conclusion.....	21

### **Chapitre 03 : Etude de cas**

3.1	Introduction .....	23
3.2	Description des structures étudiées .....	23
3.3	Chargement sismique .....	25
3.4	Modélisation numérique.....	29
3.5	Logiciels utilisés.....	30
3.6	modélisation des structures Sur logiciel SAP2000 .....	31
3.7	Conclusion.....	34

### **Chapitre 4 : Résultats et discussions**

4.1.	Introduction .....	36
4.2.	Résultats préliminaires .....	36
4.3.	La réponse dynamique des structures au sommet .....	36
4.4	Déplacement des étages .....	41
4.5	Déplacement inter-étage.....	44
4.6	Effort tranchant à la base.....	47
4.7	Comparaison des résultats de ADNT avec ceux de l'analyse modale spectrale.....	47
4.8	Effort tranchant à la base par la méthode modale spectrale .....	50
4.9	Conclusion .....	50

Conclusion générale

Références

# LISTE DES FIGURES

## Chapitre 1

Fig 1.1. La ligne de feu (zones sismiques).....	2
Fig 1.2. Bâtiments en acier effondrés lors d'un tremblement de terre.....	3
Fig 1.3. Les effets du séisme de Boumerdès.....	4
Fig 1.4. (a Structure en acier, b) Rupture de l'assemblage en soudure lors du séisme de Northridge 1994 .....	8
Fig 1.5. la phrase MDOF la phrase équivalente ESDOF.. .....	11

## Chapitre 2

Fig 2.1. Création d'un compte sur la base PEER.....	18
Fig 2.2. Spectre de réponse cible.....	19
Fig 2.3. Paramètres sismiques de site.....	19
Fig 2.4 . Liste des Enregistrements choisis.....	20

## Chapitre 3

Fig 3.1. Géométrie des structures étudiées.....	23
Fig 3.2 .Spectre cible, Spectre moyenne et spectres individuelles des accélérogrammes choisis pour la structure R+2.. .....	26
Fig 3.3 Spectre cible, Spectre moyenne et spectres individuelles des accélérogrammes choisis pour la structure R+5. . . . .	26
Fig 3.4 Spectre cible, Spectre moyenne et spectres individuelles des accélérogrammes choisis pour la structure R+8.. . . .	27
Fig 3.5. Spectre cible, Spectre moyenne et spectres individuelles des accélérogrammes choisis pour la structure R+11... .....	27
Fig 3.6. Interface graphique de logiciel SAP2000 v14.2.2.....	31
Fig 3.7. structure R+2.....	31
Fig 3.8 les charges appliquées sur les structure.. . . .	32
Fig 3.9 Enregistrements sismiques (NTH1, NTH2, NTH3, ...)... ..	32
Fig 3.10 Définissons les séismes .....	33
Fig 3.11. : L'analyse ADNT. . . . .	33

## Chapitre 4

Fig 4.1 Les réponse des séismes sélectionnés.....	37
Fig 4.2 Les réponse des séismes sélectionnés.....	38
Fig 4.3 Les réponse des séismes sélectionnés.....	39

Fig 4.4 Les réponse des séismes sélectionnés. ....	40
Fig 4.5. Courbe de déplacement moyenne des étages pour les 4 structure. ....	43
Fig 4.6. Courbe de déplacement inter-étage moyenne pour les 4 structure. ....	46
Fig 4.7 Courbe comparaison des résultats de ADNT et l'analyse modale spectrale de déplacement des étage moyenne pour les 4 structure. ....	48
Fig 4.8. Courbe comparaison des résultats de ADNT et l'analyse modale spectrale de déplacement inter-étage moyenne pour les 4 structure. ....	49

# LISTE DES TABLEAUX

## Chapitre 1

Tableaux 1.1 Méthodes de calcul sismique.....	9
-----------------------------------------------	---

## Chapitre 3

Tableaux 3.1 Types des sections de la structure R+2. ....	24
Tableaux 3.2 Types des sections de la structure R+5. . .	24
Tableaux 3.3 Types des sections de la structure R+8. ....	24
Tableaux 3.4 Types des sections de la structure R+11..	25
Tableaux 3.5 Détails des accélérogrammes sélectionnés pour la structure R+2.....	28
Tableaux 3.6 Détails des accélérogrammes sélectionnés pour la structure R+5.....	28
Tableaux 3.7 Détails des accélérogrammes sélectionnés pour la structure R+8.....	29
Tableaux 3.8 Détails des accélérogrammes sélectionnés pour la structure R+11.....	29

## Chapitre 4

Tableaux 4.1 Périodes propres et participation massique de trois premiers modes de vibration.....	36
Tableaux 4.2 Déplacement des étages pour les 4 structures. . .	41
Tableaux 4.3 Déplacement inter-étage pour les 4 structures . . .	41
Tableaux 4.4 . les valeurs d'Effort tranchant à la base de 7 séismes + moyenne pour les 4 structures.....	41
Tableaux 4.5 Déplacements des étages de la structures R+11. ....	42
Tableaux 4.6 Déplacements inter-étages de la structures R+2. ....	44
Tableaux 4.7 Déplacements inter-étages de la structures R+5.....	44
Tableaux 4.8 Déplacements inter-étages de la structures R+8.....	44
Tableaux 4.9 Déplacements inter-étages de la structures R+11.....	45
Tableaux 4.10 Effort tranchant à la base de la structure R+2 . . .	47
Tableaux 4.11 Effort tranchant à la base de la structure R+5 . . .	47
Tableaux 4.12 Effort tranchant à la base de la structure R+8 . . .	47
Tableaux 4.13 Effort tranchant à la base de la structure R+11 . . .	47
Tableaux 4.14 Efforts tranchants à la base des structures étudiée. ....	50

# Introduction générale :

Les bâtiments en acier sont un type de structures très répandu, qui subit souvent des dommages importants en cas de tremblements de terre en raison de ses caractéristiques de rigidité élevée, de faible résistance à la traction et au cisaillement au niveau des assemblages. En Algérie, Les efforts déployés dans l'étude et l'amélioration de ce type de construction sont très limités.

L'effondrement d'un bâtiment lors d'un tremblement de terre peut entraîner un nombre important de victimes et de blessés. Par conséquent, la prévention des effondrements est une considération majeure dans la conception parasismique, soulignant la nécessité d'une évaluation du risque sismique des structures pour estimer leur risque potentiel d'effondrement. La meilleure façon d'évaluer le risque d'effondrement par une évaluation probabiliste du risque sismique consiste à utiliser des courbes de fragilité qui expriment une relation continue entre une mesure d'intensité de mouvement du sol (IM) et la probabilité que la structure atteigne ou dépasse des états limites de dommage prédéfinis.

Dans ce mémoire, une méthodologie avancée d'obtention de courbes de fragilité analytiques pour des bâtiments en acier est appliquée à des bâtiments de différentes hauteurs, afin d'illustrer toutes ses étapes. Une telle approche est basée sur l'analyses statiques non linéaire en poussée progressive « pushover ». Un programme d'analyse pour tracer ces courbe appelé SPO2FRAG est utilisé. Dans un premier temps, les hypothèses retenues pour identifier les quatre états d'endommagement mécaniques considérés sont présentées. Des analyses statiques non linéaires (pushover) sont ensuite effectuées sur le modèle numérique des bâtiments et des distributions de probabilité des différents états de dommages sont obtenues. Ces distributions sont ensuite convoluées avec la distribution cumulée de la demande de déplacement imposée à la structure. Une telle convolution fournit les points de fragilité, qui seront ensuite ajustés par des distributions log-normales, afin d'obtenir des courbes de fragilité analytiques.

Pour effectuer ce travail, nous avons subdiviser cette étude en plusieurs chapitres. Le premier chapitre est consacré à une étude bibliographique sur les différentes méthodes de calcul dynamique des structures, des notions de base sur la vulnérabilité des structures et les différents modèles d'estimation de dommages sismiques. Dans le deuxième chapitre, les différentes

étapes de l'analyse statique non linéaire en poussée progressive sont présentées. Dans le troisième chapitre, La théorie présentée dans les chapitres précédents est appliquée sur des cas de structure. Dans le chapitre 4, les résultats tirés de cette étude sont discutées.

*Chapitre 01 : Etude  
Bibliographique*

## 1.1. Introduction

Ce chapitre présente une introduction à notre étude en discutant d'abord les séismes et ses effets sur le comportement global des structures. Pour diminuer cette influence et surtout pour les structures en acier, plusieurs règlements parasismiques ont été développés ces dernières années. Les préconisations et les méthodes de calcul utilisées par ces règlements sont présentés aussi dans ce chapitre.

## 1.2. Les séismes

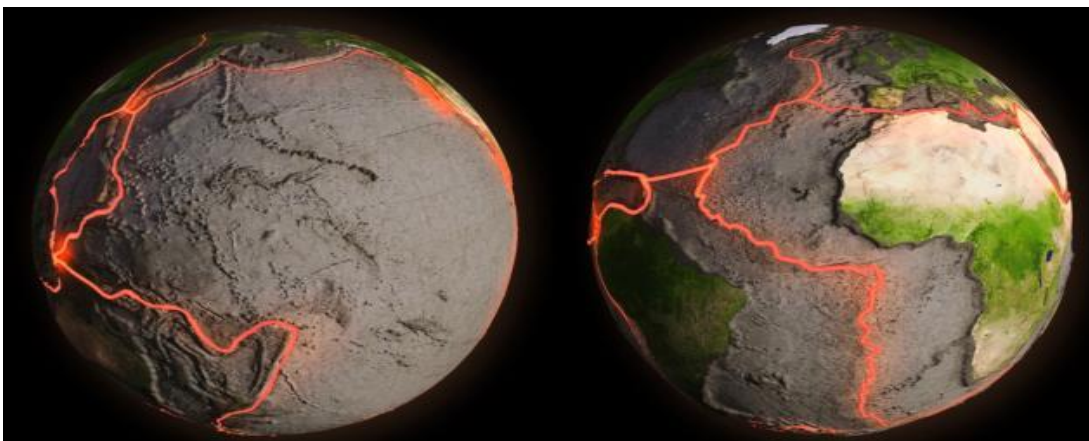
Chaque jour, nous enregistrons de nombreux tremblements de terre, mais nous en ressentons très peu. La plupart des tremblements de terre se produisent à la jonction des plaques tectoniques mais rarement à l'intérieur des plaques.

Pour qu'un tremblement de terre se produise, la terre passe par plusieurs étapes, qui sont :

La croûte terrestre se compose de 7 grandes plaques tectoniques (contenant des continents et des bassins océaniques), qui continuent de se déplacer dans des directions différentes. Du fait de ces mouvements, des contraintes s'accroissent sur les interfaces des plaques.

Au fil du temps, lorsque cette énergie de contrainte cumulative devient excessive pour supporter les plaques, elle est libérée sous la forme d'un glissement qui se produit entre les plaques adjacentes. La face avant des plaques est appelée faille ou zones de faille.

Lorsque la quantité d'énergie stockée à l'intérieur du corps terrestre augmente et dépasse la force de rupture de la croûte terrestre dans une zone de faille active, elle se brise soudainement et libère l'énergie stockée à l'intérieur de la Terre, provoquant des vibrations ou un tremblement de terre (Fig. 1.1).



**Fig. 1.1.** La ligne de feu (zones séismiques).

Pour les grands tremblements de terre, le mouvement relatif des bords de la faille peut être apparent à la surface. Le choc d'un séisme crée et propage également des ondes de compression et de cisaillement dans le sol sur de très longues distances ; En fait, ces ondes tournent autour de la Terre et s'affaiblissent progressivement.

### 1.2.1. Effet du séisme sur les bâtiments

La réponse d'une structure à un Séisme est fonction de la nature du sol de fondation ; matériau, forme, taille et mode de construction ; et la durée et les caractéristiques du mouvement du sol. Aussi, cette réponse dépend de la période naturelle de vibration et du caractère absorbant (amortissement) de la structure. Les tremblements de terre provoquent un mouvement du sol dans une direction aléatoire. La vibration horizontale est prédominante et plus dommageable. L'amplitude du mouvement de toute structure s'accumule normalement sur une période de temps en quelques cycles, c'est-à-dire la durée du tremblement de terre, si le tremblement de terre dure plus longtemps, l'amplitude de vibration est plus grande, c'est-à-dire que la structure fléchira davantage et s'endommagera (Fig. 1.2).



**Fig.1.2.** Bâtiments en acier effondrés lors d'un tremblement de terre [1].

### 1.2.2. Séisme de Boumerdès

Le tremblement de terre qui a secoué le nord de l'Algérie a été particulièrement violent. Selon le Réseau National Strasbourg, la force était de 6,7 sur l'échelle de Richter. Le séisme principal s'est produit à 18h44 (UTC) 19h44 (heure locale) et a été immédiatement suivi de plusieurs répliques. L'épicentre de ce séisme se trouvait en mer près de la côte, à 60 km au nord-est d'Alger, à plus de quatre km de la côte, entre Zemmouri et Boumerdès. Cet événement a

mobilisé le Groupe d'intervention post-sismique INSU/CNRS pour créer une équipe de recherche pluridisciplinaire (sismologie, tectonique, géophysique marine, géodésie). L'enjeu était d'étudier ce séisme, de mieux définir les aléas sismiques de la zone, de mieux gérer les aléas sismiques tels que la fragilité des bâtiments, Ce tremblement de terre a été le plus meurtrier en Algérie depuis 1980, et le dernier bilan en date du 21 juin 2003 fait état de 2278 morts, 10 147 blessés et plus de 15 mille déplacés, selon les précédents bilans. [2]



**Fig.1.3.** Les effets du séisme de Boumerdès.

### **1.3. La conception parasismique des Bâtiments**

La conception des bâtiments pour les charges sismiques est spéciale par rapport à la conception pour les charges gravitaires. Ils sont pondérés subjectivement en fonction de leur taille et de leur direction. D'autre part, les charges sismiques sont principalement latérales, réversibles (les forces changent de direction), dynamiques (les forces varient dans le temps) et de très courte durée. La capacité maximale des efforts internes et leur emplacement dans les éléments structuraux diffèrent de ceux dus aux charges gravitationnelles.

Les facteurs souhaitables requis dans la conception de toute structure pour une meilleure résistance aux tremblements de terre sont : [3]

- La capacité de résistance,
- La rigidité latérale,
- La ductilité,
- La stabilité.

### **1.3.1. Capacité de résistante**

La structure doit avoir une résistance latérale satisfaisante afin de continuer à résister aux charges sismiques. La structure peut être spécialement conçue pour supporter ces charges mais peut ne pas supporter simultanément les charges sismiques dynamiques. Cela peut provoquer l'effondrement du bâtiment.

### **1.3.2. Rigidité latérale**

Le deuxième aspect important dans la conception du bâtiment est sa solidité. La déformation verticale du sol ne doit pas être excessive. De même, pour de faibles valeurs de charge sismique. La résistance d'un bâtiment à la déformation latérale est appelée rigidité latérale. Si la rigidité latérale n'est pas équivalente, une déformation relativement importante se produira, En cas de tremblement de terre modéré, et par conséquent, les membres peuvent ne pas être en mesure de résister et de simuler des charges sismiques de manière acceptable.

### **1.3.3. Ductilité**

Concevoir un bâtiment capable de résister à un séisme de forte magnitude sans lequel des dommages importants ou des déformations résiduelles seraient une solution très coûteuse. Les codes de conception sismiques prévoient des dommages et des déformations résiduelles dans les structures. Cela a l'avantage de réduire considérablement les charges sismiques de la conception, Comparé à une conception flexible, il inclut des mécanismes de dissipation d'énergie. Alors le comportement général du bâtiment sera également ductile. Sinon, en l'absence de ductilité, la structure risque de s'effondrer sans subir de déformations importantes.

### **1.3.4. Stabilité**

Les tremblements de terre font vibrer des bâtiments entiers dans toutes les directions. Les bâtiments doivent maintenir leur stabilité dans ces conditions. Dans certains cas, la structure peut également tourner autour de son centre de rigidité. Le fond (fondation) doit être suffisamment solide pour éviter la rotation, ce qui peut entraîner une instabilité. En particulier, il devrait y avoir une marge de sécurité suffisante contre la possibilité d'instabilité due à des retournements ou à des glissements. [3]

## 1.4. Les règlements parasismiques

Les codes du bâtiment sont des ensembles de règlements régissant la conception, la construction, la modification et la réhabilitation des structures. Ils précisent les exigences minimales pour assurer adéquatement la sécurité des occupants du bâtiment.

Certaines dispositions des règlements visent à garantir que les structures peuvent résister de manière adéquate aux forces sismiques lors de tremblements de terre. Ces dispositions parasismiques représentent les meilleures orientations disponibles sur la façon dont les structures doivent être conçues et construites pour limiter le risque sismique.

Les objectifs des règlements parasismiques sont :

- Protéger les vies humaines en évitant l'effondrement sous l'effet d'un séisme majeur ou rare.
- Réduire les dommages causés par des tremblements sismiques modérés.
- Dans le cas d'un séisme de faible intensité, la construction ne doit pas subir aucun dommage.
- Dans le cas d'un séisme de moyenne intensité, la construction ne subira que des dommages structurels légers.

Dans ce qui suit, un aperçu général sur les règlements parasismiques pour certains pays.

### ❖ La Chine

Selon la version 2010 du Code chinois pour la conception parasismique des bâtiments (*GB 50011-2010*), l'analyse linéaire (statique ou dynamique) est la procédure principale.

### ❖ L'Europe

La plupart des pays d'Europe utilisent la norme européenne EN 1998 Conception des structures pour la résistance aux séismes (appelée Eurocode 8 ou EC8), qui se compose de six parties. La partie 1, entrée en vigueur en 2004, s'applique aux nouveaux bâtiments, et la partie 3, entrée en vigueur en 2005, s'applique aux bâtiments existants.

### ❖ L'Iran

Le code sismique iranien (*IS 2800-05*) a été mis à jour en 2014 à la 4<sup>ème</sup> édition. Les procédures d'analyse comprennent des procédures linéaires, c'est-à-dire des analyses statiques linéaires, modale spectrale et dynamique linéaire, et des procédures non linéaires, c'est-à-dire pushover et dynamique non linéaire temporelle.

### ❖ Le Japon

Les exigences de conception parasismique sont spécifiées dans *la loi et les normes de construction 1981*, une procédure de conception sismique en deux phases a été introduite, qui est encore normalement utilisée dans les bureaux d'études.

### ❖ La Turquie

Dans la spécification pour les bâtiments à construire dans les zones sismiques (qui a été adoptée en 2007), l'analyse non linéaire est mentionnée mais n'est pas soulignée. Un chapitre spécial a été ajouté au Code en 2007, consacré à l'évaluation sismique et à la réhabilitation des bâtiments existants.

### ❖ Les États-Unis

La structure des normes et des codes dans ce pays est compliquée. Les plus représentatives semblent être les normes ASCE (par exemple : ASCE 7-16). [4]

### ❖ Algérie

En 1976, une étude a été lancée avec la collaboration de l'Université de Stanford pour étudier le risque sismique en Algérie, qui a été achevée deux ans plus tard. Les résultats de cette enquête ont servi de base au développement de la première version du code actuel qui a été publié juste après le tremblement de terre destructeur de 1980 à El-Asnam (Chlef) (Ms 7.3). Les **RPA81** (Règles Parasismiques Algériennes) ont été révisées en 1988 (RPA88) et ont également été révisées en 1999 (**RPA99**) [5]. La dernière révision du code sismique a été faite juste après le séisme de Boumerdes du 21 mai 2003 (**RPA99 v2003**) [5].

## 1.5. Les structure en aciers en zone sismique

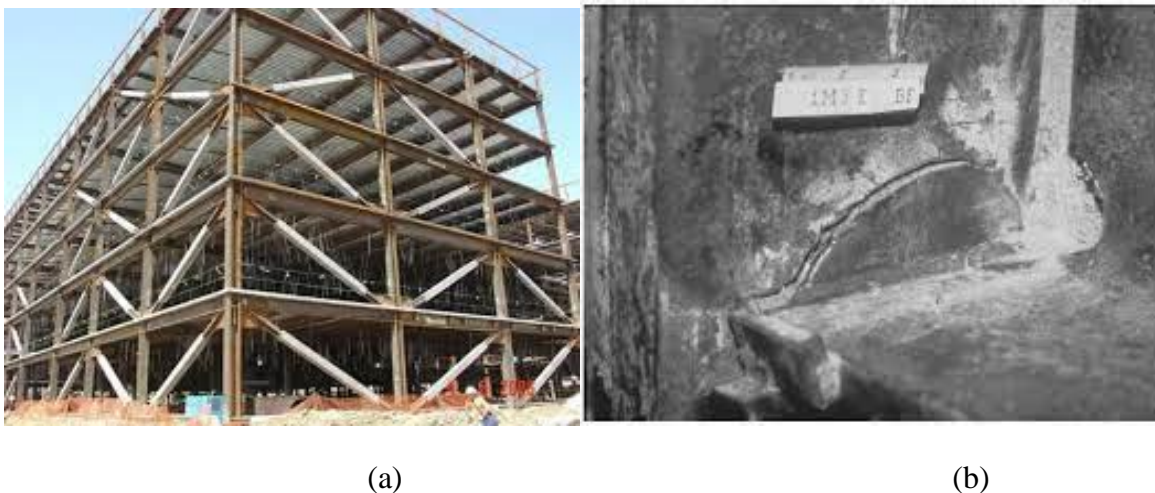
Les structures en acier ont toujours été considérées comme une solution appropriée pour la construction dans des zones à forte sismicité, en raison de la très bonne résistance et de la flexibilité structurelle du matériau, il présente d'innombrables avantages par rapport aux autres formes de construction, la haute garantie offerte par la production industrielle de profilés en acier et plaques, fiabilité des assemblages, sécurité de fabrication et longue durée de vie. Presque illimité pour les structures en acier.

Construit à la fois en atelier et sur le terrain. Malgré ces avantages naturels, les chercheurs craignent que pour assurer un comportement structurel flexible, une attention particulière doit

être portée à la conception des régions de dissipation, qui doivent être correctement articulées, assurant des boucles d'hystérésis stables, capables d'une dissipation efficace de l'énergie sismique. Pour confirmer, lors des récents événements sismiques à Northridge (Los Angeles, 17 janvier 1994) et Hyogoken-Nanbu (Kobe, 17 janvier 1995), bien que les cas d'effondrement de bâtiments en acier aient été extrêmement rares, les bâtiments à structure métallique sont considérés comme des systèmes hautement résilients, Afficher un comportement fragile imprévisible. Ils ont mis en évidence de nombreuses ruptures de poutre à poteau, remettant en question l'hypothèse d'une ductilité élevée et démontrant que la connaissance des structures en acier n'est pas encore complète.

Afin d'améliorer les détails de construction et de proposer de nouvelles solutions de conception pour aligner les exigences de conception et la réponse structurelle réelle, la communauté scientifique a commencé à s'interroger sur les raisons de ce mauvais comportement : dépend-il de la qualité ? Matériaux, conception, dessin de structure, construction ? Détails, mise en page du code ? La plupart de ces problèmes sont encore à l'étude, mais le comportement sismique des structures en acier est mieux compris. Par conséquent, ces dernières années, la plupart des connaissances modernes ont déjà été ou seront introduites dans les dispositions de conception structurelle de la conception sismique dans tous les pays sujets aux tremblements de terre, donnant lieu à une nouvelle génération de codes sismiques.

La volonté des pays les plus avancés de développer des technologies, des systèmes et des procédés de construction plus innovants et compétitifs, la diffusion intégrale des structures métalliques et le développement de composants à base d'acier.



**Fig.1.4 :** (a Structure en acier, b) Rupture de l'assemblage en soudure lors du séisme de Northridge 1994 [6].

## 1.6.Méthodes de calcul sismique

L'objectif premier des codes sismiques est d'assurer un haut niveau de sécurité et d'opérabilité face aux catastrophes naturelles. Ils proposent plusieurs procédures de calcul pour y parvenir. Les ouvrages doivent pouvoir résister aux séismes de manière quantifiable et atteindre des niveaux de performances cibles correspondant à des niveaux de dommages économiquement et socialement acceptables. Les codes recommandent l'utilisation de divers types de méthodes d'analyse pour évaluer les performances structurelles les codes suggèrent l'utilisation de différents types de méthodes d'analyse :

Méthode Statique linéaire, méthode statique non linéaire (Nonlinear static pushover analysis), Analyse dynamique linéaire, Analyse dynamique non linéaire temporelle (Nonlinear Time History Analysis).

**Tableau. 1.1.** Méthodes de calcul sismique.

Analyse	Statique	Dynamique
Linéaire ou non linéaire équivalente (avec coef R)	Analyse statique linéaire (Méthode statique équivalente)	Analyse dynamique linéaire
Non linéaire	Analyse statique non linéaire (Méthode de la poussée progressive (Pushover))	Analyse dynamique temporelle non linéaire

### 1.6.1. Méthode statique équivalent

Dans la méthode statique équivalente, une analyse statique est effectuée par des forces statiques équivalentes aux forces dynamiques réellement appliquées à la structure. Dans cette approche, la résistance effective de la structure est supposée supérieure à la résistance de conception pour que la structure puisse dissiper l'énergie jusqu'à la limite élastique.

### 1.6.2. Méthode modale spectrale

L'analyse dynamique peut être soit une analyse spectrale, soit une analyse dynamique par accélération. La première commence par identifier les différentes fréquences naturelles et les modèles de vibration. Les équations des mouvements couplés sont alors séparées par une transformation conditionnelle dans laquelle se trouve le principe de l'orthogonalité des modes

de vibration par rapport à la masse. La fourniture de schémas d'accélération est faite pour obtenir la réponse "précise" de la structure en fonction du temps. Il est déterminé naturellement à l'aide de l'équation pas à pas de l'intégration numérique du mouvement.

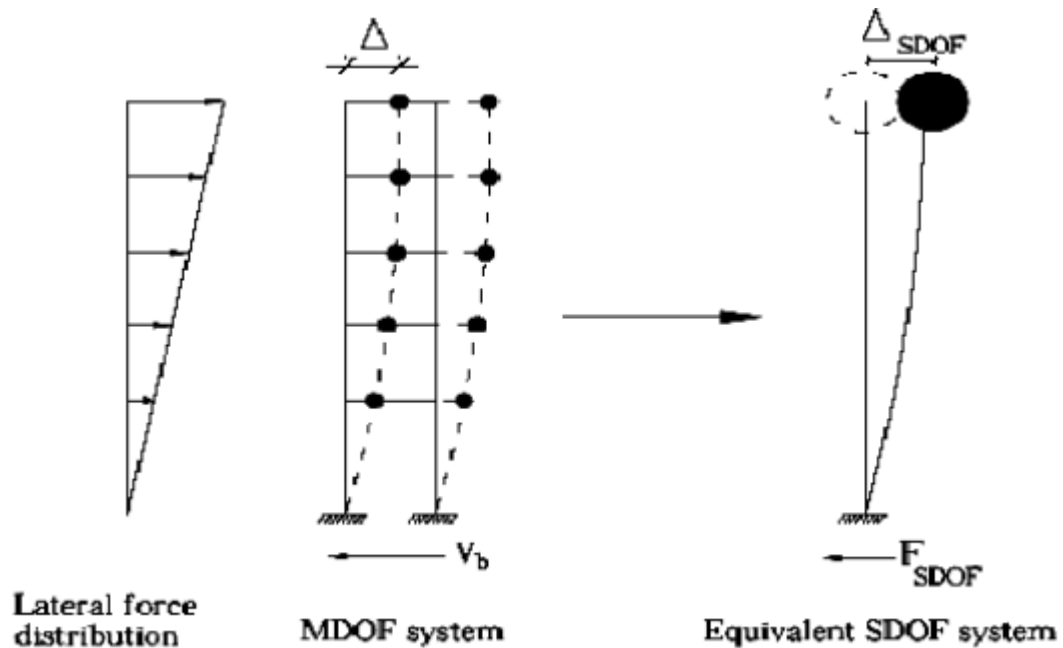
En conséquence, cette analyse est effectuée à l'aide d'un logiciel informatique en obtenant l'accélération maximale du sol à partir du spectre de réponse sismique ou de tous les mouvements du sol.

### **1.6.3. Méthode statique non linéaire en poussé progressive « pushover »**

Les procédures statiques non linéaires ont été officiellement introduites dans les codes de conception dans le monde entier. Elles ont commencé à être mises en œuvre dans le cadre de l'ingénierie basée sur la performance sismique et (ATC-40 1996), (FEMA-273 1997) et (FEMA-356). (1996 ; 2000) a été implantée dans l'Eurocode 8

Il s'agit d'une approximation statique non linéaire de la réponse montrée par la structure lorsqu'elle est exposée à une charge sismique dynamique MDOF en réponse à une phrase équivalente qui a un degré de liberté ESDOF.

La méthode est relativement simple et fournit des informations sur la résistance, la déformation, la ductilité et la distribution de la demande statique non linéaire, permettant l'identification des modes de défaillance ainsi que les zones où se forment les rotules plastiques. Elle possède des rotules plastiques. Malgré certaines limitations inhérentes telles que la négligence de la variance des modes de chargement ainsi que l'influence des modes aériens, cette méthode donne une estimation raisonnable de la puissance de déformation globale, en particulier pour les structures où le premier mode est dominant Il est plus adapté aux courtes durées et aux structures mal surélevées.



**Fig.1.5.** La phrase MDOF la phrase équivalente ESDOF.

Récemment, l'analyse du modèle de défilement a été développée. Cette méthode est une amélioration majeure par rapport à l'analyse Pushover statique couramment utilisée, Prise en compte de la contribution des modes supérieurs à la réponse ou à la répartition des forces d'inertie dues à la dégradation de la raideur. Distribution le long de la hauteur de la réponse estimée par la méthode Pushover. Typique est généralement similaire aux résultats dits "précis" obtenus à l'aide d'une analyse temporelle inélastique, si l'on compare les valeurs moyennes ou moyennes du déplacement du sol. [7]

L'analyse statique non linéaire inclue:

- ❖ La méthode proposée par l'Eurocode 8 (2005)
- ❖ La méthode proposée par le FEMA 356 (ASCE, 2006),
- ❖ La méthode proposée par l'ATC-40 (ATC, 1996) et FEMA 440.

#### 1.6.4. Méthode dynamique non linéaire temporelle

Il utilise un modèle qui exprime le comportement non linéaire des éléments. La méthode la plus précise et la plus fiable pour évaluer le comportement sismique est souvent basée sur l'analyse des enregistrements temporels sismiques. Cette utilise soit l'intégration directe des équations de mouvement (à partir d'enregistrements réels ou simulés), soit des algorithmes intégrant les déformations élasto-plastiques de la structure. Si la méthode est a priori capable

de décrire le comportement réel lors d'un séisme, l'enjeu principal est de déterminer le bon enregistrement (accélérogramme) du fait de la grande variabilité induite par la nature du sol et la distance de la source. De ce fait, plusieurs types d'enregistrements ou un accélérogramme artificiel contenant les principales caractéristiques des séismes potentiels deviennent nécessaires [8].

### **1.7. Conclusion :**

Dans ce chapitre une étude bibliographique sur le comportement des structures en acier est effectuée. Au début des notions de base et des définitions sont rassemblées, relatives à l'aléa sismique, la conception parasismique. Dans une seconde étape un aperçu sur les approches de calcul dynamique de structure est donné. La plus importante est la méthode dynamique non linéaire temporelle qui est la méthode la plus précise et la plus coûteuse.

*Chapitre 02 : Analyse Dynamique  
Non linéaire Temporelle ADNT*

## **2.1. Introduction**

L'évaluation des performances d'une structure nécessite une méthode qui contrôle le comportement de la structure depuis la phase élastique linéaire, la plastification et jusqu'à son effondrement. Pour les structures à grande hauteur, l'interaction dynamique des modes supérieurs peut rendre difficile la prédiction du comportement non linéaire. L'analyse dynamique non linéaire temporelle est une approche largement utilisée pour évaluer la performance des structures. Dans cette méthode, un ensemble d'enregistrements de mouvement du sol (accélérogramme) est choisi.

Dans ce chapitre, le principe et les étapes de l'analyse dynamique non linéaire temporelle sont présentés.

## **2.2. Principe de l'analyse dynamique non linéaire temporelle**

Les constructions à grande capacité de dissipation d'énergie sont susceptibles de subir des déformations inélastiques plus importantes que les systèmes à capacité de dissipation d'énergie relativement limitée. Le comportement des matériaux dans le domaine inélastique est très complexe. Pour prédire avec plus de précision les performances sismiques des structures - en particulier dans le domaine de réponse inélastique -, il est important de simuler les facteurs susmentionnés suffisamment proches de la réalité dans les études numériques et expérimentales. Dans la réponse dynamique d'une structure donnée, un autre facteur important est les caractéristiques du mouvement du sol sismique appliqué. La sélection et la mise à l'échelle des mouvements du sol sont des éléments importants de toute étude d'évaluation des risques sismiques qui implique une analyse temporelle.

L'utilisation de l'analyse dynamique non linéaire temporelle (ANDT) a acquis une importance majeure. Cette méthode d'analyse nécessite un ensemble approprié d'enregistrements sismiques qui sont compatibles avec les niveaux des risques spécifiques au site pris en compte.

Ce dernier type d'analyse nécessite des propriétés telles que la dégradation de la rigidité dans le chargement cyclique, le comportement post-élastique et la limite d'élasticité en plus de la rigidité initiale utilisée dans l'analyse linéaire. Ainsi, pour les composants supposés avoir un comportement ductile, le comportement inélastique est capturé et la performance d'un élément

est évaluée en fonction de la demande/capacité de déformation. De même, pour les éléments dont on s'attend à ce qu'ils soient fragiles, il n'y a pas d'inélasticité et leur performance est évaluée à l'aide de la demande de résistance/capacité.

Pour obtenir des informations utiles sur les structures avec des éléments ductiles et dans le but de renforcer les parties vulnérables du système, il est plus raisonnable d'utiliser une analyse non linéaire. Dans l'analyse non linéaire, une intégration pas à pas est utilisée, ce qui peut être coûteuse en calcul.

### 2.3. L'Algorithme pas à pas

Généralement, l'analyse dynamique est effectuée à l'aide de deux méthodes ; intégration directe en temps et superposition modale. Cependant, la première est la seule option pour l'analyse non linéaire. En tant que méthode d'analyse structurelle la plus précise, l'analyse dynamique non linéaire résout l'équation différentielle de l'équilibre dynamique du mouvement qui est illustrée dans l'équation 2.1 :

$$R(u, t) + C \dot{u}(t) + M\ddot{u}(t) = r(t) \quad (2.1)$$

$u$ ,  $\dot{u}$ ,  $\ddot{u}$  et sont respectivement le déplacement, la vitesse et l'accélération,  $\mathbf{M}$  et  $\mathbf{C}$  sont les matrices de masse et d'amortissement.  $\mathbf{R}$  est la force de rappel et  $\mathbf{r}(t)$  est le vecteur de force appliqué.

Pour résoudre l'équation différentielle du second ordre ci-dessus, une procédure numérique peut être utilisée de manière incrémentielle. La méthode d'intégration temporelle directe est applicable sans modification de l'équation de mouvement des systèmes à un degré de liberté (1DDL) et à plusieurs degrés de liberté (MDDL). Il existe de nombreuses méthodes (intégrateurs) utilisées pour l'intégration directe de l'équation du mouvement (par exemple, la méthode des différences centrales et la méthode de (*Newmark*) [9] qui sont basées sur la méthode des différences finies et sont classées comme méthodes explicites et implicites.

Dans les méthodes explicites, le calcul au pas de temps courant ( $t + \Delta t$ ) ne dépend que des informations des pas de temps précédents. Par exemple, la méthode des différences centrales est une méthode d'intégration explicite. D'autre part, dans la méthode implicite, les valeurs inconnues à la fin du pas de temps ( $t + \Delta t$ ) sont calculées sur la base des informations du pas de temps précédent  $t$  et du pas de temps actuel ( $t + \Delta t$ ) ; La méthode de *Newmark* est un exemple de méthode d'intégration temporelle implicite. Il a été démontré que les méthodes implicites

sont plus précises que les méthodes explicites (**Dokainish, M. A., Subbaraj, K, 1989**) [10]. Cependant, en raison de l'approximation dans la formulation et le calcul de ces méthodes par rapport aux solution (pour les systèmes linéaires, une solution exacte peut être obtenue), on s'attend à ce qu'il y ait des erreurs dans les résultats de la simulation numérique. Outre le choix de la méthode, la précision des résultats dépend généralement de la taille du pas de temps et du contenu fréquentiel du chargement (**Paultre P., 2011**). [11]

### 2.3.1. Méthode de Newmark

C'est une méthode d'intégration numérique utilisée pour résoudre certaines équations différentielles. Il est largement utilisé dans l'évaluation numérique de la réponse dynamique des structures et des solides comme dans l'analyse par éléments finis pour la modélisation des systèmes dynamiques. Dans cette étude, l'algorithme d'intégration de Newmark [9], qui est la méthode la plus populaire en dynamique des structures, est adopté comme intégrateur. Les expressions suivantes pour la vitesse et le déplacement sont obtenus à l'aide de la formule de Taylor :

$$u_{t+\Delta t} = u_t + \Delta t \dot{u}_t + [(0.5 - \beta) \Delta t^2] \ddot{u}_t + [\beta \Delta t^2] \ddot{u}_{t+\Delta t} \quad (2.2)$$

$$\dot{u}_{t+\Delta t} = \dot{u}_t + [(1 - \gamma) \Delta t] \ddot{u}_t + [\gamma \Delta t] \ddot{u}_{t+\Delta t} \quad (2.3)$$

Où, les variables  $\beta$  et  $\gamma$  sont des paramètres numériques de la formule de quadrature qui contrôlent à la fois les caractéristiques de stabilité et de dissipation d'énergie (par exemple, la quantité d'amortissement numérique) de la méthode. Ces deux paramètres sont des facteurs de pondération sur les incréments de vitesse et de déplacement (**Paultre P., 2011**) [11]. Deux choix de paramètres couramment utilisés sont ( $\gamma = 1/2, \beta = 1/4$ ) et ( $\gamma = 1/2, \beta = 1/6$ ) qui sont respectivement connus sous le nom de méthode d'accélération moyenne et méthode d'accélération constante/linéaire. Dans cette étude, la méthode d'accélération moyenne avec les valeurs de  $\gamma = 1/2, \beta = 1/4$  a été choisie.

Lors de l'utilisation de l'intégration temporelle directe de l'équation du mouvement, la réponse du système est divisée en un certain nombre d'intervalles de temps. De cette manière, la réponse de la structure sera évaluée en calculant le déplacement, la vitesse et l'accélération à chaque pas de temps. La non-linéarité est incluse dans le calcul par la mise à jour de la rigidité au début de chaque étape qui reste constante sur cette étape de temps. La réponse calculée résultante est considérée comme la condition initiale pour le pas de temps suivant.

## 2.4. Sélection des Enregistrements (accélérogrammes)

La présente recherche démontre que de toutes les sources potentielles d'incertitude dépendant des propriétés structurelles et des matériaux du sol, des hypothèses de conception et d'analyse et des mouvements du sol induits par les tremblements de terre, cette dernière a la plus grande influence sur la variabilité observée dans la réponse de la structure.

Ainsi, la sélection d'un ensemble « raisonnable » des enregistrements sismiques pour effectuer une analyse dynamique est un impératif. À cette fin, de nombreuses méthodes ont été proposées pour optimiser le processus de sélection et de mise à l'échelle des enregistrements réels. Ces méthodes peuvent être généralement classées comme suit :

- Sélection basée sur la Magnitude du tremblement de terre (M), distance (R), type de sol (S), environnement sismotectonique et autres paramètres.
- Sélection basée sur la correspondance spectrale.

Ces méthodes ne sont pas actuellement utilisées dans la pratique de l'ingénierie (surtout en Algérie), principalement parce qu'elles n'ont pas été incluses dans la plupart des codes de conception parasismique.

L'**Eurocode 8** [12], permet la sélection d'enregistrements réels ou la génération d'enregistrements artificiels conformes à certains critères généraux liés à la conjonction d'un spectre de réponse cible.

### 2.4.1. Sélection des enregistrements sismique Selon l'EC8

L'Eurocode 8, Partie 1 [12] « la conception parasismique des bâtiments », prescrit un ensemble de critères simples selon lesquels la sélection des mouvements sismiques à utiliser dans l'analyse dynamique devrait dépendre sur le type d'évaluation structurelle effectuée et sur les données disponibles sur le site, tout en satisfaisant les trois critères quantitatifs suivants (également applicables en cas d'utilisation d'enregistrements artificiels) :

- La moyenne des valeurs d'accélération spectrale de période zéro, calculée à partir des enregistrements individuels sélectionnés, doit dépasser la valeur de  $a_g S$  pour le site en question.

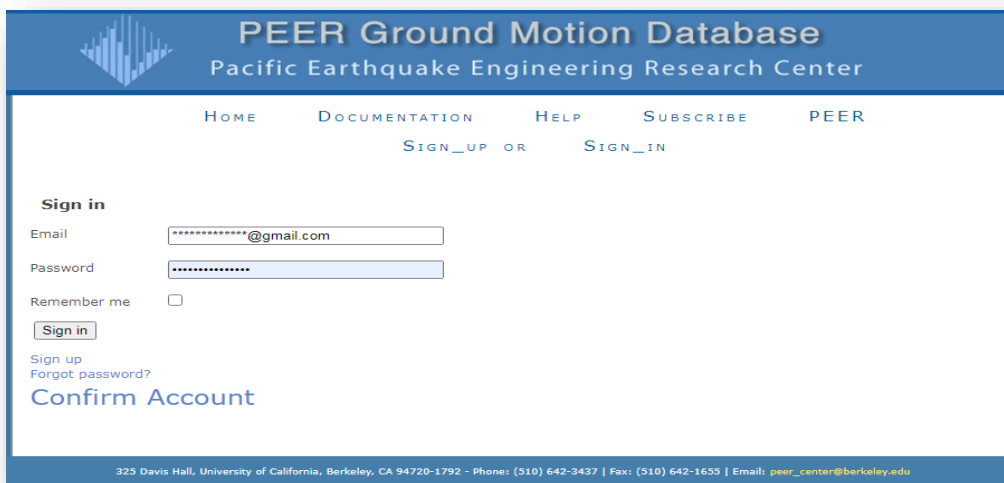
- La moyenne du spectre élastique amorti à 5 % calculé à partir de tous les Enregistrements ne doit pas être inférieure à 90 % de la valeur correspondante du spectre de réponse élastique de l'EC8 amorti à 5 %, dans la plage de périodes allant de  $0,2T_1$  à  $2T_1$ , où  $T_1$  est la période fondamentale de la structure dans la direction où l'accélérogramme est appliqué.
- Un minimum de trois accélérogrammes doit comprendre chaque ensemble. Lorsque trois accélérogrammes différents sont utilisés, la demande structurelle est déterminée à partir de la valeur la plus défavorable issue des trois analyses dynamiques correspondantes. D'autre part, lorsqu'au moins de sept enregistrements différents (réels ou simulés) sont utilisés, la réponse finale peut être dérivée de la moyenne des quantités de réponse résultant de toutes les analyses.

#### 2.4.2. Procédure de sélection des accélérogrammes utilisant la base de données PEER

Les mouvements du sol enregistrés lors d'un tremblement de terre sont principalement écrits sous la forme d'un graphique d'accélération qui représente la variation de l'accélération dans une direction donnée en fonction du temps. La base de données Pacific Earthquake Engineering Research (PEER) [13] fournit des outils pour rechercher, sélectionner et télécharger des données sur les tremblements de terre (journaux).

Pour sélectionner des enregistrements sismiques dans la base de données du système PEER, les étapes suivantes doivent être suivies :

##### a) Création d'un compte sur la base PEER



The image shows the PEER Ground Motion Database website interface. At the top, there is a blue header with the text "PEER Ground Motion Database" and "Pacific Earthquake Engineering Research Center". Below the header, there are navigation links: "HOME", "DOCUMENTATION", "HELP", "SUBSCRIBE", and "PEER". In the center, there are links for "SIGN\_UP OR SIGN\_IN". The main content area features a "Sign in" section with an "Email" field containing "\*\*\*\*\*@gmail.com", a "Password" field with "\*\*\*\*\*", and a "Remember me" checkbox. A "Sign in" button is located below the password field. Underneath, there are links for "Sign up" and "Forgot password?". At the bottom of the page, there is a footer with contact information: "325 Davis Hall, University of California, Berkeley, CA 94720-1792 - Phone: (510) 642-3437 | Fax: (510) 642-1635 | Email: peer\_center@berkeley.edu".

**Fig.2.1.** Création d'un compte sur la base PEER.

b) Insertion du spectre de réponse cible

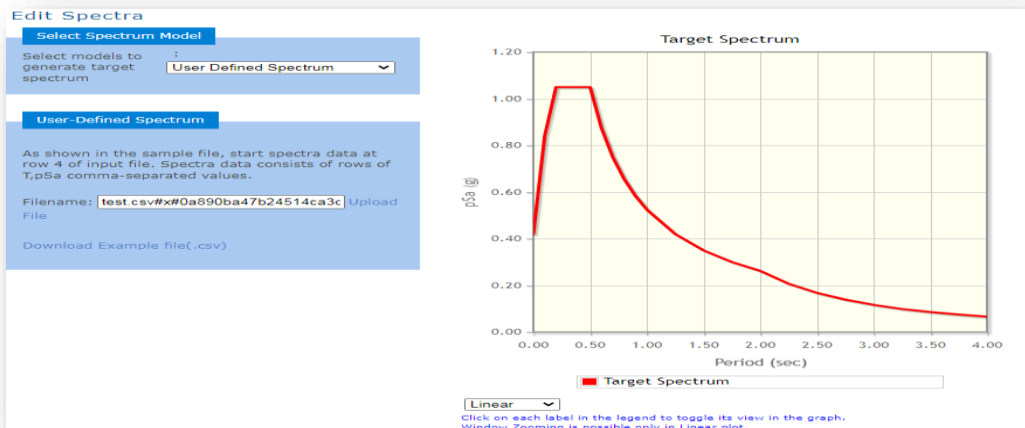


Fig.2.2. Spectre de réponse cible.

c) Insertion des paramètres de site

**Search**

These characteristics are defined in the NGA-West2 Flatfile. You need to re-run Search when any of these parameters are updated.

**Record Characteristics:**

RSN(s) :  RSN1,...RSNn

Event Name :

Station Name :

**Search Parameters:**

Fault Type :

Magnitude :

*min,max*

R\_JB(km) :

*min,max*

R\_rup(km) :

*min,max*

Vs30(m/s) :

*min,max*

D5-95(sec) :

*min,max*

Pulse :

**Additional Characteristics:**

Max No. Records :  (<=100)

Initial ScaleFactor :  *min,max*

**Suite**

Spectral Ordinate :

Damping Ratio :

Suite Average :

**Scaling**

Scaling Method :

MSE = Computed Weighted Mean Squared Error of record, and suite average, wrt target spectrum.

**Weight Function**

Used in both search and scaling when computing MSE. Values can be updated for rescaling. Intermediate points are interpolated with  $W = f_{xn}(\log(T))$

Period Points :  ( $T_1, T_2, \dots T_n$ )

Weights :  ( $W_1, W_2, \dots W_n$ )

Fig.2.3. Paramètres sismiques de site.

## d) L'obtention des enregistrements

Click heading of the column to be sorted in ascending order														
<input type="checkbox"/> Rescale Using Checked Records														
	Result ID	Spectral Ordinate	Record Seq. #	MSE	Scale Factor	Tp(s)	D5-75(s)	D5-95(s)	Arias Intensity (m/s)	Event	Year	Station	Mag	Mechanism
<input checked="" type="checkbox"/>	1	H1	15	0.0324	2.5484	-	10.7	30.3	0.6	Kern County	1952	Taft Lincoln School	7.36	Revers
<input checked="" type="checkbox"/>	2	H1	57	0.1445	1.9113	-	10.6	16.8	1.0	San Fernando	1971	Old Ridge Route	6.61	Revers
<input type="checkbox"/>	3	H1	70	0.1874	2.9992	-	8.0	18.4	0.3	San Fernando	1971	Lake Hughes #1	6.61	Revers
<input checked="" type="checkbox"/>	4	H1	78	0.0651	3.4135	-	10.0	18.9	0.3	San Fernando	1971	Palmdale Fire Station	6.61	Revers
<input checked="" type="checkbox"/>	5	H1	125	0.0803	1.5794	-	2.5	4.9	1.2	Friuli, Italy-01	1976	Tolmezzo	6.5	Revers
<input checked="" type="checkbox"/>	6	H1	164	0.1009	2.3972	-	19.7	36.4	1.3	Imperial Valley-06	1979	Cerro Prieto	6.53	strike s
<input checked="" type="checkbox"/>	7	H1	231	0.0668	1.7455	-	7.5	10.9	1.3	Mammoth Lakes-01	1980	Long Valley Dam (Upr L Abut)	6.06	Norma Obliqu
<input checked="" type="checkbox"/>	8	H1	265	0.0283	1.0268	-	4.4	8.2	2.0	Victoria, Mexico	1980	Cerro Prieto	6.33	strike s

Fig.2.4. Liste des Enregistrements choisis.

## 2.5. Les étapes de l'analyse dynamique non linéaire temporelle

Généralement, les étapes suivantes sont suivies lors de la performance de l'analyse dynamique non linéaire temporelle :

- Définissez la géométrie de la structure (principalement les nœuds et les éléments), de la même manière que pour l'analyse linéaire.
- Définissez les charges de gravité, de la même manière que pour l'analyse linéaire.
- Définir les propriétés des composants structuraux. Ceci est plus complexe que pour l'analyse linéaire et constitue souvent la majeure partie de l'effort de la modélisation.
- Sélectionnez un ou plusieurs (généralement plusieurs) Enregistrements (accélérogrammes) sismiques.
- Analysez la structure pour la charge de gravité. Exécutez ensuite une analyse dynamique non linéaire pour chaque accélérogramme. Il s'agit d'une tâche de routine qui peut nécessiter un temps de calcul important.
- Évaluer les performances, si nécessaire réviser la conception et ré-analyser.

## **2.6. Avantages et inconvénients de l'analyse dynamique non linéaire temporelle**

### **2.6.1. Avantages**

Le but de l'analyse structurelle est d'obtenir des informations utiles pour la conception. S'il existe un comportement non linéaire significatif dans une structure, il est raisonnable de s'attendre à ce qu'une analyse non linéaire donne meilleure information qu'une analyse linéaire, simplement parce qu'elle est plus rationnelle.

L'analyse non linéaire est actuellement utilisée principalement pour la réhabilitation des constructions, où le comportement peut être complexe. Pour une nouvelle conception, des méthodes basées sur l'analyse linéaire peuvent être suffisantes.

En plus, L'analyse non linéaire a le potentiel de fournir des meilleures informations pour prédire la proportion des dommages, et donc évaluer le risque sismique.

### **2.6.2. Limites**

Si des analyses sont effectuées pour plusieurs mouvements du sol, les résultats de cette méthode peuvent varier considérablement. Cela s'explique en partie par le fait que le comportement non linéaire est intrinsèquement sensible à des changements relativement faibles au mouvement du sol. C'est à cause des méthodes utilisées pour sélectionner les accélérogrammes.

Aussi, Un programme informatique analyse le modèle mathématique, et non la structure réelle. Différents ingénieurs peuvent faire des hypothèses de modélisation différentes et obtenir des résultats différents pour la même structure.

L'analyse dynamique non linéaire temporelle peut conduire à une meilleure conception. Les tâches de modélisation et d'analyse sont difficiles mais réalisables. Ils nécessitent une compréhension du comportement structurel et du processus de conception plutôt que des compétences académiques.

## **2.7. Conclusion**

L'analyse dynamique non linéaire temporelle peut conduire à une meilleure conception. Les tâches de modélisation et d'analyse sont difficiles mais réalisables. Ils nécessitent une compréhension du comportement structurel et du processus de conception plutôt que des compétences académiques.

# *Chapitre 03 : Étude de cas*

### 3.1.Introduction

La méthode dynamique non linéaire temporelle théoriquement présentée précédemment est appliquée sur des structures en acier auto-stables pour étudier leur comportement sismique. Les étapes de la modélisation ainsi que les étapes de la sélection des enregistrements sismiques sont présentées dans ce chapitre.

### 3.2.Description des structures étudiées

Pour évaluer la procédure utiliser dans ce mémoire, quatre structures en acier auto stables, régulières en plan et en élévation ont été considérés. Les hauteurs des bâtiments sélectionnés vont de 3 à 12 étages [14]. Ce sont des structures typiques représentant des bâtiments résidentiels ordinaires et conçus selon les codes Européens [12, 15]. Toutes les structures sont des portiques à trois travées. La longueur de chaque travée est égale à 5 m. les étages ont une hauteur de 3 m. Les charges de gravité (charges permanentes et d'exploitation) ont été prises égales à 27.5 kN/m<sup>2</sup> pour une combinaison de charges  $G + 0.2 Q$  et les diaphragmes ont été modélisés comme rigides.

La configuration de portiques est illustrée à la Fig. 3.1, tandis que les détails des sections des éléments sont indiqués dans les tableaux 3.1, 3.2 ,3.3 et 3.4. Plus de détails sur ces structures peuvent être trouvés dans la référence [14].

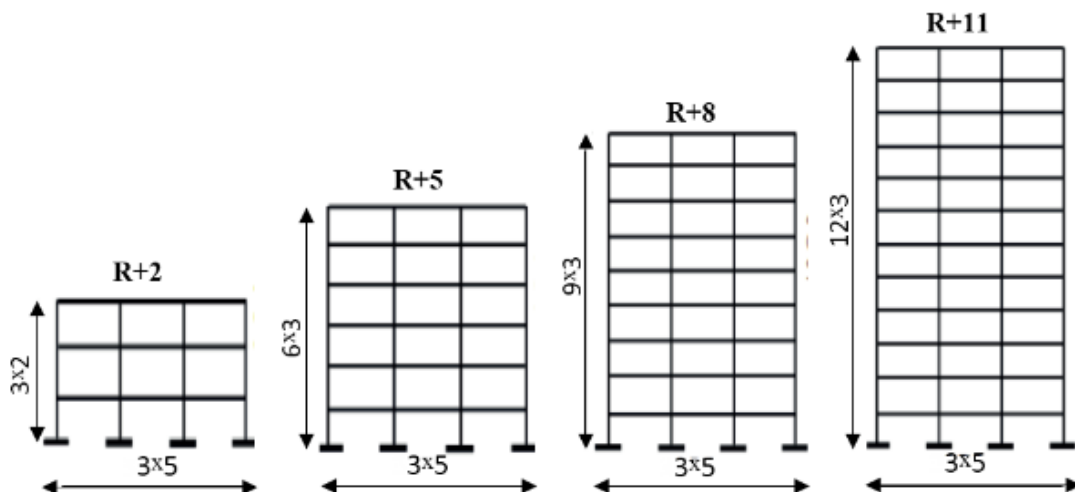


Fig.3.1. Géométrie des structures étudiées.

**Tableau. 3.1.** Types des sections de la structure R+2.

Étage	Section des poteaux	Section des poutres
RDC	HEB240	IPE330
2	HEB240	IPE330
3	HEB240	IPE330

**Tableau. 3.2.** Types des sections de la structure R+5.

Étage	Section des poteaux	Section des poutres
RDC	HEB280	IPE360
2	HEB280	IPE360
3	HEB280	IPE360
4	HEB280	IPE360
5	HEB260	IPE330
6	HEB260	IPE330

**Tableau. 3.3.** Types des sections de la structure R+8.

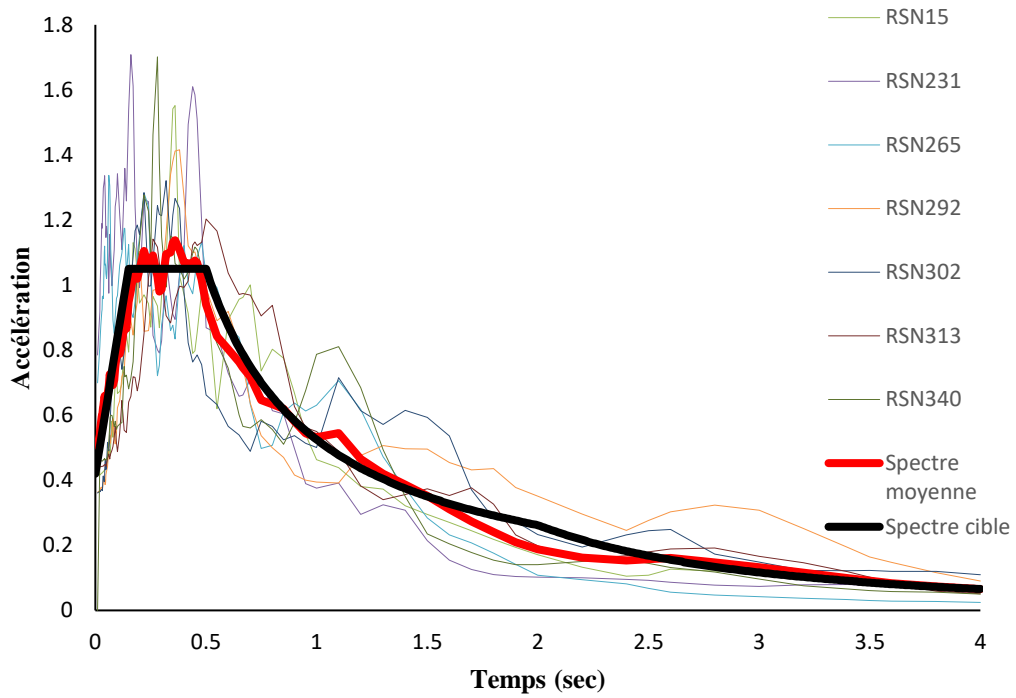
Étage	Section des poteaux	Section des poutres
RDC	HEB340	IPE360
2	HEB340	IPE400
3	HEB340	IPE400
4	HEB340	IPE400
5	HEB340	IPE400
6	HEB320	IPE360
7	HEB320	IPE360
8	HEB300	IPE330
9	HEB300	IPE330

**Tableau. 3.4.** Type des sections de la structures R+11.

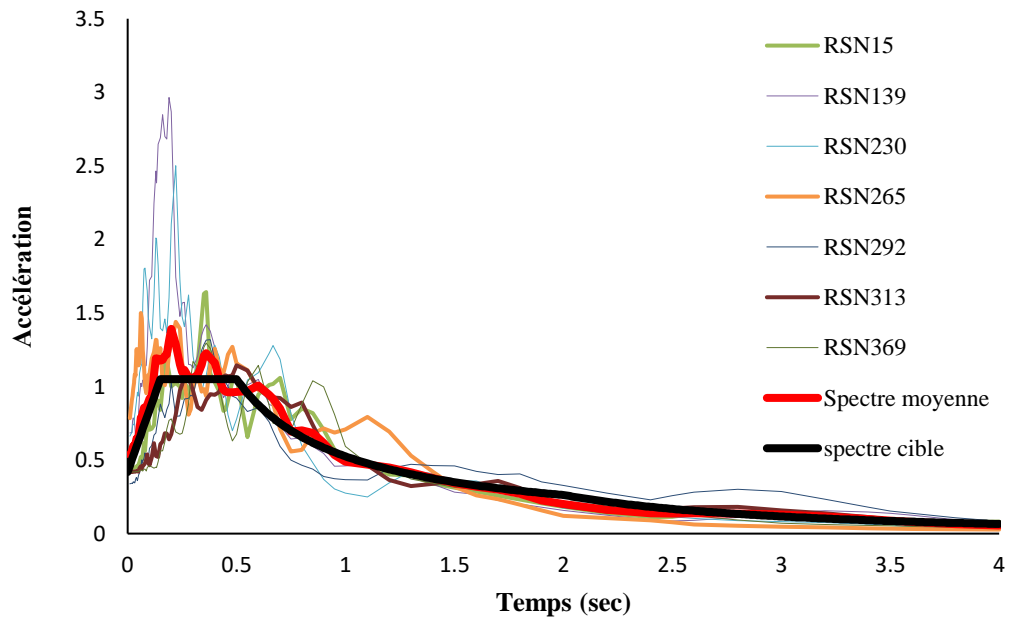
Étage	Section des Poteau	Section des poutres
RDC	HEB400	IPE360
2	HEB400	IPE400
3	HEB400	IPE400
4	HEB400	IPE450
5	HEB400	IPE450
6	HEB360	IPE400
7	HEB360	IPE400
8	HEB340	IPE400
9	HEB340	IPE400
10	HEB340	IPE360
11	HEB340	IPE330
12	HEB340	IPE330

### 3.3.Chargement sismique

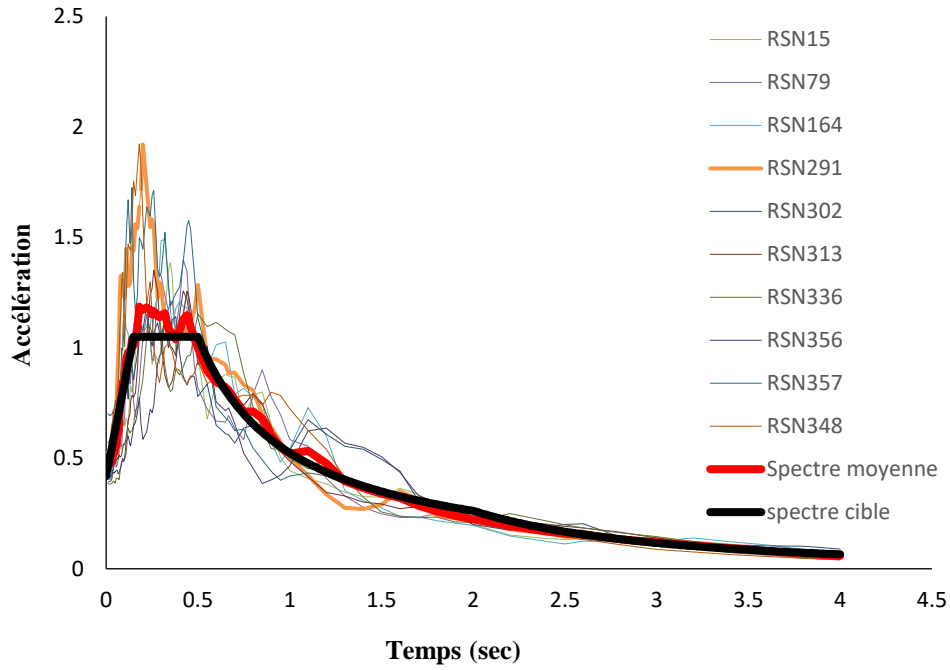
Un ensemble de 7 (ou plus) enregistrements sismiques ont été sélectionné pour effectuer des analyses non linéaires dynamiques. Ces enregistrements, extraits de la base de données du *Pacific Earthquake Engineering Research Center* (PEER) [13], ont été enregistrés sur le sol de type B [12] avec une magnitude  $M_w$  variant de 6.0 à 7,5. Les enregistrements ont été mis à l'échelle jusqu'à un pic d'accélération au sol (PGA) de 0.35 g. Les figures 3.2, 3.3,3.4 et 3.5 représentent les spectres élastiques des enregistrements de sélectionnés (avec un taux d'amortissement de 5 %), ainsi que le spectre cible (spectre de conception) pour chaque structure. Dans la plage temporelle de  $0,2T_1$  à  $2T_1$  ( $T_1$  est la période du premier mode de vibration du bâtiment étudié), il existe une adéquation satisfaisante entre le spectre moyen géométrique des enregistrements choisis et le spectre cible.



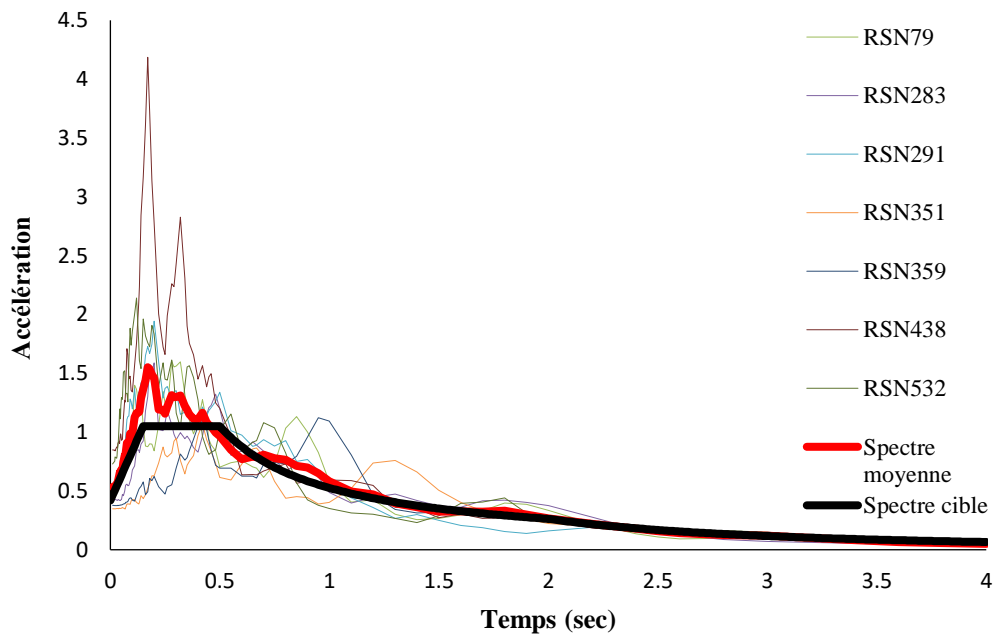
**Fig.3.2.** Spectre cible, Spectre moyenne et spectres individuelles des accélérogrammes choisis pour la structure R+2.



**Fig.3.3.** Spectre cible, Spectre moyenne et spectres individuelles des accélérogrammes choisis pour la structure R+5.



**Fig. 3.4.** Spectre cible, Spectre moyenne et spectres individuelles des accélérogrammes choisis pour la structure R+8.



**Fig.3.5.** Spectre cible, Spectre moyenne et spectres individuelles des accélérogrammes choisis pour la structure R+11.

Il convient de noter qu'à tout moment dans la plage de périodes spécifiée, le spectre moyen des spectres individuels ne tombe pas en dessous de 90 % du spectre de réponse cible [12]. Les

tableaux 3.4, 3.5, 3.6 et 3.7 énumèrent d'autres caractéristiques des accélérogrammes sélectionnés.

**Tableau. 3.5.** Détails des accélérogrammes sélectionnés pour la structure R+2.

ID	Acc. Nom de fichier	Séisme	Année	Station	M <sub>w</sub>	R <sub>jb</sub> (km)
1	RSN15	"Kern County"	1952	"Tolmezzo"	7.3 6	38.42
2	RSN321	"Mammoth Lakes-01"	1980	"Long Valley Dam (Upr L Abut)"	6.0 6	12.56
3	RSN265	"Victoria_ Mexico"	1980	"Cerro Prieto"	6.3 3	13.8
4	RSN292	"Irpinia_ Italy-01"	1980	"Calitri"	6.9	6.78
5	RSN302	"Irpinia_ Italy-02"	1980	"Corinth"	6.2	22.68
6	RSN313	"Corinth_ Greece"	1981	"Parkfield - Vineyard Cany 1E"	6.6	10.27
7	RSN340	"Coalinga-01"	1983	"Slack Canyon"	6.3 6	26.2

**Tableau. 3.6.** Détails des accélérogrammes sélectionnés pour la structure R+5.

ID	Acc. Nom de fichier	Séisme	Année	Station	M <sub>w</sub>	R <sub>jb</sub> (km)
1	RSN15	"Kern County"	1952	"Taft Lincoln School"	7.36	38.42
2	RSN139	"Tabas Iran"	1978	"Dayhook"	7.35	0
3	RSN230	"Mammoth Lakes-01"	1980	"Convit Creek"	6.06	1.1
4	RSN265	"Victoria_ Mexico"	1980	"Cerro Prieto"	6.33	13.8
5	RSN292	"Irpinia_ Italy-01"	1980	"Sturno (STN)"	6.9	6.78
6	RSN313	"Corinth_ Greece"	1981	"Corinth"	6.6	10.27
7	RSN369	"Coalinga-01"	1983	"Slack Canyon"	6.36	25.98

**Tableau. 3.7.** Détails des accélérogrammes sélectionnés pour la structure R+11.

ID	Acc. Nom de fichier	Séisme	Année	Station	M <sub>w</sub>	R <sub>jb</sub> (km)
1	RSN15	"Kern County"	1952	"Taft Lincoln School"	7.36	38.24
2	RSN79	"San Fernando"	1971	"Pasadena – CIT"	6.61	25.47
3	RSN164	"Imperial Valley-06"	1979	"Athenaeum"	6.53	15.19
4	RSN291	"Irpinia_ Italy-01"	1980	"Cerro Prieto"	6.9	27.49
5	RSN302	"Irpinia_ Italy-02"	1980	"Rionero In Vulture"	6.2	22.68
6	RSN313	"Corinth_ Greece"	1981	"Rionero In Vulture" "Corinth"	6.6	10.27
7	RSN336	"Coalinga-01"	1983	"Parkfield - Fault Zone 11"	6.36	27.1
8	RSN356	"Coalinga-01"	1983	"Parkfield - Stone Corral 2E"	6.36	35.29
9	RSN357	"Coalinga-01"	1983	"Parkfield - Stone Corral 3"	6.36	32.81
10	RSN348	"Chalfant Valley-02"	1986	"Benton"	6.19	21.55

**Tableau 3.8 :** Détails des accélérogrammes sélectionnés pour la structure R+11.

ID	Acc. Nom de fichier	Séisme	Année	Station	M <sub>w</sub>	R <sub>jb</sub> (km)
1	RSN79	"Kern County"	1971	"Pasadena – CIT Athenaeum"	6.61	25.47
2	RSN283	"Tabas Iran"	1980	"Arienzo"	6.9	52.93
3	RSN291	"Mammoth Lakes-01"	1980	"Rionero In Vulture"	6.9	27.49
4	RSN351	"Victoria_ Mexico"	1983	" Parkfield – Gold Hill 3E"	6.36	28.72
5	RSN359	"Irpinia_ Italy-01"	1983	"Parkfield - Vineyard Cany 1E"	6.36	24.83
6	RSN438	"Corinth_ Greece"	1983	"PBF (second bsmt)"	6.88	87.69
7	RSN532	"Coalinga-01"	1986	"Rancho Cucamonga – Law and Justice Centre FF – Foothi and Haven"	6.06	77.98

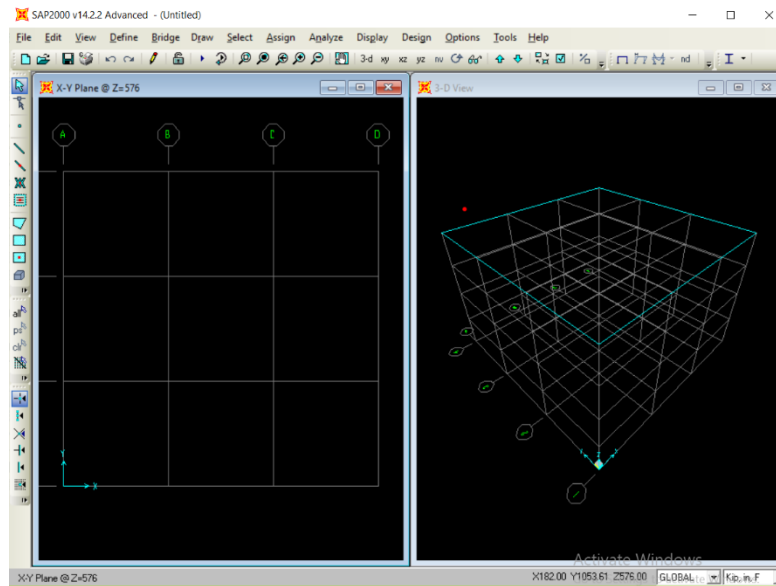
### **3.4. Modélisation numérique**

L'analyse modale élastique, l'analyse dynamique non linéaire temporelle (ADNT) ont été réalisés à l'aide du logiciel SAP2000 [16]. Des éléments élastiques couplés à des rotules plastiques (ressort de rotation non-linéaire) à l'extrémité des éléments de structure ont été adoptés pour modéliser la non linéarité au niveau des éléments. Les caractéristiques des rotules plastiques aux extrémités des poutres et des poteaux sont définies selon FEMA-356 [17]. L'interaction entre les forces normales et le moment de flexion est considérée pour les poteaux, alors que pour les poutres, seul le moment fléchissant est envisagé pour contrôler le développement des rotules plastiques. Le modèle force-déformation généralisé utilisé pour modéliser les rotules plastiques peuvent être trouvés dans FEMA-356 [17]. L'effet P- $\Delta$  est également inclus dans cette étude, pour l'analyse dynamique non linéaires.

Pour la ADNT, le schéma d'intégration numérique pas à pas de Newmark a été utilisé pour réaliser la solution de l'analyse. L'amortissement de Rayleigh a été introduit pour l'analyse d'intégration directe, en considérant un taux d'amortissement de 5% pour le premier et le troisième mode de vibration [9].

### **3.5. Logiciels utilisés**

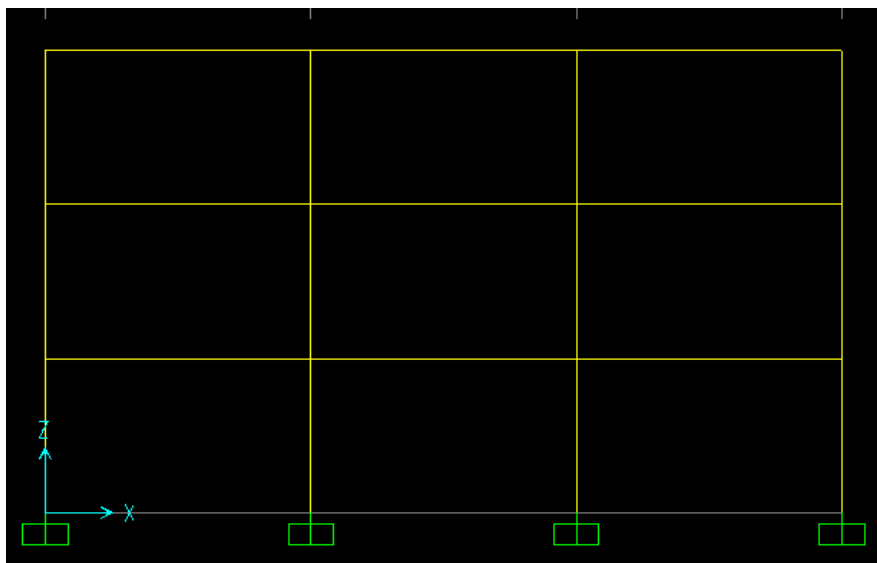
Dans notre étude, logiciel utilisé : SAP2000 [16] est un logiciel de génie civil à usage général, idéal pour l'analyse et la conception de tout type de système structurel. Les systèmes de base et avancés, 2D ou 3D, de géométrie simple à complexe, peuvent être modélisés, analysés, conçus et optimisés à l'aide d'un environnement de modélisation pratique et intuitif basé sur des objets qui simplifie et rationalise le processus d'ingénierie. Une suite supplémentaire de fonctionnalités d'analyse avancées est disponible pour les utilisateurs avec une considération non linéaire et dynamique. SAP2000 est l'outil logiciel idéal pour les utilisateurs de tout niveau d'expérience, concevant n'importe quel système structurel. La version 14.2.2 est utilisé pour effectuer nos analyses.



**Fig.3.6.** Interface graphique de logiciel SAP2000 v14.2.2.

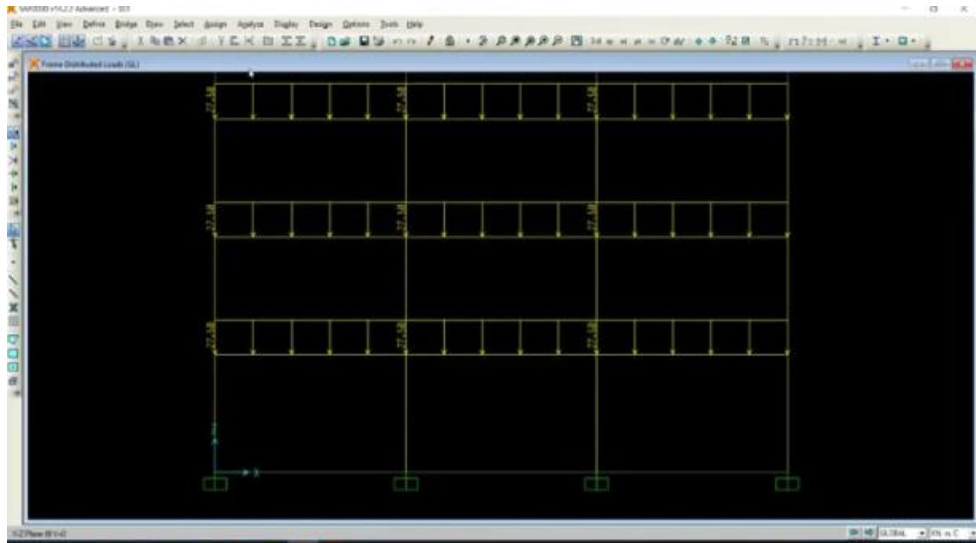
### **3.6 modélisation des structures Sur logiciel SAP2000**

- 1- Définition les caractéristiques des matériaux
- 2- Définition des sections (HEB, IPE)
- 3- Dessin les poteaux, les poutres et les appuis
- 4- Créer 4 structures (R+2, R+5, R+8, R+11).

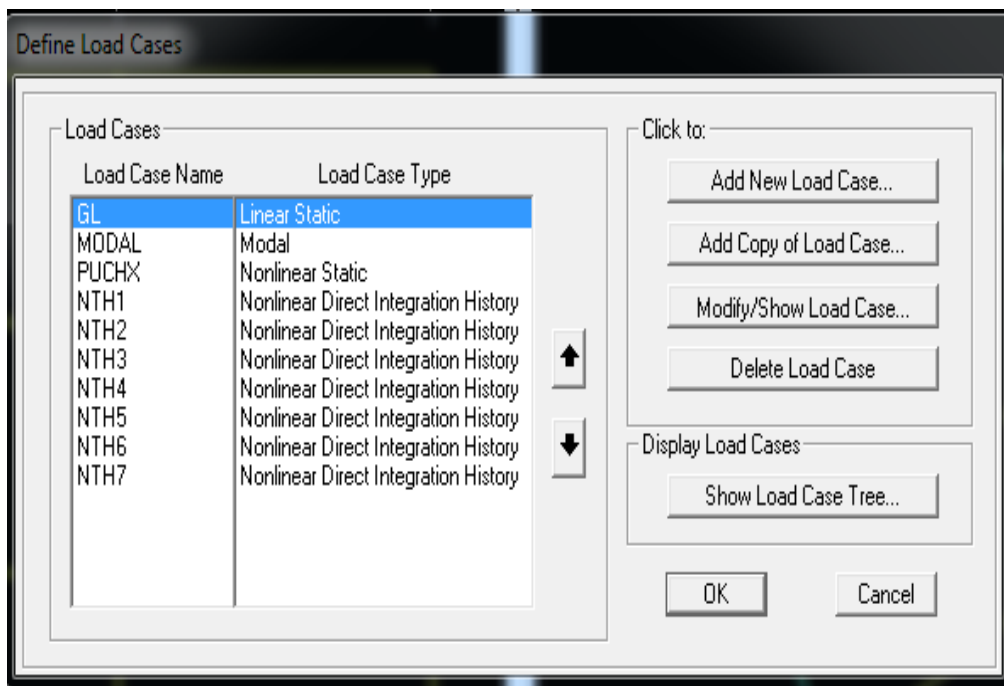


**Fig.3.7 :** structure R+2.

## 5- Ajouter de nouveaux Enregistrements sismiques (NTH1, NTH2, NTH3...)

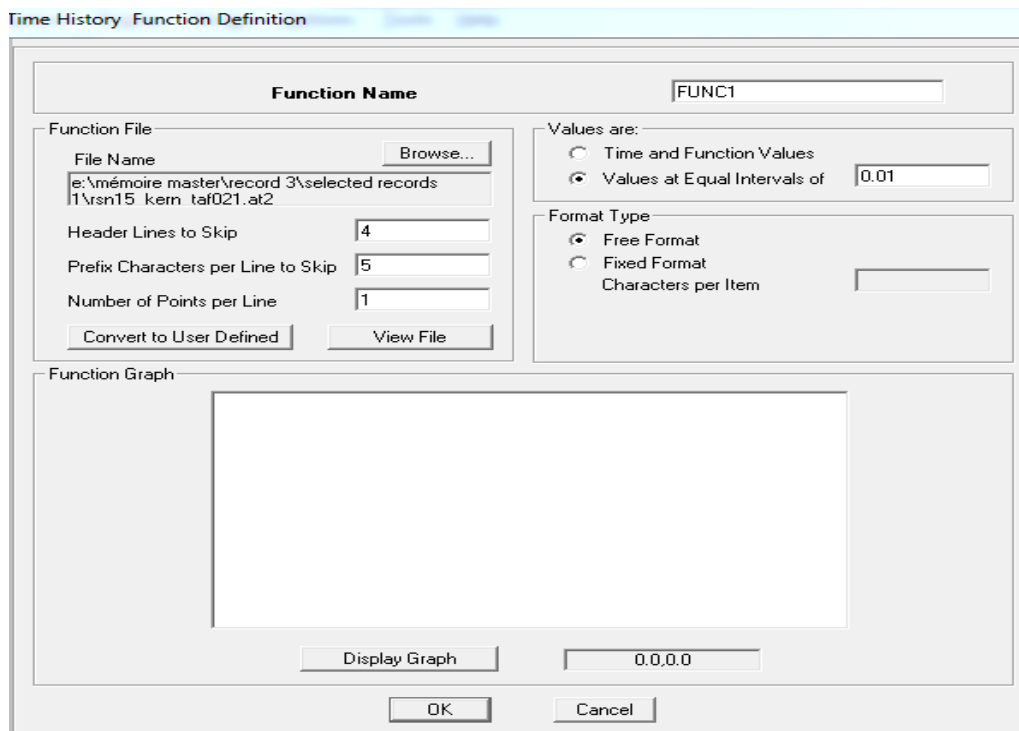


**Fig.3.8** : les charges appliquées sur les structures.



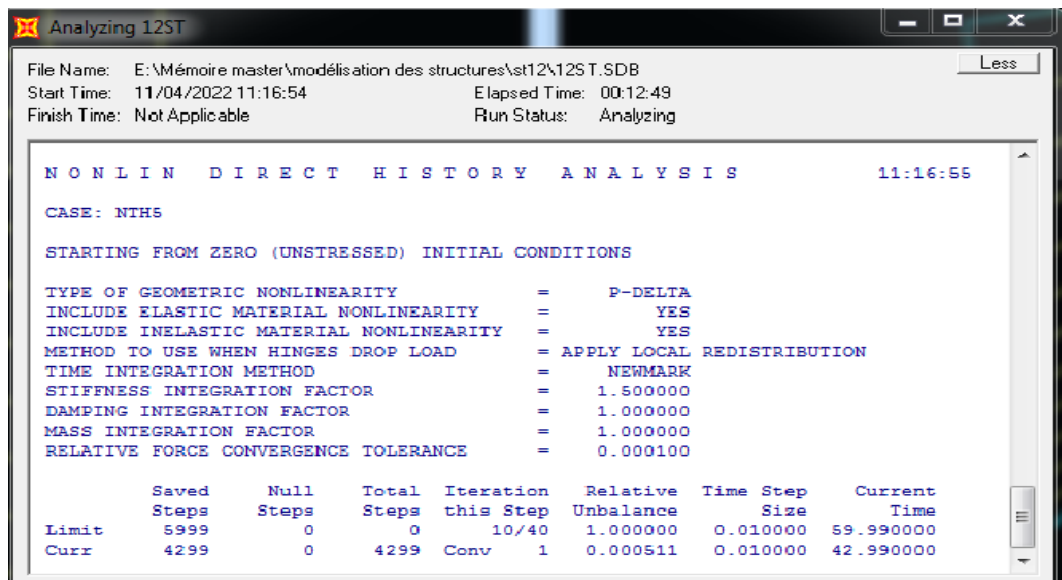
**Fig.3.9.** Enregistrements sismiques (NTH1, NTH2, NTH3, ...).

## 6- Définition des séismes choisis à entrer dans SAP 2000.



**Fig.3.10.** Définissons des séismes (accélérogrammes).

## 7- Option de l'analyse Dynamique Non linéaire Temporelle.



**Fig.3.11.** L'analyse ADNT.

## 8-Extraire les résultats (déplacements des étages, déplacements inter-étages et effort tranchant a la base).

### **3.7. Conclusion**

La description des structures étudiées, ainsi que ces caractéristiques mécaniques ont été présenté dans ce chapitre. Les structures étudiées ont des différentes hauteurs, Afin que nous puissions tirer des conclusions claires et générales sur le comportement sismique des structures en acier lors de l'application de l'analyse dynamique non linéaire temporelle. Les résultats de l'analyse sont présentés dans le chapitre suivant.

# *Chapitre 4 : Résultats et Discussions*

## 4.1. Introduction

Dans ce chapitre, Les résultats de l'analyse dynamique non linéaire temporelle en termes de déplacement au sommet, Déplacement des étages, Déplacement inter-étage et effort tranchant à la base sont présentés. Ainsi, une étude comparative est faite pour mesurer la précision de l'analyse modale spectrale.

## 4.2. Résultats préliminaires

Le tableau suivant présente les valeurs des périodes propres des trois premiers modes de vibration ainsi que leurs participations massiques. On peut remarquer que la valeur de la période propre s'augmente avec la hauteur des structures. La structure R+11 donne la valeur la plus élevée de la période du premier mode de vibration. La période fondamentale de la structure R+2 est égal à 0.73 s et reste inférieur à 1. En effet, cette structure est très rigide. La participation massique de premier mode montre la prédominance de ce mode. Cette valeur est presque est égale à 80% pour toutes les structures. La participation massique de deuxièmes modes est supérieure à 10% pour toutes les structures étudiées.

**Tableau4.1.** Périodes propres et participation massique de trois premiers modes de vibration.

Structure	Périodes propres (Sec)			Participation massique (%)		
	T <sub>1</sub>	T <sub>2</sub>	T <sub>3</sub>	$\alpha_1$	$\alpha_2$	$\alpha_3$
<b>R+2</b>	0.73	0.23	0.13	85.85	11.25	2.89
<b>R+5</b>	1.22	0.41	0.23	81.35	10.51	4.41
<b>R+8</b>	1.55	0.54	0.30	79.82	10.62	3.91
<b>R+11</b>	1.90	0.66	0.38	79.30	10.66	3.27

## 4.3. La réponse dynamique des structures

La réponse dynamique de la structure en fonction de temps (déplacement au sommet) est présentée dans les figures 4.1, 4.2, 4.3 et 4.4 pour chaque structure étudiée. Sept accélérogrammes sont appliqués dans chaque analyse (dix accélérogrammes pour la structure R+9). La figure 4.1 nous montre la réponse de la structure R+2 (la plus rigide). L'application de l'accélérogramme RSN313 nous donne le déplacement le plus élevé (39.5 cm). La réponse dynamique non linéaire de la structure R+5 est présenté dans la figure 4.2. Pour cette structure l'accélérogramme RSN230 nous donne un déplacement max est égal à 26.14 cm. Ce déplacement est le maximum rapport aux autres cas de chargement (accélérogrammes).

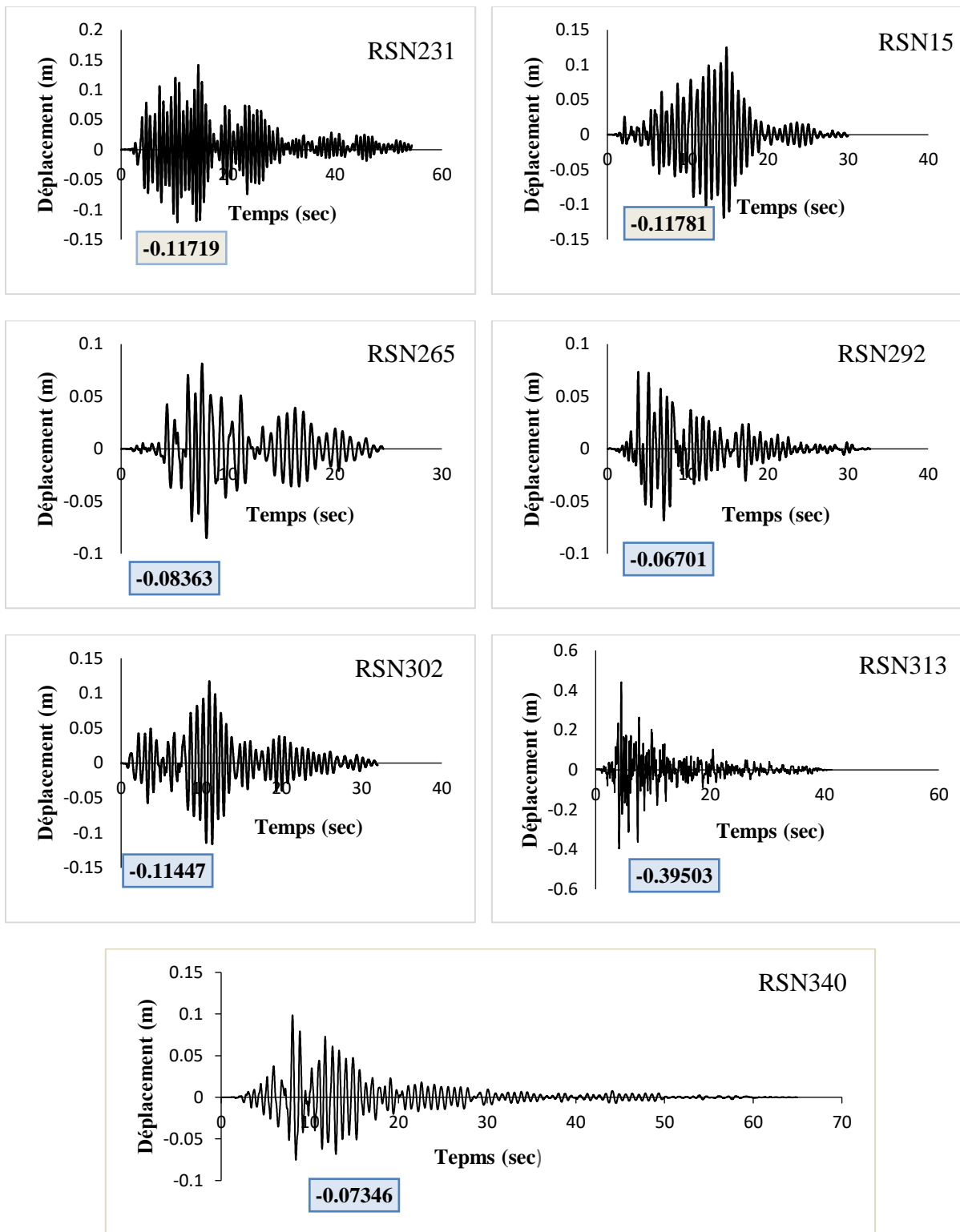


Fig4.1. Réponse dynamique de la structure R+2.

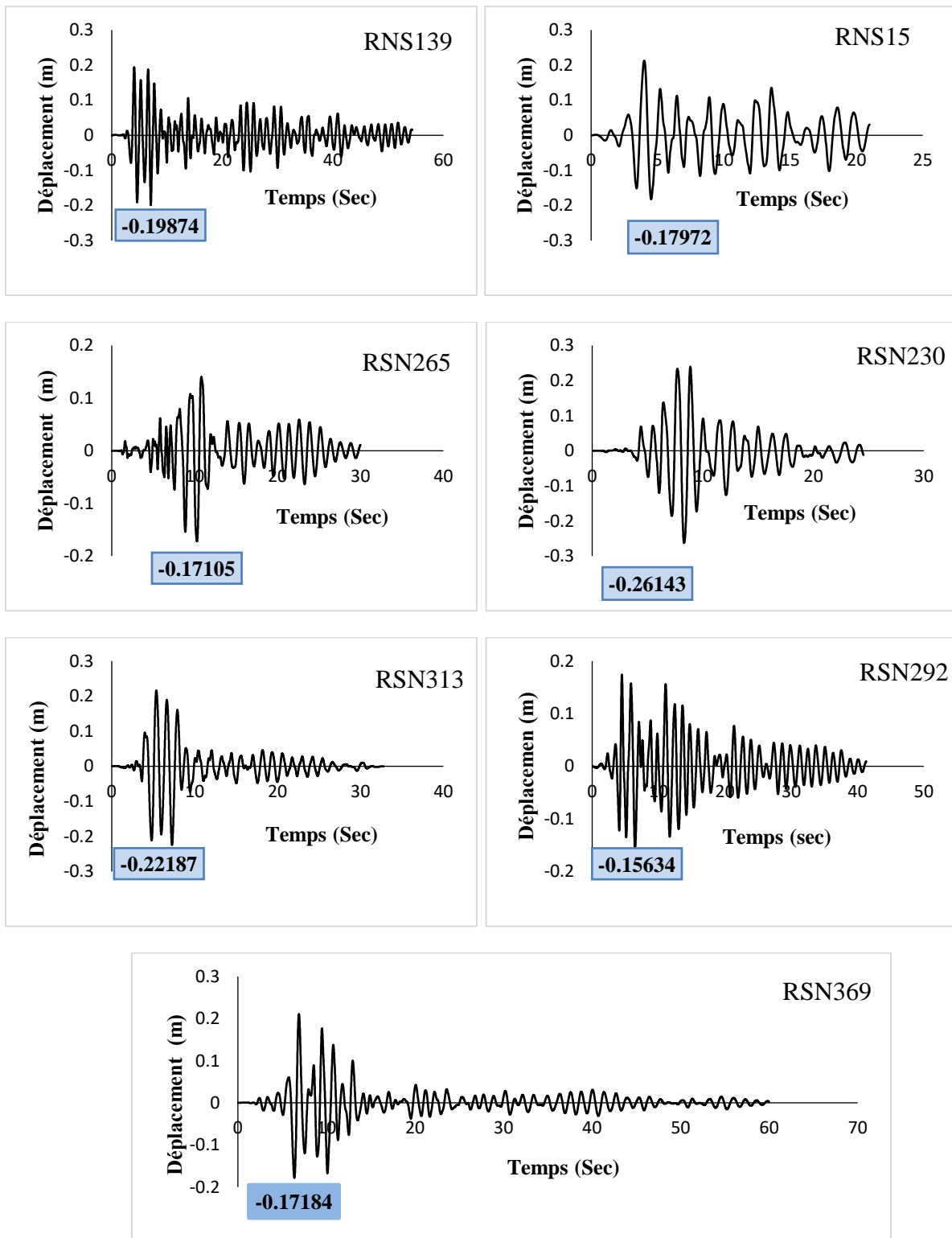
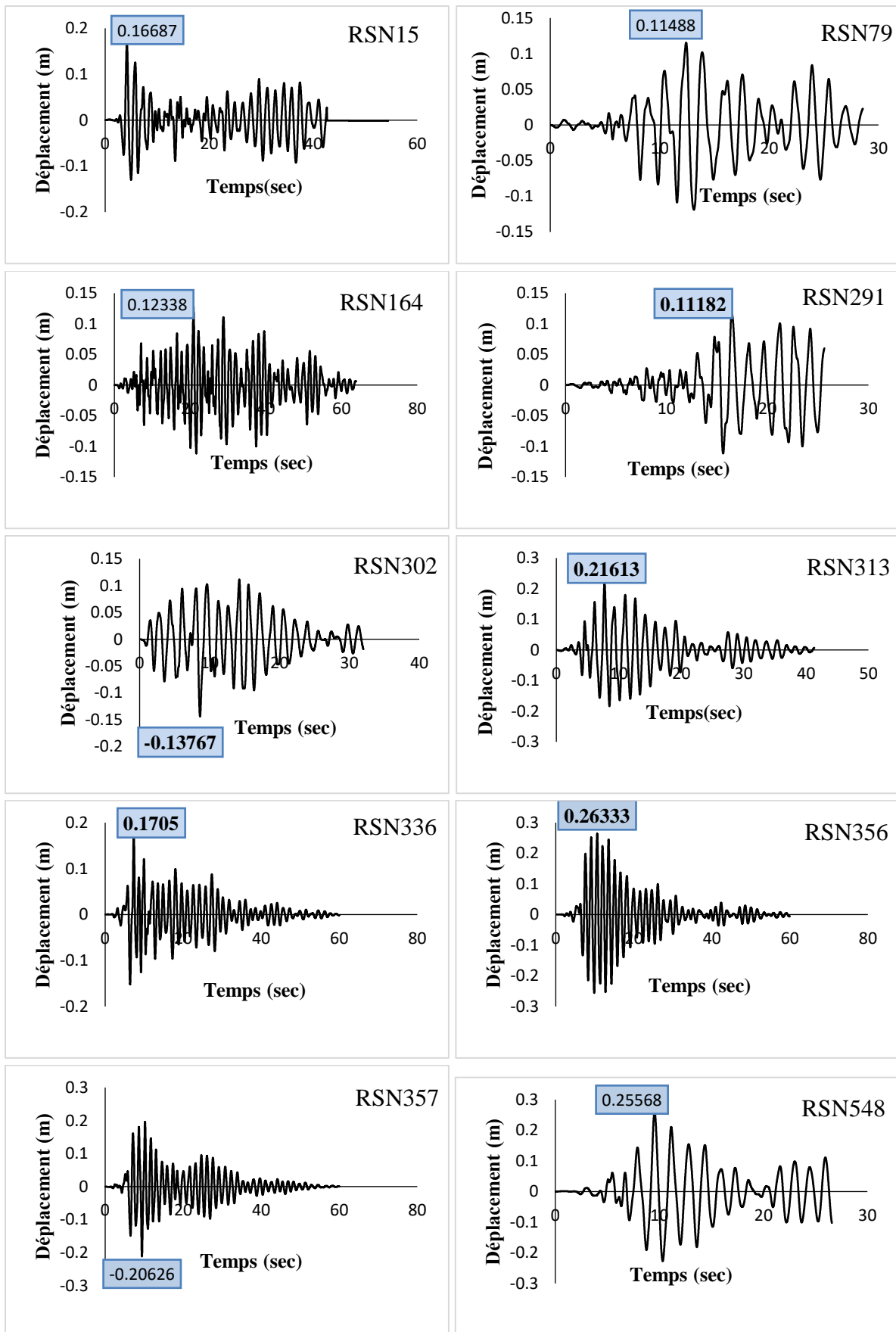
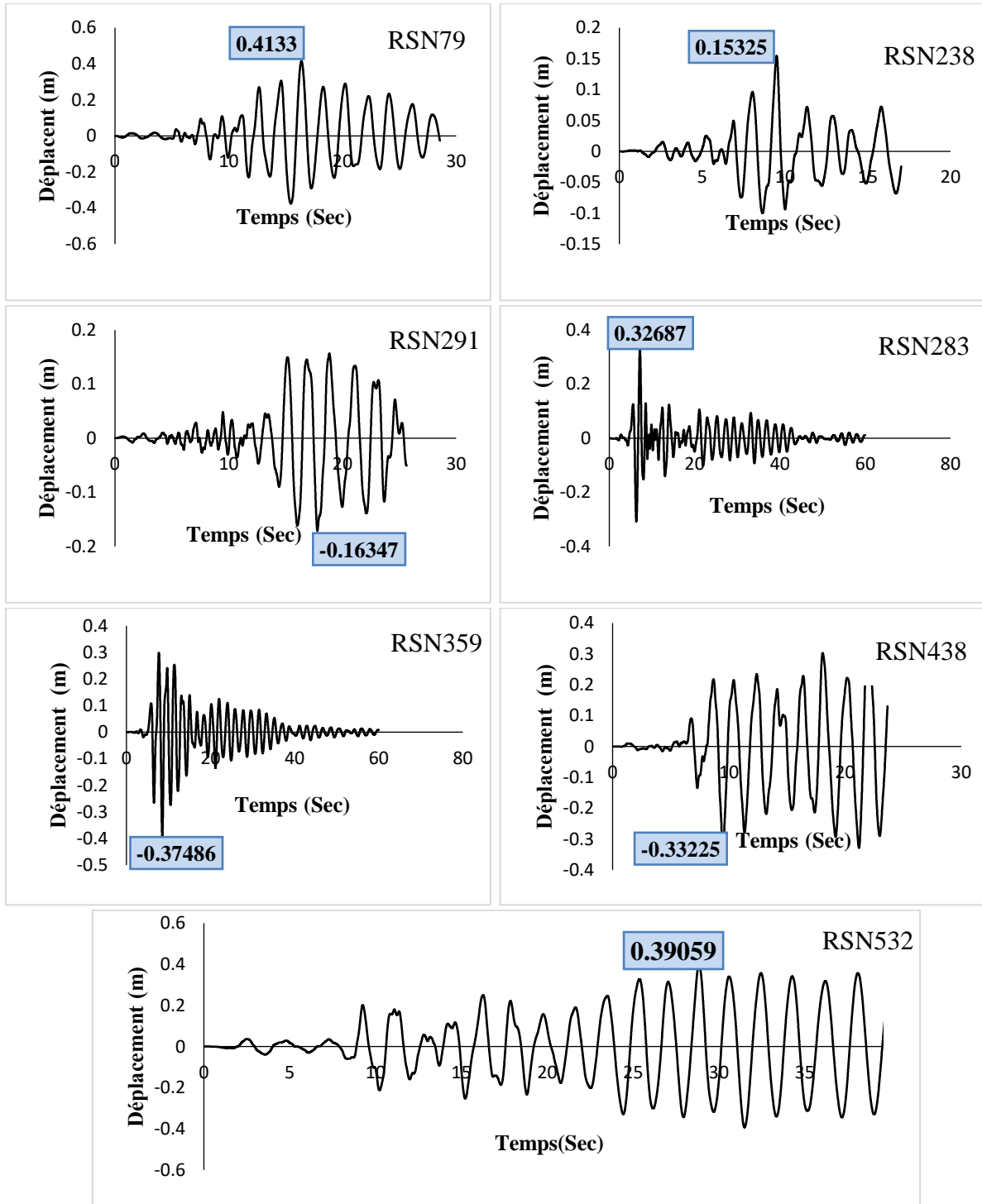


Fig4.2. Réponse dynamique de la structure R+5.



**Fig.4.3.** Réponse dynamique de la structure R+8.



**Fig.4.4.** Réponse dynamique de la structure R+11.

La figure 4.3 présente le déplacement au sommet en fonction du temps. Le déplacement maximum est enregistré dans le cas de séisme RSN365 (un déplacement max de 26.33 cm). Pour la structure R+11 (la plus flexible), la figure 4.4 présente sa réponse dynamique. Les cycles

des mouvements pour cette structure ne sont plus compacts comme dans les cas précédents et l'effet de la non-linéarité est très claire sur la réponse dynamique. Le déplacement max enregistré est de 39.0 cm pour l'accélérogramme RSN532.

#### 4.4. Déplacement des étages

Les déplacements des étages pour chaque structure sont présentés dans les tableaux suivants :

**Tableau 4.2.** Déplacements des étages de la structures R+2.

Etage	Déplacement des étages (m)							
	RSN15	RSN231	RSN265	RSN292	RSN302	RSN313	RSN340	Moyenne
<b>1</b>	0.049	0.04	0.028	0.023	0.036	0.048	0.029	0.036
<b>2</b>	0.107	0.091	0.064	0.053	0.084	0.113	0.07	0.083
<b>3</b>	0.141	0.124	0.085	0.073	0.117	0.159	0.098	0.113

**Tableau 4.3.** Déplacements des étages de la structures R+5.

Etage	Déplacement des étages (m)							
	RSN15	RSN139	RSN230	RSN265	RSN292	RSN313	RSN369	Moyenne
<b>1</b>	0.027	0.033	0.032	0.043	0.034	0.021	0.028	0.031
<b>2</b>	0.067	0.083	0.079	0.111	0.084	0.054	0.073	0.078
<b>3</b>	0.106	0.127	0.118	0.171	0.13	0.088	0.117	0.122
<b>4</b>	0.139	0.162	0.145	0.212	0.169	0.119	0.156	0.157
<b>5</b>	0.171	0.192	0.162	0.243	0.203	0.152	0.189	0.187
<b>6</b>	0.198	0.212	0.171	0.262	0.223	0.174	0.21	0.207

**Tableau 4.4.** Déplacements des étages de la structures R+8.

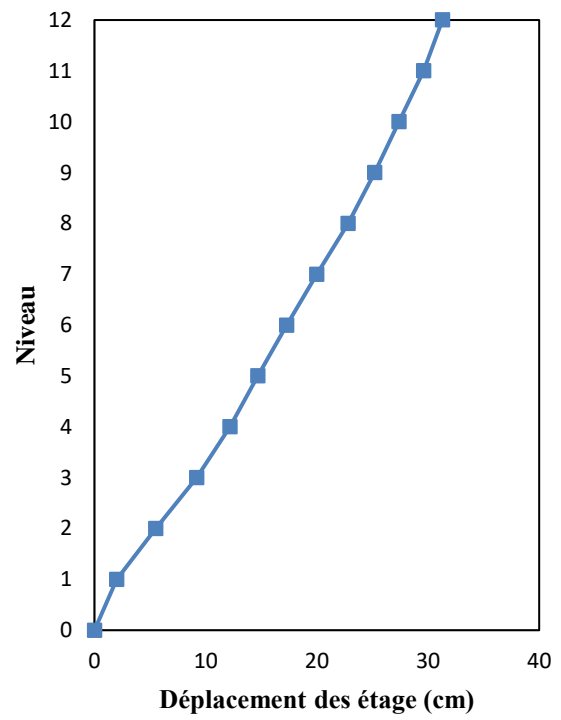
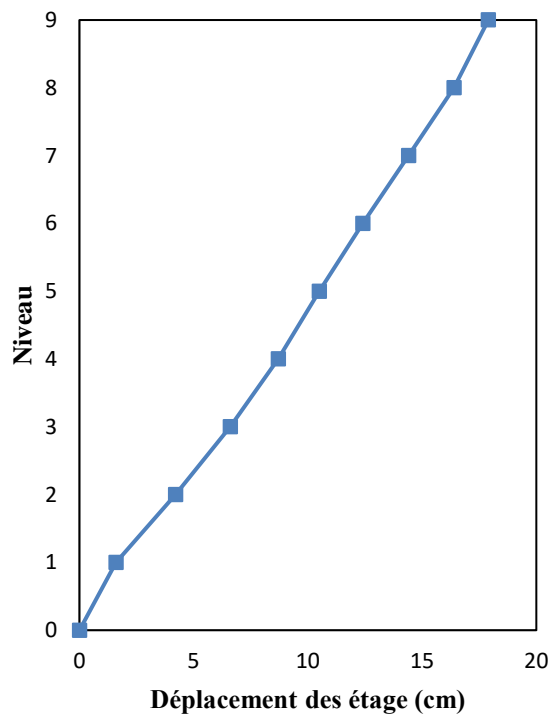
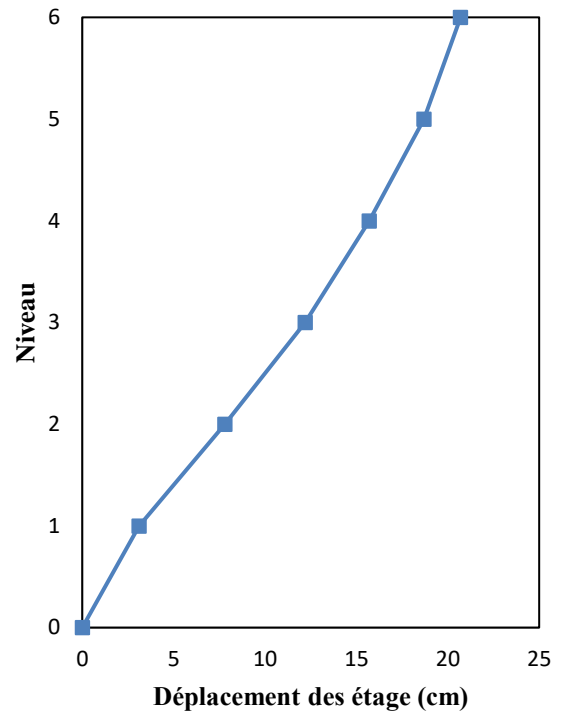
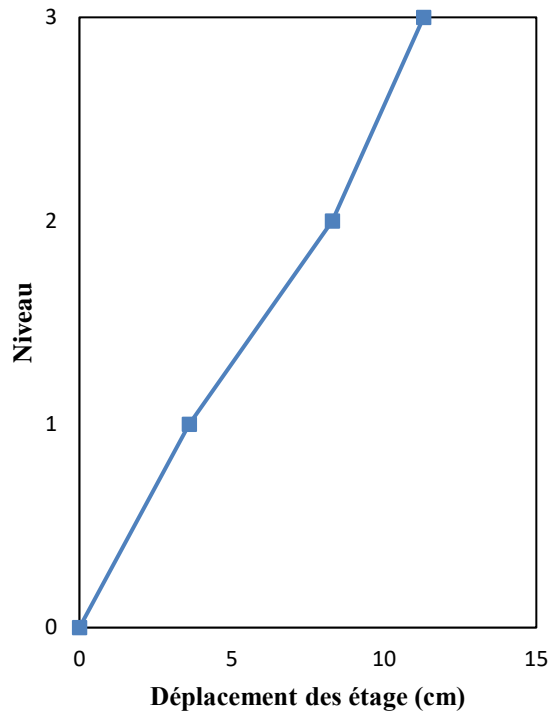
Etage	Déplacement des étages (m)										
	RSN15	RSN79	RSN164	RSN291	RSN302	RSN313	RSN336	RSN356	RSN357	RSN348	Moyenne
<b>1</b>	0.015	0.013	0.013	0.014	0.013	0.019	0.014	0.028	0.016	0.019	0.016
<b>2</b>	0.038	0.033	0.034	0.035	0.033	0.049	0.036	0.073	0.044	0.051	0.042
<b>3</b>	0.059	0.052	0.054	0.053	0.052	0.074	0.055	0.114	0.07	0.083	0.066
<b>4</b>	0.077	0.07	0.07	0.067	0.069	0.095	0.072	0.149	0.093	0.114	0.087
<b>5</b>	0.097	0.084	0.082	0.077	0.083	0.113	0.09	0.176	0.112	0.143	0.105
<b>6</b>	0.118	0.097	0.093	0.088	0.096	0.136	0.112	0.199	0.127	0.174	0.124
<b>7</b>	0.137	0.107	0.101	0.1	0.112	0.164	0.135	0.225	0.153	0.207	0.144

<b>8</b>	0.158	0.114	0.113	0.11	0.131	0.194	0.156	0.247	0.187	0.237	0.164
<b>9</b>	0.167	0.118	0.128	0.117	0.144	0.217	0.171	0.263	0.211	0.259	0.179

**Tableau 4.5.** Déplacements des étages de la structures R+11.

Étage	Déplacement des étages (m)							
	RSN79	RSN283	RSN291	RSN351	RSN359	RSN438	RSN532	Moyenne
<b>1</b>	0.028	0.009	0.015	0.019	0.02	0.026	0.025	0.02
<b>2</b>	0.079	0.024	0.04	0.053	0.057	0.07	0.068	0.055
<b>3</b>	0.132	0.04	0.065	0.088	0.096	0.112	0.112	0.092
<b>4</b>	0.175	0.053	0.084	0.118	0.133	0.145	0.148	0.122
<b>5</b>	0.209	0.063	0.099	0.144	0.167	0.17	0.178	0.147
<b>6</b>	0.245	0.072	0.112	0.171	0.207	0.193	0.213	0.173
<b>7</b>	0.284	0.08	0.124	0.2	0.247	0.215	0.252	0.2
<b>8</b>	0.32	0.09	0.135	0.231	0.286	0.246	0.289	0.228
<b>9</b>	0.351	0.101	0.146	0.26	0.32	0.271	0.321	0.252
<b>10</b>	0.377	0.113	0.155	0.288	0.348	0.29	0.35	0.274
<b>11</b>	0.399	0.136	0.163	0.313	0.372	0.315	0.378	0.296
<b>12</b>	0.414	0.154	0.171	0.332	0.388	0.339	0.399	0.313

La figure suivante résume les tableaux précédents par la présentation de déplacement moyenne de chaque étage. Le déplacement maximal au sommet est enregistré pour la structure R+11 (31.3 cm).



**Fig.4.5.** Déplacements des étages des structures étudiées (moyennes).

## 4.5. Déplacement inter-étage

Le déplacement inter-étages est le paramètre le plus couramment utilisé pour évaluer le comportement structurel sous une charge sismique donnée. Les quatre tableaux 4.6, 4.7, 4.8 et 4.9 présentent les valeurs de déplacement inter-étage pour chaque structure étudiée.

**Tableau 4.6.** Déplacements inter-étages de la structures R+2.

Etage	Déplacement des inter-étage (m)							
	RSN15	RSN231	RSN265	RSN292	RSN302	RSN313	RSN340	Moyenne
1	0.049	0.04	0.028	0.023	0.036	0.048	0.029	0.036
2	0.051	0.051	0.036	0.053	0.048	0.113	0.041	0.057
3	0.034	0.033	0.021	0.073	0.033	0.159	0.028	0.054

**Tableau 4.7.** Déplacements inter-étages de la structures R+5.

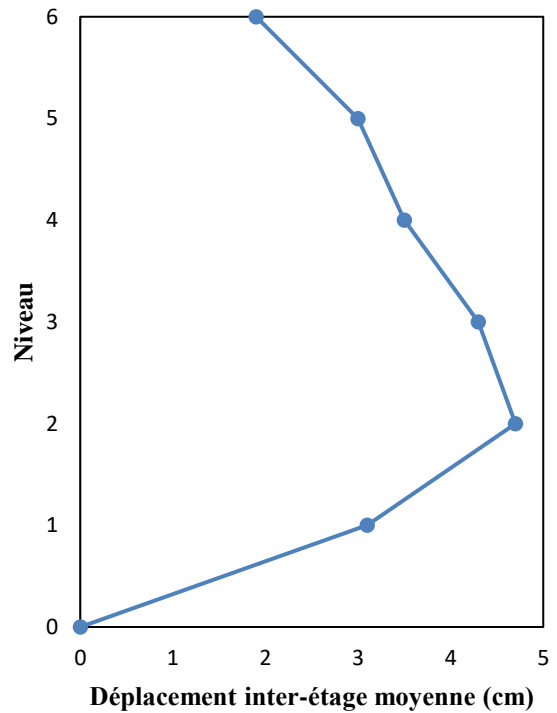
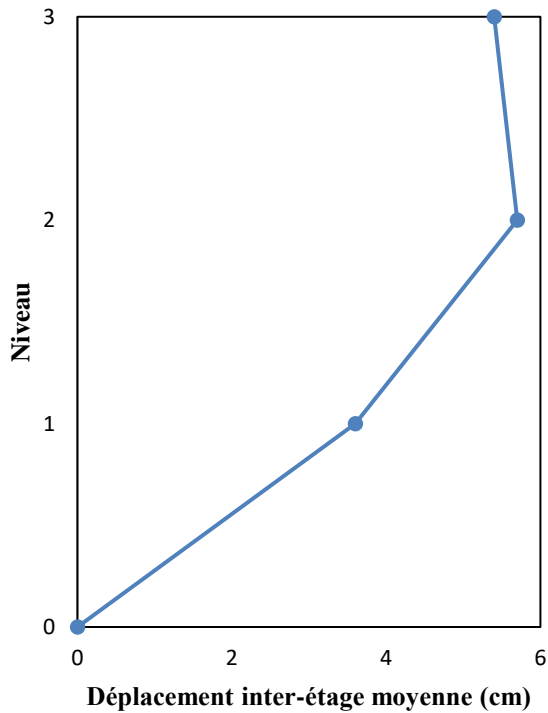
Etage	Déplacement des inter-étage (m)							
	RSN15	RSN139	RSN230	RSN265	RSN292	RSN313	RSN369	Moyenne
1	0.027	0.033	0.032	0.043	0.034	0.021	0.028	0.031
2	0.04	0.05	0.047	0.068	0.05	0.033	0.045	0.047
3	0.039	0.044	0.039	0.06	0.046	0.034	0.044	0.043
4	0.033	0.035	0.027	0.041	0.039	0.031	0.039	0.035
5	0.032	0.03	0.017	0.031	0.034	0.033	0.033	0.03
6	0.027	0.02	0.009	0.019	0.02	0.022	0.021	0.019

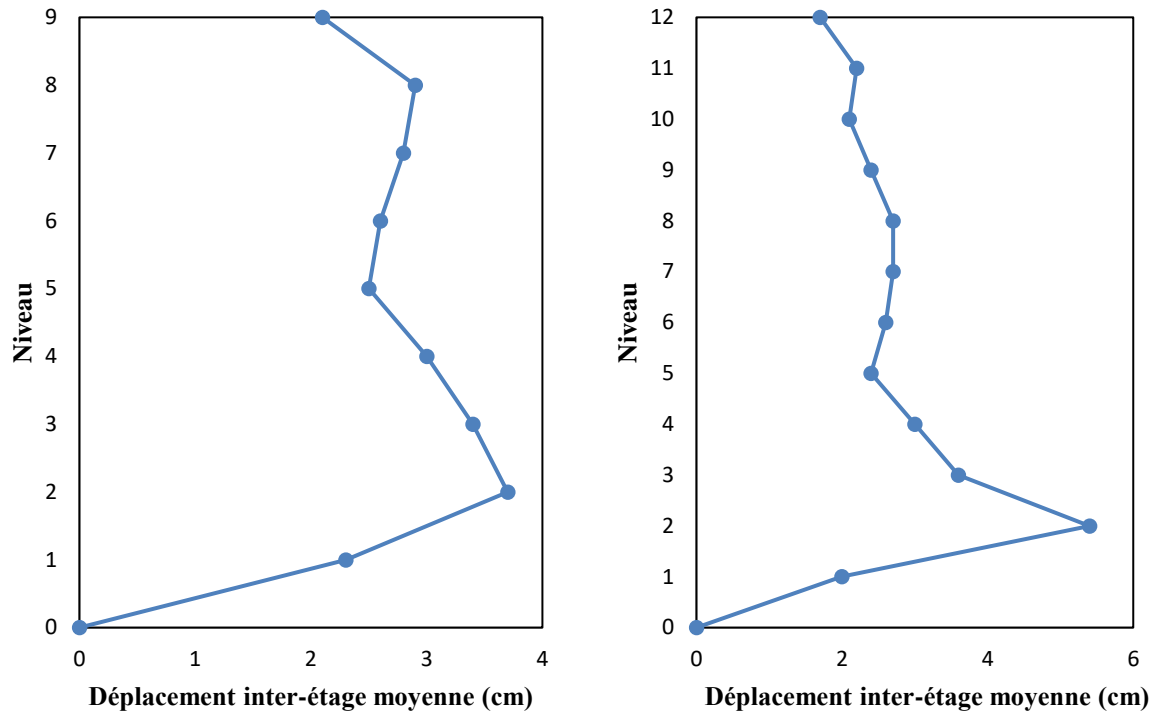
**Tableau 4.8.** Déplacements inter-étages de la structures R+8.

Etage	Déplacement des inter-étage (m)										
	RSN15	RSN79	RSN164	RSN291	RSN302	RSN313	RSN336	RSN356	RSN357	RSN348	Moyenne
1	0.015	0.013	0.013	0.014	0.013	0.019	0.014	0.028	0.016	0.019	0.016
2	0.038	0.033	0.034	0.035	0.033	0.049	0.036	0.073	0.044	0.051	0.042
3	0.059	0.052	0.054	0.053	0.052	0.074	0.055	0.114	0.07	0.083	0.066
4	0.077	0.07	0.07	0.067	0.069	0.095	0.072	0.149	0.093	0.114	0.087
5	0.097	0.084	0.082	0.077	0.083	0.113	0.09	0.176	0.112	0.143	0.105
6	0.118	0.097	0.093	0.088	0.096	0.136	0.112	0.199	0.127	0.174	0.124
7	0.137	0.107	0.101	0.1	0.112	0.164	0.135	0.225	0.153	0.207	0.144
8	0.158	0.114	0.113	0.11	0.131	0.194	0.156	0.247	0.187	0.237	0.164
9	0.167	0.118	0.128	0.117	0.144	0.217	0.171	0.263	0.211	0.259	0.179

**Tableau 4.9.** Déplacements inter-étages de la structures R+11.

Étage	Déplacement des inter-étage (m)							Moyenne
	RSN79	RSN283	RSN291	RSN351	RSN359	RSN438	RSN532	
1	0.028	0.009	0.015	0.019	0.02	0.026	0.025	0.02
2	0.079	0.024	0.04	0.053	0.057	0.07	0.068	0.055
3	0.132	0.04	0.065	0.088	0.096	0.112	0.112	0.092
4	0.175	0.053	0.084	0.118	0.133	0.145	0.148	0.122
5	0.209	0.063	0.099	0.144	0.167	0.17	0.178	0.147
6	0.245	0.072	0.112	0.171	0.207	0.193	0.213	0.173
7	0.284	0.08	0.124	0.2	0.247	0.215	0.252	0.2
8	0.32	0.09	0.135	0.231	0.286	0.246	0.289	0.228
9	0.351	0.101	0.146	0.26	0.32	0.271	0.321	0.252
10	0.377	0.113	0.155	0.288	0.348	0.29	0.35	0.274
11	0.399	0.136	0.163	0.313	0.372	0.315	0.378	0.296
12	0.414	0.154	0.171	0.332	0.388	0.339	0.399	0.313





**Fig.4.6.** Déplacements inter-étages des structures étudiées (valeurs moyennes).

#### 4.6. Effort tranchant à la base

Les tableaux suivants présentent les valeurs de l'effort tranchant pour chaque enregistrement, ainsi que la valeur moyenne, pour chaque structure étudiée. On peut remarquer que la valeur de l'effort tranchant est proportionnelle au nombre des étages. La structure R+11 présente une valeur très élevée de l'effort tranchant (1060.2 kN) par rapport aux autres structures.

**Tableau 4.10.** Effort tranchant à la base de la structure R+2.

	RSN79	RSN283	RSN291	RSN351	RSN359	RSN438	RSN532	Moyenne
<b>V<sub>b</sub>(kN)</b>	890.06	780.401	572.696	572.696	712.053	897.052	582.299	715.322

**Tableau 4.11.** Effort tranchant à la base de la structure R+5.

	RSN15	RSN139	RSN230	RSN265	RSN292	RSN313	RSN369	Moyenne
<b>V<sub>b</sub>(kN)</b>	796.303	973.798	963.037	1105.651	986.542	636.757	791.321	893.344

**Tableau 4.12.** Effort tranchant à la base de la structure R+8.

	RSN 15	RSN 79	RSN1 64	RSN2 91	RSN3 02	RSN3 13	RSN3 36	RSN3 56	RSN3 57	RSN3 48	Moye nne
<b>V<sub>b</sub>(kN)</b>	641	572	602.8	600.7	562.1	822.8	623.1	1174	698.9	798.5	946.2

**Tableau 4.13.** Effort tranchant à la base de la structure R+11.

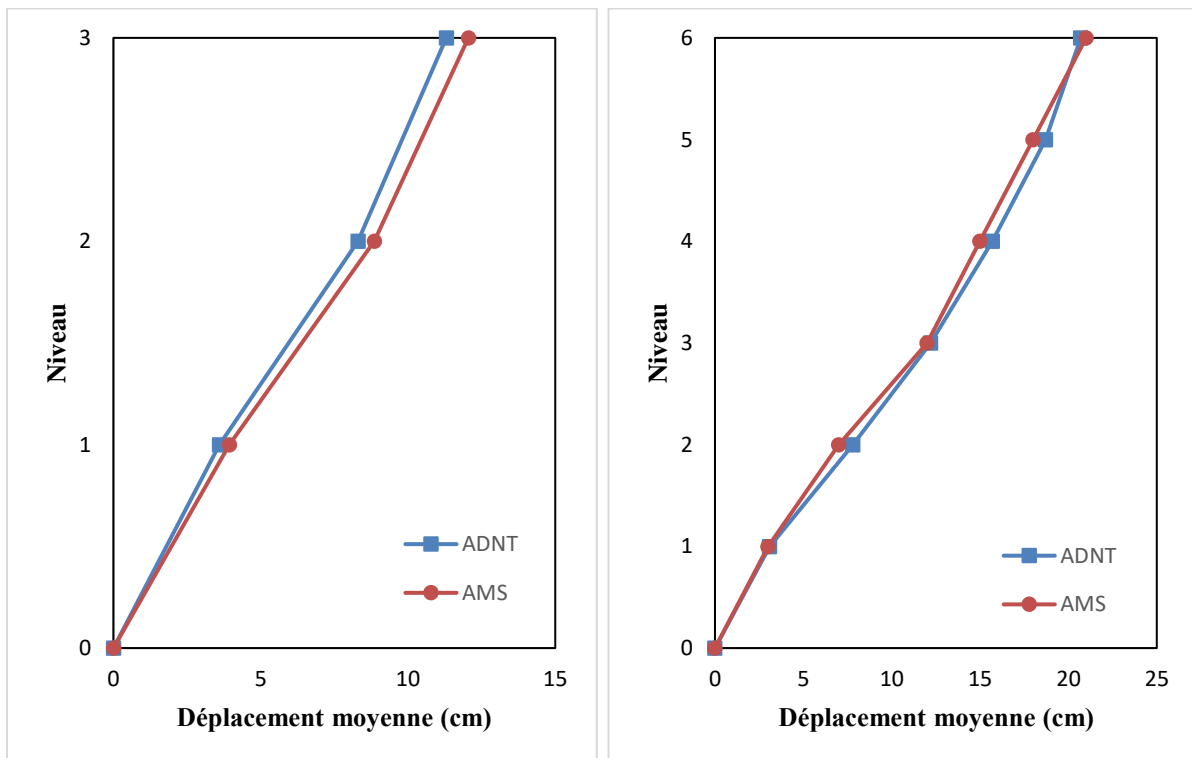
	RSN79	RSN283	RSN291	RSN351	RSN359	RSN438	RSN532	Moyenne
$V_b(\text{kN})$	1362.114	481.946	809.111	1009.656	1070.284	1380.689	1307.527	1060.189

#### 4.7. Comparaison des résultats de ADNT avec ceux de l'analyse modale spectrale

La figure 4.7 montre les profils de déplacement total moyenne dérivés de l'ADNT ainsi que ceux obtenus à partir de l'analyse modale spectrale (AMS) couramment utilisée. Une observation générale est que la méthode AMS conventionnelle surestime le déplacement par rapport aux résultats ADNT. Dans ces cas, on peut dire que la méthode AMS est conservative surtout dans le cas de la structure R+9.

D'autre part, les prédictions des déplacements de l'AMS sont bonnes pour la structure R+5 avec une erreur maximale de déplacement inférieure à 11 %.

En termes de déplacement inter-étage la figure 4.8 présente la comparaison entre les deux méthodes : l'ADNT et l'AMS.



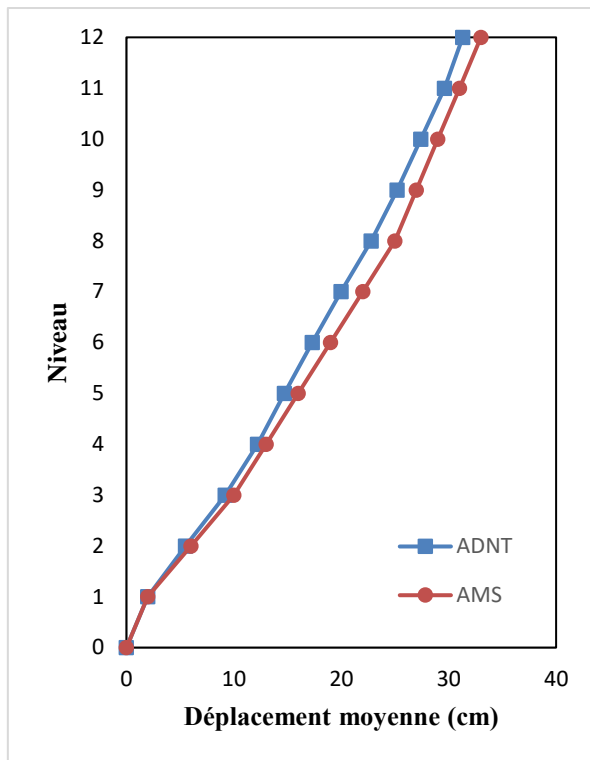
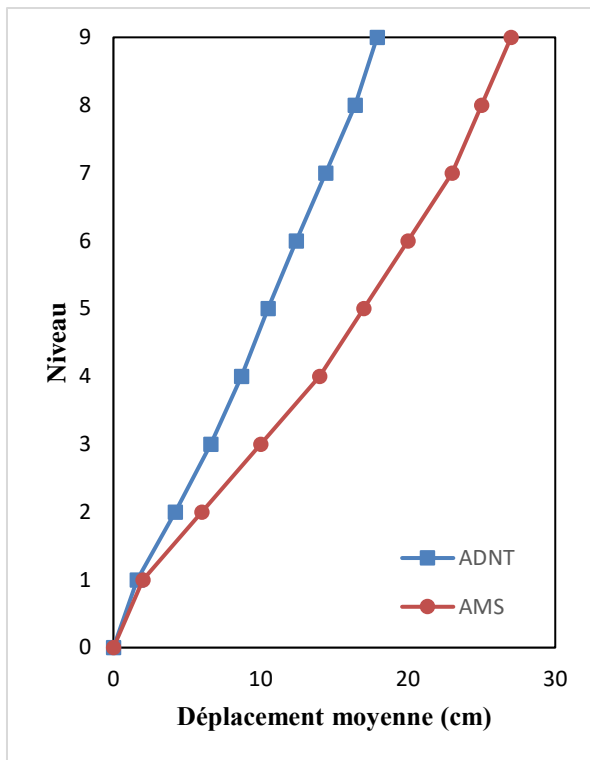
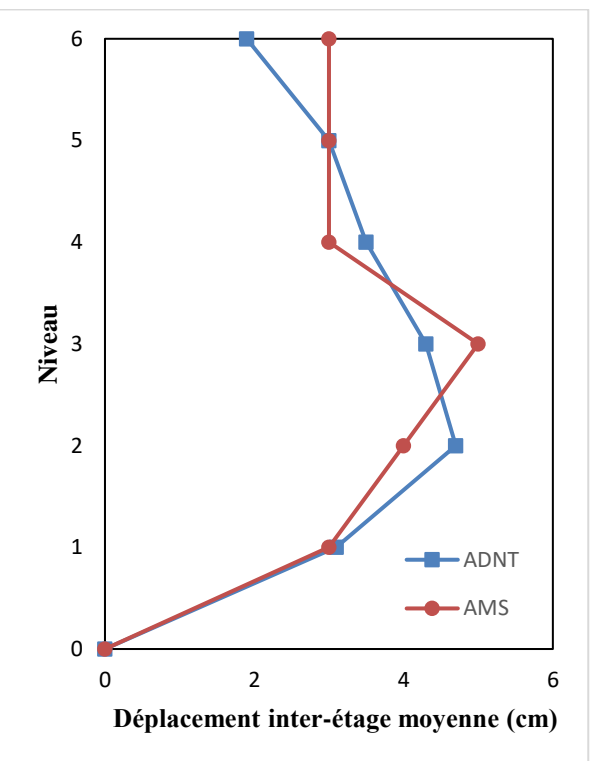
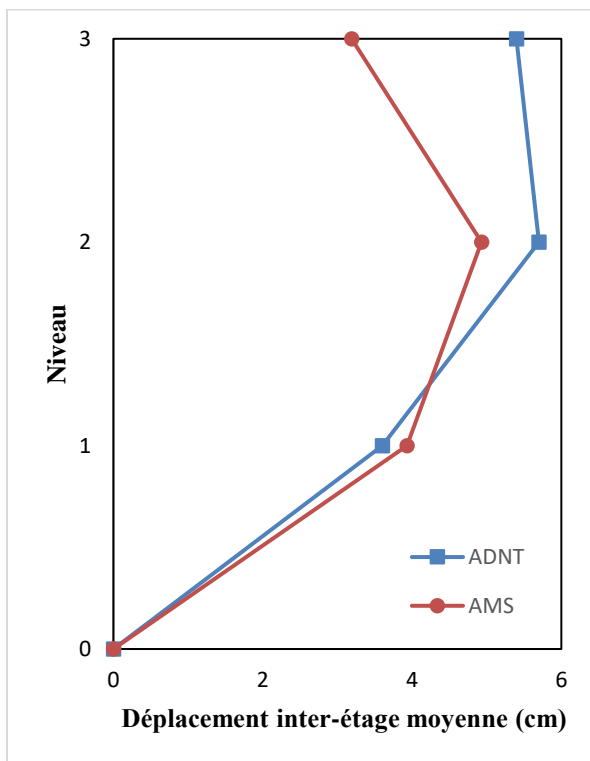
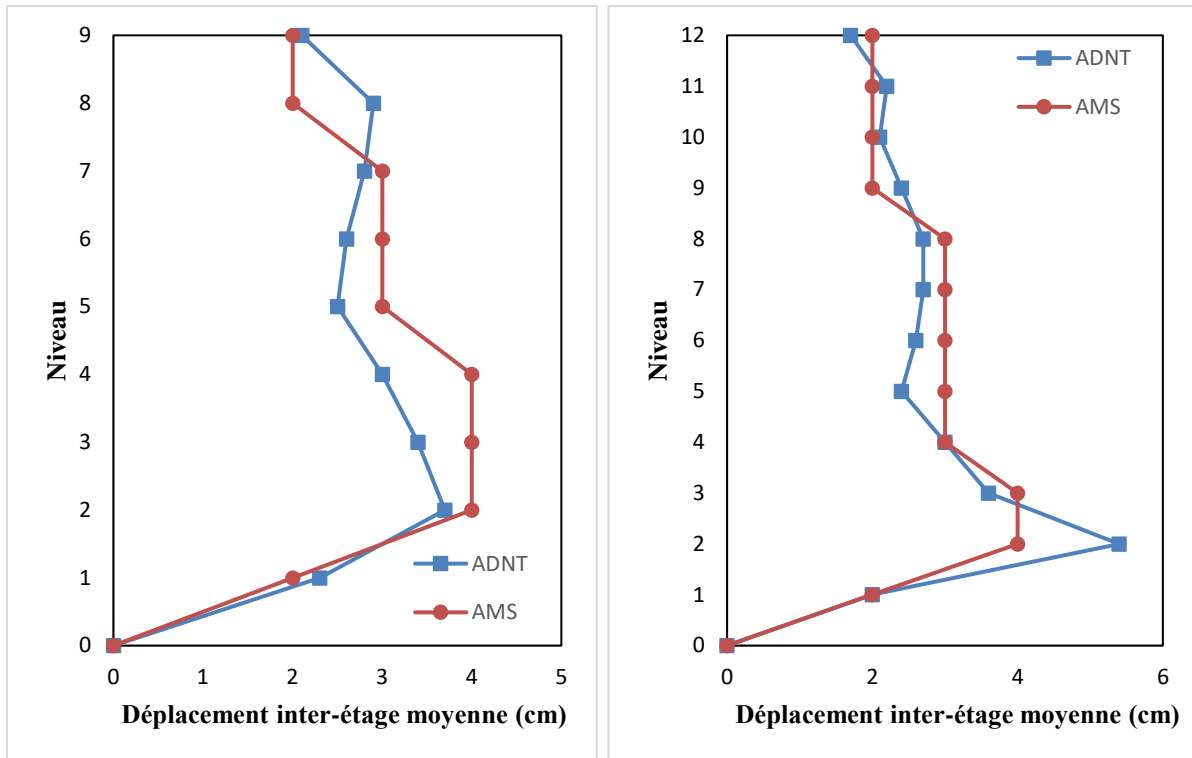


Fig.4.7. Déplacements des étages des structures étudiées.





**Fig.4.8.** Déplacements inter-étages des structures étudiées.

On peut remarquer que l'analyse modale spectrale donne des valeurs sûres pour les étages inférieurs des structures étudiées. Cependant, cette méthode surestime la réponse au étages intermédiaires des structures élevées (R+8 et R+11). Et en générale, la méthode AMS sous-estime cette réponse au étages supérieurs.

Nous concluons que les résultats de la méthode modale spectrale préconisé par les règlements parasismiques, peuvent être erronés et très dangereux dans certains cas (surtout dans les niveaux supérieurs des structures).

#### **4.8. Effort tranchant à la base par la méthode modale spectrale**

En termes d'effort tranchant à la base, le tableau suivant présente les valeurs obtenues en utilisant les deux méthodes d'analyse : ADNT et AMS. On peut remarquer que l'analyse AMS a surestimée les valeurs de l'effort tranchant pour tous les cas étudiés. L'erreur peut atteindre 54% (voir le cas de la structure R+9). L'erreur reste inférieure à 15% pour les deux structures R+2 et R+11.

**Tableau 4.14.** Efforts tranchants à la base des structures étudiée.

	R+2	R+5	R+9	R+11
V <sub>b</sub> (kN) (AMS)	773.59	915.15	1094.99	1195.68
V <sub>b</sub> (kN) (ADNT)	715.32	893.34	946.293	1060.189

## 4.9. Conclusion

Ce chapitre portait principalement sur l'étude sismique des structures en acier sous chargements sismiques réels traités pour atteindre le niveau sismique cible. On a effectué une comparaison entre les réponses non linéaires obtenues par l'analyse dynamique non linéaire temporelle et celles de l'analyse modale spectrale en termes de déplacement des étages, inter-étage et effort tranchant à la base.

Les résultats obtenus à partir de cette étude montrent que l'analyse modale spectrale peut donner des résultats surs (conservatives). Cependant, il faut être prudent lors de l'utilisation cette méthode surtout dans les niveaux supérieurs des bâtiments.

# Conclusion générale

Plusieurs procédures d'analyse statique/dynamique linéaires /non linéaires des structures ont été développées ces dernières années. Ce mémoire examine les procédures qui ont été considéré comme des analyses dynamiques : analyse dynamique non linéaire temporelle(ADNT) ; Analyse modale spectrale (AMS). Les deux méthodes présentées diffèrent en ce qui concerne le comportement des éléments structurelle (linéaire / non linéaire), la simplicité, la transparence et la clarté du contexte théorique. L'analyse dynamique non linéaire temporelle calcule la réponse d'une structure soumise à une excitation sismique à chaque instant du temps. Diverses données sismiques sont nécessaires pour effectuer l'analyse sismique : des données sur l'accélération, la vitesse, le déplacement, etc., qui peuvent être facilement obtenues à partir de l'analyse des données sismographiques pour un tremblement de terre particulier. C'est la technique la plus rigoureuse et elle est importante pour l'analyse sismique structurelle, en particulier lorsque la réponse structurelle évaluée est non linéaire.

Dans notre étude, quatre structures en acier, conçues selon les dispositions des Eurocode 3 et 8, sont étudiées. Pour chaque structures sept accélérogrammes sont sélectionnées (10 accélérogrammes pour la structure R+8). La sélection des accélérogrammes est faite selon les critères de l'Eurocode 8. Le comportement des éléments est considéré non linéaire et le logiciel SAP2000 a été choisi pour performes les deux analyses de cette étude.

Les conclusions générales tirées de cette étude sont comme suit :

- Les résultats obtenus en termes de déplacements des étages, déplacements inter-étages, effort tranchant à la base ont montré une différence entre les deux méthodes de calcul utilisées.
- En termes de déplacements des étages, une observation générale est que la méthode AMS conventionnelle surestime le déplacement par rapport aux résultats ADNT. Dans ces cas, on peut dire que la méthode AMS est conservative (non économique).
- En termes de déplacements inter-étages, On a pu remarquer que l'analyse modale spectrale donne des valeurs sûres pour les étages inférieurs des structures étudiées. Cependant, cette méthode surestime la réponse au étages intermédiaires des structures élevées. Et en générale, la méthode AMS sous-estime cette réponse au étages supérieurs. Dans ce cas, il faut être prudent lors de l'utilisation de cette méthode.

## Références

- [1] l'express. [En ligne]. Available: [https://www.lexpress.fr/actualites/1/monde/seisme-en-indonesie-la-quete-desesperee-d-un-pere-dans-les-ruines-du-mercure\\_2038287.html](https://www.lexpress.fr/actualites/1/monde/seisme-en-indonesie-la-quete-desesperee-d-un-pere-dans-les-ruines-du-mercure_2038287.html).
- [2] Bouhadad, Y., Laouami, N., Kheidri, H. L., Bounif, M. A., Belhai, D., Nour, A., ... & Oubaiche, E. H. (2004). Sismotectonique de la région d'Alger-Boumerdès (Algérie) : Le séisme du 21 mai 2003 (Mw= 6.8). Mémoires du Service Géologique de l'Algérie, 12, 67-80.
- [3] A. L. T. Khuong LE NGUYEN, «Contribution à la compréhension du comportement des structures renforcées par FRP sous séismes,» L'INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUÉES DE LYON, LYON, 2015,.
- [4] P. Fajfar1, «Analysis in seismic provisions for buildings,» Published online: 8 December 2017, <https://doi.org/10.1007/s10518-017-0290-8>, 2017.
- [5] RPA99V2003, "Règles parasismiques Algériennes", Document technique réglementaire, D.T.R-B.C.2.48, Centre national de recherche appliquée en génie parasismique, Alger, Algérie, 2003.
- [6] C. Benoit, «ANALYSE ET CONCEPTION DE MURS DE REFEND DUCTILES COUPLÉS EN ACIER,» UNIVERSITÉ DE MONTRÉAL , 2018.
- [7] E. M. L. ., Menasri Youcef, «Approche De La Vulnérabilité Sismique Des Structures Portiques En Béton Armé,,» L'université 8 Mai 1945 Guelma, 2018.
- [8] Mekki M., " Approche probabiliste dans la détermination des courbes de vulnérabilité des structures en génie civil ", Thèse de docteur, Université Bordeaux, 2015.
- [9] Newmark, N. M., and Hall, W. J. (1982). Earthquake Spectra and Design. Berkeley, Calif. Earthquake Engineering Research Inst.
- [10] M. A. a. S. Dokainish, "A survey of direct time integration methods in computational structural dynamics. I. Explicit methods, Computers & Structures," vol. 32(6), pp. 1371–1386, (1989).
- [11] P. P, Paultre P., "Dynamics of Structures," ISTE Ltd, (2011).
- [12] B. Standard, « "Eurocode 8" ,» chez Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance Part 1 : 1998-1, (2005).
- [13] T. e. a. Ancheta, «"PEER NGA-West2 databasof ground motions recorded in shallow crustal earthquakes in active tectonic regions.",» Proceedings, 15th World Conference on Earthquake Engineering, 2012 . [En ligne]. Available: [https://ngawest2.berkeley.edu/spectras/new?sourceDb\\_flag=1](https://ngawest2.berkeley.edu/spectras/new?sourceDb_flag=1).
- [14] D. Y. e. al, «Evaluating the Behaviour Factor of Medium Ductile SMRF Structures,» Periodica Polytechnica, p. pp. 373–385, 16 December 2016.
- [15] N. e. a. Kishi, «Study of Eurocode 3 steel connection classification.",» (1997).
- [16] K. J. E. L. W. Bathe, «Introductory Tutorial for Sap 2000,» ISO SAP041709M3 Rev. 0 Version 15, Berkeley, California, USA, February 2011.
- [17] FEMA 356. "Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings". American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington. 2000.