

Université Hassiba Benbouali – Chlef
FACULTE DE GENIE CIVIL ET D'ARCHITECTURE
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



MEMOIRE

Présenté en vue de l'obtention du diplôme de

MAGISTER EN GENIE CIVIL

Option : Structures et Géotechniques

Par :

DJAFAR HENNI Imane

Sujet du mémoire :

**ETUDE DU COMPORTEMENT NON LINEAIRE DES
STRUCTURES EN BETON ARME SOUS
ENREGISTREMENTS SISMIQUES LOCAUX EN
ALGERIE**

Soutenu le 08 Mars 2012 devant le jury composé de :

Mr.	KADRI Abdelkader	Professeur (U.H.B.Chlef)	Président
Mr.	KASSOUL Amar	Professeur (U.H.B.Chlef)	Rapporteur
Mr.	BOUGARA Abdelkader	Maitre de Conférences A (U.H.B.Chlef)	Examineur
Mr.	AIT ATHMANE Hacem	Maitre de Conférences A (U.H.B.Chlef)	Examineur
Mr.	MOUSSAOUI Salah Eddine	Maitre de Conférences A (U.B.B. Mostaganem)	Examineur
Mr.	RICHA Brahim	Docteur directeur du C.T.C Ain defla	Invité

*« Toute réussite est relative.
Vous pouvez améliorer votre réussite
relative en dénigrant les compétences et
les résultats de votre entourage. »*

Scott Adams

Remerciements

Je tiens tout d'abord à remercier et en premier lieu ALLAH, le Tout Puissant et Miséricordieux qui m'a donné la force, la volonté et le courage pour mener à bonne fin ce travail.

Je remercie le président de jury Pr. KADRI Abdelkader pour bien mener l'organisation et le déroulement de ma soutenance.

Mes sincères remerciements et ma profonde reconnaissance vont à mon Rapporteur de mémoire Pr KASSOUL Amar Professeur à l'Université Hassiba Benbouali de Chlef pour son dévouement, ses conseils et son soutien tout au long de l'élaboration de ce travail.

Son oublier mes examinateurs Dr. A.BOUGARA et Dr. H.AIT ATHMANE pour toutes notes et explications qui m'ont donné.

Mes pensées vont à tous les enseignants qui ont participé à ma formation, en graduation et en post-graduation.

Et je tiens aussi à remercier mes chers et adorables PARENTS pour toute aide et soutien qu'ils m'ont offerts tout au long de mes études.

Finalement, un grand merci à tous ceux et toutes celles qui d'une manière ou d'une autre m'ont aidé et soutenu de près ou de loin.

ملخص:

المباني التي تقع في شمال الجزائر غالبا ما تتعرض لخطر التلف الناجم عن الهزات الزلزالية، حيث أن التحليل الباثولوجي للمباني التي تعرضت لزلازل سابقة أظهر معاناة كبيرة في سلوكها الزلزالي. الهدف من هذه الدراسة هو تحليل الاستجابة الزلزالية الغير الخطية لمباني من الخرسانة المسلحة وفقا للقواعد الزلزالية الجزائرية. أولا، نصف التسجيلات الزلزالية المحلية و العالمية التي تم استخدامها في هذه الدراسة. في هذا السياق، نعرض مبدأ نهج الطريقة الديناميكية غير الخطية بالتكامل المباشر، ثم نصف ثلاث مباني من الخرسانة المسلحة ذات خمسة و عشرة و خمسة عشرة مستويات متصلة بواسطة الحوائط و تقع في مناطق مختلفة النشاط الزلزالي في الجزائر. بعدها، الاستجابة الخطية الزلزالية من حيث قابلية تغيير الشكل، القص، قوة الالتواء، القدرة على الضغط، و الليونة تم تحليلها و تفسيرها بواسطة برنامج SAP2000/v14.1. و أخيرا، أظهرت النتائج أن الإستجابة الزلزالية غير الخطية للمباني حددت سلوك جد مقبول تحت التسجيلات الزلزالية ذات شدة متوسطة. بالإضافة إلى ذلك، تحت التسجيلات الزلزالية عالية الشدة مثل آسنترو هذا السلوك غير مقبول و يتطلب تحسينات خاصة.

الكلمات الرئيسية: الاستجابة الزلزالية، التحليل الديناميكي الغير الخطي، التسجيلات الزلزالية.

Résumé:

Les structures implantées dans le nord Algérien sont souvent soumises au risque d'endommagement induit par les actions sismiques, où l'analyse pathologique des constructions soumises à des séismes passés a montré une souffrance considérable dans leur comportement sismiques. L'objectif de cette étude est d'analyser la réponse sismique non linéaire des constructions en béton armé dimensionnées selon les règles parasismiques Algériennes en vigueur sous quelques enregistrements sismiques locaux. En premier lieu, on décrit les enregistrements sismiques locaux et dans le monde que sont utilisés dans cette étude. En second lieu, on expose le principe de la démarche de la méthode dynamique non linéaire par intégration directe, et la méthode de détermination des efforts résistants dans les voiles. Pour l'analyse de la réponse sismique non linéaire, on va identifier trois bâtiments de cinq, dix et quinze niveaux en béton armé contreventés par des voiles implantées dans des zones de forte sismicité en Algérie. La réponse sismique non linéaire en termes de la déformabilité, de cisaillement, de résistance en flexion, de capacité portante et de la ductilité est analysée et interprétée en utilisant le logiciel SAP2000/v14.1. Enfin, les résultats obtenus ont montré que la réponse sismique non linéaire des structures identifiées est très satisfaite sous les enregistrements sismiques de moyenne intensité. Par ailleurs, sous les enregistrements sismiques élevés comme celui d'El Centro ce comportement reste non acceptable et demande une amélioration constructive assez spéciale.

Mots clé : réponse sismique, analyse dynamique temporelle non linéaire, enregistrement sismique.

Abstract :

The structures built in northern part of Algeria are often subjected to damage risk caused by the major seismic actions. The pathologic analysis of buildings subjected to past earthquakes has shown a considerable suffering in their seismic behaviour. The aim of this work is to examine the non linear seismic response of a reinforced concrete building dimensioned according to Algerian seismic design code. First, an overview of seismic records used is given in this study. In this context, the principle of the nonlinear dynamic method is exposed using the direct integration. Then after, we identify reinforced concrete structures of five, ten, and fifteen floors built in high seismic region in Algeria. The nonlinear seismic response in terms of deformability, base shear, flexural strength, bearing capacity and ductility is analyzed and interpreted using the software SAP2000/v14.1. It is to be concluded that the results of this analysis have shown that the identified building possesses a very satisfied behaviour under moderate seismic recordings. Moreover, under high seismic records such as that of El Centro, the behaviour remains unacceptable and needs a rather special detailing improvement.

Keywords: seismic response, structure, nonlinear dynamic analysis, seismic recording.

TABLE DES MATIERES

Remerciements.....	I
Résumé.....	II
Table des matières.....	IV
Liste des figures.....	IX
Liste des tableaux.....	XII
Liste des symboles.....	XIII

CHAPITRE 1 :

INTRODUCTION GENERALE.....	1
----------------------------	---

CHAPITRE 2 :

NOTIONS SUR LES ENREGISTREMENTS SISMIQUES

2.1. INTRODUCTION.....	05
2.2. NOTIONS SISMOLOGIQUE	05
2.2.1. Définitions.....	05
2.2.2. Quantification des séismes.....	06
2.2.2.1. <i>La magnitude de Richter</i>	06
2.2.2.2. <i>L'intensité macrosismique</i>	06
2.2.2.3. <i>Relation entre intensité et magnitude</i>	07
2.3. TYPES D'ONDE SISMIQUE.....	07
2.3.1. Les ondes de volume.....	07
2.3.2. Les ondes de surface.....	08
2.4. REPRÉSENTATION DU MOUVEMENT SISMIQUE	08
2.4.1. Caractéristiques d'une onde sismique.....	08
2.4.2. Identifier le signal d'un séisme	09
2.4.3. Enregistrement des séismes.....	09
2.4.4. Information à partir d'un accélérogramme.....	11
2.5. REPRÉSENTATION DU MOUVEMENT PAR " SPECTRE DE RÉPONSE	12

2.5.1. Spectre pour un site donné et un séisme donné.....	13
2.5.2. Spectre pour un site donné et différentes sources sismiques.....	14
2.5.3. Spectre de réponse réglementaire	14
2.6. NOTION SISMOLOGIQUE EN ALGERIE	16
2.6.1. Alea sismique de l'Algérie.....	16
2.6.2. Zonage sismique de l'Algérie.....	17
2.7. DESCRIPTION ET CARACTERISTIQUES DES SEISMES CHOISIS	18
2.7.1. Séisme d'El Asnam 08/11/1980.....	19
2.7.2. Séisme de Boumerdes 21/05/2003.....	19
2.7.3. Séisme de Loma Prieta de 17/10/1989	21
2.7.4. Séisme d'El Centro de 19/05/1940.....	22
2.8. CONCLUSION.....	23

CHAPITRE 3 :

REVUE SUR LA PERFORMANCE SISMIQUE DES BATIMENTS EN BETON ARME

3.1. INTRODUCTION.....	25
3.2. PRINCIPE DE LA PERFORMANCE SISMIQUE DES BATIMENTS.....	25
3.2.1. Sécurité structurale.....	25
3.2.2. Aptitude au service.....	26
3.2.3. Durabilité.....	26
3.3. METHODES D'EVALUATION DU COMPORTEMENT SISMIQUE.....	27
3.3.1. Méthode d'analyse statique équivalente.....	28
3.3.2. Méthode d'analyse dynamique linéaire	29
3.3.2.1. <i>Méthode du spectre de réponse</i>	29
3.3.2.2. <i>Dynamique linéaire</i>	29
3.3.3. Méthode analyse statique non linéaire (pushover)	30
3.3.4. Méthode d'analyse dynamique non linéaire.....	30
3.4. QUELQUE TRAVAUX SUR LA PERFORMANCE SISMIQUE	31
3.5. CONCLUSION.....	37

CHAPITRE 4 :

METHODE D'ANALYSE DYNAMIQUE TEMPORELLE NON LINEAIRE DES STRUCTURES EN BETON ARME

4.1. INTRODUCTION.....	39
4.2. DIFFERENTS TYPES DE NON-LINEARITE DANS LES STRUCTURES.....	39
4.2.1. Non-linéarités matérielles	39
4.2.1.1. <i>Lois de comportement du béton non confiné</i>	39
4.2.1.2. <i>Lois de comportement de l'acier</i>	41
4.2.2. Non-linéarités géométriques.....	42
4.3. DEVELOPPEMENT DE LA METHODE DYNAMIQUE NON LINEAIRE.....	45
4.3.1 Calcul dynamique linéaire	45
4.3.1.1 <i>Equation du mouvement</i>	45
4.3.1.2 <i>Oscillations libres</i>	47
4.3.2 Calcul dynamique non linéaire.....	48
4.3.2.1 <i>Équation du mouvement</i>	48
4.3.2.2 <i>Réponse de l'oscillateur par la méthode de Newmark</i>	49
4.3.2.3 <i>Stabilité de la méthode de Newmark</i>	52
4.4. CONCLUSION.....	53

CHAPITRE 5 :

METHODE D'EVALUATION DES EFFORTS RESISTANTS DES VOILES EN B.A

5.1. INTRODUCTION.....	55
5.2. CONCEPT GENERAL ET PREDIMENSIONNEMENT.....	55
5.3. FACTEUR DE DUCTILITE EN COURBURE.....	56
5.4. EFFORT NORMAL ET MOMENT FLECHISSANT RESISTANTS	60
5.4.1. Pour une section partiellement comprimée.....	62

5.4.2. Pour une section entièrement comprimée.....	62
5.4.3. Relation moment - courbure pour une section fléchie.....	63
5.5. EFFORT TRANCHANT RESISTANT.....	63
5.5.1. Equilibre des forces.....	64
5.5.1.1. Vérification de la compression dans la bielle comprimée	64
5.5.1.2. Vérification de la traction dans les étriers.....	65
5.6. CONCLUSION.....	67

CHAPITRE 6 :

ANALYSE DU COMPORTEMENT DYNAMIQUE NON LINEAIRE DES STRUCTURES EN BETON ARME SOUS ENREGISTREMENTS SISMIQUES LOCAUX

6.1. INTRODUCTION.....	69
6.2. IDENTIFICATION DES STRUCTURES ETUDIEES.....	69
6.2.1. Structure de cinq niveaux (SN5).....	69
6.2.2. Structure de dix niveaux (SN10).....	71
6.2.3. Structure de quinze niveaux (SN15)	73
6.3. ANALYSE DE LA DEFORMABILITE DES CONSTRUCTIONS.....	75
6.3.1. Déplacement inter-étages.....	75
6.3.1.1. Structure de 5 niveaux (SN5).....	76
6.3.1.2. Structure de 10 niveaux (SN10).....	77
6.3.1.3. Structure de 15 niveaux (SN15).....	78
6.3.2. Déplacement global a la tête	79
6.3.2.1. Structure de 5 niveaux (SN5)	79
6.3.2.2. Structure de 10 niveaux (SN10)	82
6.3.2.3. Structure de 15 niveaux (SN15).....	84
6.4. ANALYSE DU CISAILLEMENT DANS LES STRUCTURES.....	87
6.4.1. Structure de 5 niveaux (SN5).....	87
6.4.2. Structure de 10 niveaux (SN10).....	89
6.4.3. Structure de 15 niveaux (SN15)	91

6.5. ANALYSE DE LA RESISTANCE EN FLEXION DES STRUCTURES	93
6.5.1. Structure de 5 niveaux (SN5).....	93
6.5.2. Structure de 10 niveaux (SN10).....	95
6.5.3. Structure de 15 niveaux (SN15).....	96
6.6. ANALYSE DE LA CAPACITE PORTANTE DES STRUCTURES	99
6.6.1. Structure de 5 niveaux (SN5).....	99
6.6.2. Structure de 10 et 15 niveaux (SN10) et (SN15).....	101
6.7. ANALYSE DE LA DUCTILITE LOCALE	104
6.8. CONCLUSION	112

CHAPITRE 7 :

CONCLUSIONS GENERALES ET RECOMMANDATIONS	114
---	-----

REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	117
--	-----

LISTE DES FIGURES

<i>Figure 2.1. Composantes de l'action sismique</i>	05
<i>Figure 2.2 : caractéristiques principales d'un séisme.</i>	06
<i>Figure 2.3 : Représentation schématique des ondes P et des ondes S</i>	07
<i>Figure 2.4 : Représentation schématique du mouvement des ondes L et R</i>	08
<i>Figure 2.5 : caractéristiques d'une onde sismique</i>	08
<i>Figure 2.6 : la superposition d'onde</i>	09
<i>Figure 2.7 : Exemple d'accélérogramme (en cm/s²)</i>	10
<i>Figure 2.8 : Exemple de vélocigramme vertical</i>	10
<i>Figure 2.9 : Sismogramme Est-Ouest du séisme de 1887</i>	11
<i>Figure 2.10 : Spectres de réponse en accélération d'un site donné et un séisme donné</i>	13
<i>Figure 2.11 : Exemples de spectres enveloppes lissés pour un site (à El Centro, USA)</i>	14
<i>Figure 2.12 : Exemple de spectre réglementaire en accélération (Règles RPA99/v2003)</i>	15
<i>Figure 2.13 : Carte de l'Aléa sismique de l'Algérie</i>	17
<i>Figure 2.14: Carte du zonage sismique de l'Algérie (RPA99/2003)</i>	18
<i>Figure 2.15 : l'enregistrement sismique du séisme d'El Asnam de 08/11/1980</i>	19
<i>Figure 2.16 : l'enregistrement sismique du séisme de Boumerdes de 23/05/2003</i>	20
<i>Figure 2.17 : l'enregistrement sismique du séisme de Loma Prieta de 17/10/1989</i>	21
<i>Figure 2.18 : l'enregistrement sismique du séisme dd'El Centro de 19/05/1940</i>	22
<i>Figure 3.1 : comparaison des distributions des déplacements inter-étage</i>	32
<i>Figure 3.2 : Comparaison des résultats de formation des rotules plastiques</i>	33
<i>Figure 3.3 : le cisaillement par l'analyse dynamique non linéaire</i>	34
<i>Figure 3.4 : les déplacements inter-étage résultant des testes de similitude du séisme</i>	35
<i>Figure 3.5: Etat d'endommagement aux étages 0 et 1 pour EQ1</i>	36
<i>Figure 3.6 : Déplacement en tête pour EQ1 et EQ4</i>	37
<i>Figure 4.1 : Diagramme contrainte - déformation du béton non confiné pour le EC2</i>	40
<i>Figure 4.2 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier pour l'EUROCODE2</i>	42
<i>Figure 4.3 : Modèle hystérésis de Takeda modifié(1970)</i>	43
<i>Figure 4.4 : représentation schématique de l'oscillateur sous excitation sismique</i>	45
<i>Figure 4.5 : Schématisation du comportement non-linéaire</i>	48
<i>Figure 4.6 : Schéma d'intégration de l'accélération linéaire</i>	50

<i>Figure 5.1 : instabilité latérale des voiles</i>	55
<i>Figure 5.2 : Elément de rive et disposition des armatures verticales</i>	56
<i>Figure 5.3 : Eléments de rive confinés d'une extrémité de mur</i>	57
<i>Figure 5.4 : Comportement de la section d'un voile en béton armé à l'état limite ultime</i>	61
<i>Figure 5.5 : Diagramme moment – courbure pour les éléments fléchies en béton armé</i>	63
<i>Figure 5.6 : schéma d'un voile en B.A avec bielles de compression et son treillis équivalent</i>	64
<i>Figure 5.7 : représentation des efforts induits des bielles de compressions</i>	64
<i>Figure 5.8 : représentation des efforts induits des armatures horizontales</i>	66
<i>Figure 6.1. Géométrie de la structure (SN5)</i>	70
<i>Figure 6.2. Géométrie de la structure (SN10)</i>	72
<i>Figure 6.3. Géométrie de la structure (SN15)</i>	74
<i>Figure 6.4. Déplacement inter-étage de la structure (SN5)</i>	76
<i>Figure 6.5. Déplacement inter-étage de la structure (SN10)</i>	77
<i>Figure 6.6. Déplacement inter-étage de la structure (SN15)</i>	78
<i>Figure 6.7. Déplacement global au sommet en fonction du temps de la structure (SN5)</i>	81
<i>Figure 6.8. Déplacement global au sommet en fonction du temps de la structure (SN10)</i>	84
<i>Figure 6.9. Déplacement global au sommet en fonction du temps de la structure (SN15)</i>	86
<i>Figure 6.10. Effort tranchant pour chaque étage de la structure (SN5) sens XX'</i>	88
<i>Figure 6.11. Effort tranchant à la base du voile (V6) de la structure (SN5)</i>	88
<i>Figure 6.12. Effort tranchant pour chaque étage de la structure (SN5) sens YY'</i>	89
<i>Figure 6.13. Effort tranchant pour chaque étage de la structure (SN10) sens XX'</i>	90
<i>Figure 6.14. Effort tranchant à la base du voile (V8) de la structure (SN10)</i>	90
<i>Figure 6.15. Effort tranchant pour chaque étage de la structure (SN10) sens YY'</i>	91
<i>Figure 6.16. Effort tranchant pour chaque étage de la structure (SN15) sens XX'</i>	92
<i>Figure 6.17. Effort tranchant pour chaque étage de la structure (SN15) sens YY'</i>	92
<i>Figure 6.18. Moment fléchissant pour chaque étage de la structure (SN5) sens XX'</i>	94
<i>Figure 6.19. Moment fléchissant à la base du voile (V6) de la structure (SN5)</i>	94
<i>Figure 6.20. Moment fléchissant pour chaque étage de la structure (SN5) sens YY'</i>	95
<i>Figure 6.21. Moment fléchissant pour chaque étage de la structure (10 niveaux) sens XX'</i> ...96	
<i>Figure 6.22. Moment fléchissant pour chaque étage de la structure (10 niveaux) sens YY'</i> ...96	
<i>Figure 6.23. Moment fléchissant pour chaque étage de la structure (SN15) sens XX'</i>	23
<i>Figure 6.24. Moment fléchissant à la base du voile (V5) de la structure (SN15)</i>	98
<i>Figure 6.25. Moment fléchissant pour chaque étage de la structure (SN15) sens YY'</i>	98

<i>Figure 6.26. Effort normal pour chaque étage de la structure (SN5) sens XX'</i>	100
<i>Figure 6.27. Effort de compression à la base du voile (V6) de la structure (SN5)</i>	100
<i>Figure 6.28. Effort normal pour chaque étage de la structure (5 niveaux) sens YY'</i>	101
<i>Figure 6.29. Effort normal pour chaque étage de la structure (SN10) sens XX'</i>	102
<i>Figure 6.30. Effort normal pour chaque étage de la structure (SN10) sens YY'</i>	102
<i>Figure 6.31. Effort normal pour chaque étage de la structure (15 niveaux) sens XX'</i>	103
<i>Figure 6.32. Effort normal pour chaque étage de la structure (SN15) sens YY'</i>	103
<i>Figure 6.33 : Diagramme moment- courbure de la structure (SN15)</i>	106
<i>Figure 6.34 : Variation de la ductilité pour la structure (SN15)</i>	107
<i>Figure 6.35 : Diagramme moment- courbure de la structure (SN10)</i>	108
<i>Figure 6.36 : Variation de la ductilité pour la structure (SN10)</i>	109
<i>Figure 6.37 : Diagramme moment- courbure de la structure (SN5)</i>	110
<i>Figure 6.38 : Variation de la ductilité pour la structure (SN5)</i>	111

LISTE DES TABLEAUX

<i>Tableau 2.1 : tableau récapitulatif caractérisant les séismes choisis</i>	23
<i>Tableau 3.1 : les méthodes d'analyse structurales</i>	28
<i>Tableau 4.1 : résumé de la méthode par intégration directe de Newmark</i>	52
<i>Tableau 6.1. Données géométriques des éléments de la structure (SN5)</i>	71
<i>Tableau 6.2. Données géométriques des éléments de la structure (SN10)</i>	73
<i>Tableau 6.3. Données géométriques des éléments de la structure (SN15)</i>	75
<i>Tableau 6.4. Tableau récapitulatif des déplacements pic pour chaque séisme</i>	87
<i>Tableau 6.5. Moment à la base des voiles du sens (XX')</i>	99
<i>Tableau 6.6 : résumé des facteurs de ductilité en courbure de la structure (SN15)</i>	107
<i>Tableau 6.7 : résumé des facteurs de ductilité en courbure de la structure (SN10)</i>	109
<i>Tableau 6.8 : résumé des facteurs de ductilité en courbure de la structure (SN5)</i>	111

Liste des symboles

A	amplitude maximum du signal.
A_s	armatures verticales de rive.
A_{sv}	armatures longitudinale d'âme.
$[C]$	matrice d'amortissement.
D_i	les modes propres normalisés.
E_s	Module d'élasticité de l'acier.
F_a	force d'amortissement.
F_I	force d'inertie.
F_s	force élastique de rappel.
F_{ci}	est la force de compression du béton comprimé des différentes parties du voile.
F_{si}	est la force de compression résultante des armatures comprimées des différentes parties du voile.
F_{Rcw}	La résistance de calcul de la bielle comprimée.
F_{Rsw}	La résistance de calcul de la bielle tendue.
$[K]$	matrice de rigidité.
\bar{K}	rigidité effective.
K_0	La rigidité de déchargement de la boucle externe.
K_I	rigidité de déchargement de la boucle interne.
$[M]$	matrice de masse.
M_{Rd}	moment fléchissant résistant ultime.
M_u	le moment ultime.
M_w	magnitude de Richter.
N_c	force de compression du béton comprimé.
N_{Rd}	Effort normal de compression résistant ultime.
N_s	force de compression résultante des armatures comprimées de rives.
N_u	La force axiale ultime.
R	distance de la source.
S_t	l'espacement entre deux cadres transversales.
T	période.
T_s^1	force de traction résultante des armatures tendues de rive.
T_s^2	force de traction résultante des armatures tendues de milieu.

$V_{Rd,c}$	Effort tranchant résistant ultime.
$V_{Rd,max}$	capacité de résistance de la bielle comprimée de béton.
$V_{Rd,s}$	capacité de l'armature horizontale.
X	déplacement relatif.
\dot{X}	vitesse relative.
\ddot{X}	Accélération relative.
X_a	déplacement absolu.
X_g	déplacement du sol.
X_u	distance de l'axe neutre du voile.
a_{gR}	accélération maximale du sol.
b_i	constantes d'intégration de Newmark.
b_w	largeur du voile.
c	distance de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée de la section du voile.
f_{bc}	contrainte du béton non confiné.
f_c	première force limite dans la région opposée.
f_{cd}	valeur de calcul de la résistance en compression du béton sur cylindre.
f_{ck}	résistance caractéristique à la compression notée.
f_y	deuxième force limite dans la région de la direction à suivre.
f_{yh}	limite d'élasticité spécifiée des armatures transversales.
h	hauteur du cadre des armatures transversales.
h_w	hauteur totale du voile mesurée a partir de la base jusqu'au sommet de la structure.
$l_{c,min}$	longueur des zones de rives confinées.
l_w	longueur du mur en plan.
r	rigidité post-élastique.
x_c	premier déplacement limite dans la région opposée.
x_i	les distances entre le point d'application des efforts et l'axe neutre.
x_m	déformation maximale dans la région de la direction à suivre.
x_y	le deuxième déplacement limite dans la région de la direction à suivre.
Δt	pas de temps.
α	Paramètre de la rigidité de déchargement.
α	rapport de forme prédominant du voile.

α_{cc} est le coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance à la compression et des effets défavorables résultant de la façon dont la charge est appliquée.

β et γ paramètres d'intégration de Newmark.

γ facteur de réduction de la rigidité de déchargement de la boucle externe.

γ_c coefficient de partiel sécurité pour le béton.

δ_u déplacement ultime du voile au sommet.

ϵ_{c2} déformation de compression du béton sous la contrainte maximale.

ϵ_{cu2} déformation de compression ultime du béton.

$\epsilon_{sy,d}$ Allongement élastique de l'armature sous charge maximale.

ϵ_{uk} Allongement ultime de l'armature sous charge maximale.

μ_ϕ ductilité en courbure à atteindre.

ρ_{vt} pourcentage volumique des armatures transversales.

σ_c contrainte du béton non confiné.

ϕ_i modes propres.

ϕ_u courbure à la fin de la phase plastique.

ϕ_y courbure à la fin de la phase élastique.

ω_i pulsations propres

ω_v rapport mécanique des armatures verticales A_{sv} d'âme

ω_{wd} rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises dans les éléments de rive

v_d effort normal réduit dans la section du voile

CHAPITRE 1 :
INTRODUCTION GENERALE

1.1. GENERALITE

Les séismes constituent l'un des aléas les plus destructifs en Algérie, dont le nord se trouve dans une zone de forte sismicité. L'analyse du comportement sismique des structures dans ces zones constitue un meilleur outil de prévention du risque sismique. Aujourd'hui, si le mécanisme du séisme est mieux connu, tant du point de vue de son origine que de sa propagation, il reste encore un phénomène imprévisible. Depuis plusieurs années, la nouvelle génération des codes et règlements parasismiques que le dimensionnement des structures et/ou la vérification des constructions existantes contre l'action des séismes doit s'appuyer nécessairement sur des analyses non-linéaires (dimensionnement en capacité et comportement dissipatif des structures). Ce qui conduit d'une part à maîtriser la ductilité des éléments structuraux et la position des zones critiques et d'autre part de hiérarchiser les modes de rupture.

Les codes de calcul parasismiques (RPA99/2003, Eurocode 8) valorisaient les structures dissipatives en permettant de réduire par un facteur de comportement l'action de calcul qui sert à les dimensionner à l'aide d'une analyse élastique. Surtout s'il s'agit de la conception d'une structure neuve. Cette approche est cependant inadéquate pour la réévaluation de structures existantes et de la conception de structures irrégulières dont le comportement dynamique est trop complexe pour être traité par une méthode simplifiée. Par conséquent, l'utilisation de l'analyse linéaire devient insuffisante (voire non économique). En présence de non-linéarités, certaines méthodes ne sont plus applicables ou alors leur adaptation aux cas particuliers exige une très bonne connaissance de leur fondement théorique.

Pour d'autres situations ou il est intéressant d'évaluer au plus juste les marges de sécurité, il est également intéressant d'employer des méthodes plus complètes permettant de prendre en compte les diverses sources possibles d'atténuation des efforts sismiques. La méthode la plus rigoureuse et plus complète d'analyse des structures dont le comportement est non-linéaire sous action sismique est le calcul dynamique temporel non-linéaire qui permet de reproduire le plus fidèlement le comportement de la structure et de connaître ces états de performances à différents instants du séisme.

Actuellement, plusieurs méthodes et outils d'analyse ont été élaborés, et plusieurs travaux ont été réalisés dans ce domaine. Memari et al. [1] ont réalisé une étude sismique appliquée sur un bâtiment de 32 étages en béton armé. Les méthodes utilisées comprenaient des analyses statiques et dynamique linéaire et non linéaire en utilisant des logiciels sophistiqués. Les

paramètres variés sont la formation des rotules plastiques et le déplacement inter-étage. Ils ont conclu que les limites des déplacements inter-étage dans les codes ne prédisent pas nécessairement le degré de dommage que ce type de construction peut supporter lors d'un violent séisme. Dans une autre étude, Boivin *et al.* [2] ont évalué la performance sismique d'un bâtiment de 12 étages en voiles de contreventement dimensionné selon le code canadien CNBC 2005. Le bâtiment est analysé dans le régime non-linéaire. Cette étude a montré que l'enveloppe de dimensionnement à la capacité de cisaillement sous-estime largement celle prédite par le code, ce qui augmente le risque de rupture par cisaillement. En Algérie, l'analyse de la pathologie de quelques structures endommagées par le séisme de Boumerdes en 2003, a montré que ces structures ont souffert d'un manque flagrant dans la performance sismique [3].

1.2. OBJECTIF

L'objectif de ce mémoire traite une étude du comportement non linéaire des structures dimensionnées selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/v2003), contreventées par des voiles en béton armé sous les enregistrements sismiques locaux en Algérie, en utilisant la méthode dynamique non linéaire sous quelques enregistrements sismiques réels. Pour la réalisation de cet objectif, ce travail est organisé en cinq chapitres. Après une introduction générale, qui expose l'importance du sujet, le premier chapitre présente quelques définitions sur les séismes et ses caractéristiques. Dans ce contexte, des notions sur les enregistrements sismiques utilisés dans ce travail sont exposés.

Le deuxième chapitre, donne une synthèse sur les travaux réalisés sur le comportement non linéaire et la performance sismique de quelques structures en béton armé. Ensuite, il expose les différentes méthodes d'étude du comportement non linéaire des structures en béton armé.

La procédure d'évaluation des efforts résistants concernant le moment fléchissant, l'effort tranchant et l'effort normale dans une section du voile en béton armé a fait l'objet du troisième chapitre. Dans ce chapitre aussi, on a exposé la méthode analytique d'évaluation de la ductilité locale dans les voiles.

Le quatrième chapitre concerne la démarche de la méthode dynamique non linéaire. On commence par la présentation des lois du comportement des matériaux (non linéarité matériel) et la loi de comportement hystérétique de Takeda (non linéarité géométrique). Enfin,

on développe en détail la méthode dynamique non linéaire par intégration directe de Newmark utilisée dans cette étude. Dans ce contexte un organigramme détaillé est illustré.

Le dernier chapitre est consacré à l'étude du comportement dynamique non linéaire des structures en béton armé sous enregistrements sismiques locaux. En premier lieu, on identifie les trois structures qui seront traitées. Puis, on analyse le comportement non linéaire en termes de déplacement inter-étages, le déplacement global à la tête, la variation de l'effort tranchant, le moment fléchissant, et la capacité portante ainsi que la ductilité locale en courbure dans les voiles de chaque structure identifiée.

Finalement, des conclusions sont extraites de cette étude, et des recommandations seront exhortées aux intéressés de ce domaine.

CHAPITRE 2 :
NOTIONS SUR LES
ENREGISTREMENTS
SISMIQUES

2.1. INTRODUCTION

Le séisme est un risque naturel majeur le plus meurtrier, qui cause le plus de dégâts. Si le mécanisme du séisme est aujourd'hui mieux connu, tant du point de vue de son origine que de sa propagation, il reste encore un phénomène imprévisible. L'objectif de ce chapitre décrit plus particulièrement des notions sur les enregistrements sismiques. D'abord, on expose quelques aspects sismologiques comme la tectonique et le mouvement des plaques, la localisation et la classification des séismes. Ensuite, la caractérisation des ondes sismiques est expliquée par la représentation dans le temps du mouvement sismique enregistré en un site par des sismogrammes et des accélérogrammes, ainsi que par son signal fréquentiel ou le spectre de réponse. Puis, on donne quelques caractéristiques de la sismicité algérienne comme l'aléa et le zonage sismique de l'Algérie. En fin, on identifie les séismes choisis pour notre étude.

2.2. NOTIONS SIMOLOGIQUE

2.2.1. Définitions

Le mot **Séisme** est un mot grec "seismos", signifie secousse de la terre, ou **tremblement de terre**. C'est donc un mouvement, plus ou moins violent, du sol que l'on peut artificiellement décomposer dans les trois directions : nord-sud (E_{dy}), est-ouest (E_{dx}) et verticale (E_{dz}) (Figure 2.1), et le déplacement horizontal différentiel entraîne des rotations ($E_{\theta x}$, $E_{\theta y}$, $E_{\theta z}$) [4].

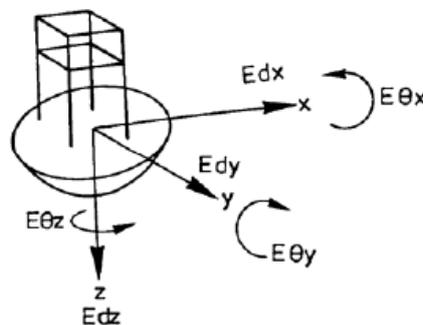


Figure 2.1. Composantes de l'action sismique [4].

Le point où se produit un séisme est connu sous le nom d'hypocentre (foyer) et sa projection à la surface terrestre est l'épicentre (Figure 2.2). La rupture se propage au long d'une faille dont les dimensions varient selon la magnitude du séisme. Où celle-ci mesure l'énergie libérée, elle dépend du "moment sismique", donc de la rigidité du milieu, de la surface et du déplacement de la rupture [4].

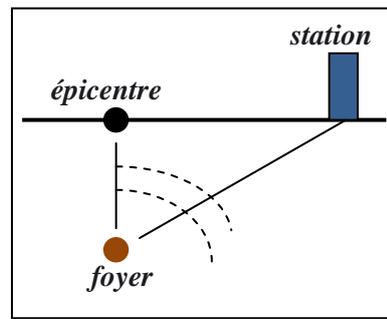


Figure 2.2 : Caractéristiques principales d'un séisme.

2.2.2. Quantification des séismes

2.2.2.1. La magnitude de Richter

La magnitude d'un séisme (notée M) est un chiffre sans dimension, représentant l'énergie libérée lors de la rupture, notion introduite en 1935 par le sismologue Charle Francis Richter [5]. La magnitude est unique pour un séisme et indépendante du lieu d'observation.

Estimée par exploitation des sismogrammes, la magnitude est théoriquement illimitée. Elle se calcule à partir des différents types d'ondes sismiques en tenant compte de paramètres comme la distance à l'épicentre, la profondeur de l'hypocentre, la fréquence du signal, le type de sismographe utilisé, etc. La magnitude n'est pas une échelle mais une fonction continue logarithmique [5]. Elle est généralement calculée à partir de l'amplitude ou de la durée du signal enregistré par un sismographe [5]. Sous la relation suivante :

$$M = \log\left(\frac{A}{T}\right) + f(R) + C \quad (2.1)$$

Où A : amplitude maximum du signal. T : période. R : distance de la source C : correcteur.

2.2.2.2. L'intensité macrosismique

L'intensité macrosismique EMS 98 est estimée par observation des désordres sur les bâtiments et les infrastructures, ainsi que par la perception du séisme par la population. Elle comporte douze niveaux (de I à XII). Pour un même séisme, l'intensité macrosismique varie dans l'espace en fonction de la distance à l'épicentre et des phénomènes annexes, tels que l'amortissement ou l'amplification des ondes sismiques (effets de site). La zone d'intensité maximale est appelée épicentre macrosismique et peut être différente de l'épicentre réel [5].

2.2.2.3. Relation entre intensité et magnitude

Il n'y a pas de relation directe entre l'intensité et la magnitude. Les deux grandeurs sont difficilement comparables. Un séisme de forte magnitude avec un foyer profond et dans une région peu peuplée sera peu destructeur et donc sera qualifié de faible intensité. Au contraire, un séisme superficiel, même de magnitude moindre pourra être très destructeur et donc caractérisé par une grande intensité [5].

2.3. TYPES D'ONDE SISMIQUE

La connaissance des caractéristiques des différents types d'ondes et de leurs modes de propagation permet de comprendre leur action sur une structure donnée en fonction du site géologique et de sa distance au foyer [6].

2.3.1. Les ondes de volume

Elles se propagent dans la masse terrestre depuis la source, elles sont réfléchies et/ou réfractées par les limites de couches de sol de densités différentes et par la surface. Ce sont les ondes de volume qui provoquent les déformations des constructions courantes sous l'effet des forces d'inertie.

- **Les ondes P (Primaires)** qui progressent en animant les sols traversés en compression/dilatation comme les spires d'un ressort (Figure.2.3) [6].
- **Les ondes S (Secondaires)** qui progressent en cisillant le sol perpendiculairement à leur sens de cheminement (Figure.2.3) [6].

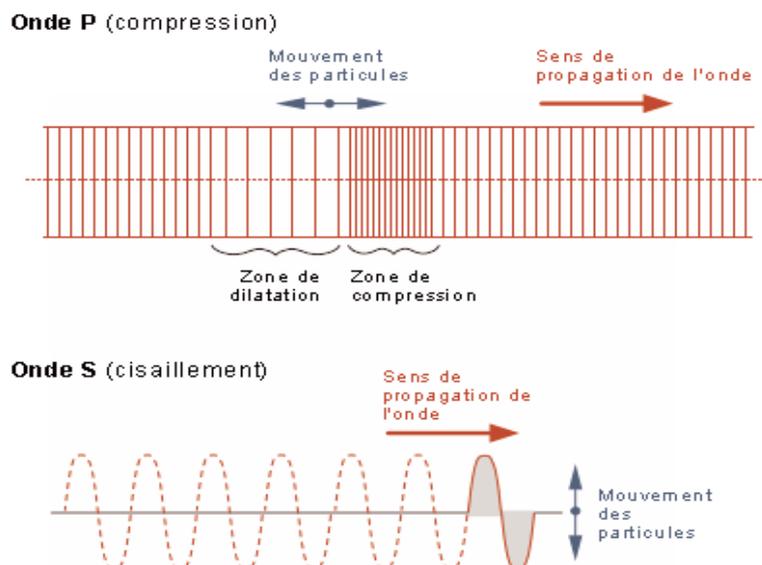


Figure 2.3 : Représentation schématique du mouvement des ondes P et des ondes S

(Document Université de Laval - Québec) [6].

2.3.2. Les ondes de surface

Elles sont générées par l'arrivée des ondes de volume 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 ou ondes L** : sont des ondes de cisaillement, comme les ondes S, mais qui oscillent dans un plan horizontal. Elles engendrent au sol un mouvement de vibration latéral (Figure.2.4) [6].
- **Les ondes de Rayleigh ou ondes R** : sont assimilables à une vague; les particules du sol se déplacent selon une ellipse rétrograde, créant une véritable vague qui affecte le sol lors des grands tremblements de terre (Figure.2.4) [6].

onde L (de compression).



onde de Rayleigh.

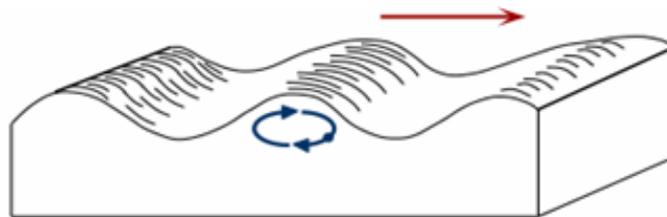


Figure 2.4 : Représentation schématique du mouvement des ondes L et R [6].

2.4. REPRÉSENTATION DU MOUVEMENT SISMIQUE

2.4.1. Caractéristiques d'une onde sismique

La **période** et l'**amplitude** caractérisent les phénomènes ondulatoires. Pour les séismes il peut s'agir de caractériser le déplacement des particules de sol, leur vitesse de déplacement et l'accélération du sol [6].

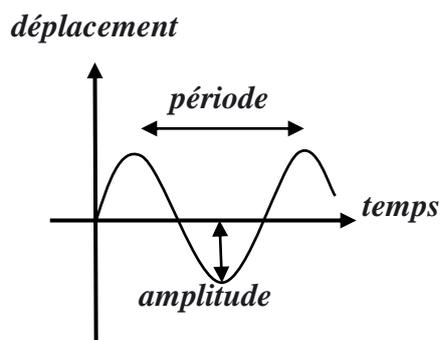


Figure 2.5 : Caractéristiques d'une onde sismique [6].

La **période** (T , en s) est l'inverse de La **fréquence** (f , en Hz). La période est la durée d'un cycle d'oscillation, la fréquence, le nombre de cycles par seconde. La notion de périodicité d'une sollicitation dynamique d'origine sismique est fondamentale pour la compréhension du comportement dynamique des structures.

L'**amplitude** du mouvement ondulatoire est d'autant plus importante que celui-ci est énergétique.

Un **signal sismique** est complexe et aléatoire. Il peut être représenté comme la **superposition d'ondes** (des différents types) de fréquences variées dont l'amplitude est plus ou moins importante (Figure.2.6). Un certain nombre de paramètres, dépendant de la source et des sols traversés conditionnent la nature du signal sismique en un lieu. L'enjeu sera d'identifier les fréquences très énergétiques des signaux sismiques possibles sur le site à construire [6].

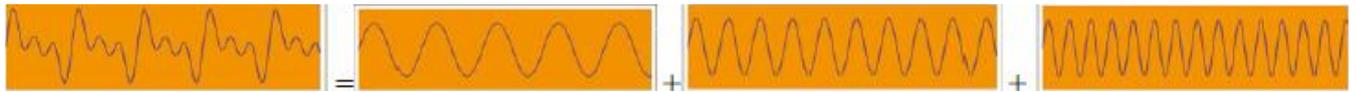


Figure 2.6 : La superposition d'onde [6].

2.4.2. Identifier le signal d'un séisme

La concordance entre les périodes de grande amplitude des oscillations pour un sol donné sous l'effet d'un séisme donné et les périodes propres d'oscillation d'une construction créent un phénomène de résonance qui peut multiplier les accélérations que subit la structure par 2 ou plus. C'est un des principaux facteurs de ruine s'il n'est pas pris en considération par le concepteur et le bureau d'études.

L'un des objets de la sismologie appliquée est d'associer à chaque site un spectre de réponse, qui permet à l'ingénieur d'évaluer l'amplification des ondes arrivant sur le site par le bâtiment.

2.4.3. Enregistrement des séismes

Les instruments qui sont utilisés en sismologie pour enregistrer les tremblements de terre s'appellent des sismographes.

Les sismographes furent construits pour première fois peu avant le début du XXème siècle. Même s'ils sont aujourd'hui plus sophistiqués, le principe de base utilisé est le même. Il s'agit de la loi du pendule : une masse suspendue à une colonne appuyée sur le sol, masse qui est donc relativement indépendante du mouvement de la colonne. Lorsque la colonne bouge en raison des ondes d'un séisme, l'inertie de la masse fait que celle-ci reste stationnaire par rapport au mouvement de la colonne, ce qui permet d'enregistrer ce mouvement relatif à

l'aide d'une plume sur un papier enroulé autour d'un tambour qui tourne. Le registre s'appelle sismogramme [6].

La convention internationale est d'enregistrer les mouvements dans les trois directions : N-S, E-O et verticale. 3 types de capteurs: sismomètres (Déplacements), vélocimètres (Vitesses), accéléromètres (Accélérations). On utilise plus communément les accélérogrammes, enregistrements à partir desquels on peut retrouver la vitesse et le déplacement par calcul intégral [6].

- **Accélération** (exprimée en m/s^2 ou en % de g , $g = 9,81m/s^2$)

Les accélérations du sol sont mesurées dans les trois directions en fonction du temps. La recherche des pics d'accélération possibles sur une région donnée est le premier élément de l'évaluation du mouvement sismique pour l'application des règles de calcul réglementaire. Les accélérations, «en réponse» au séisme, de la structure conditionnent les forces d'inertie qui vont s'appliquer à la structure et auxquelles elle devra résister [6].

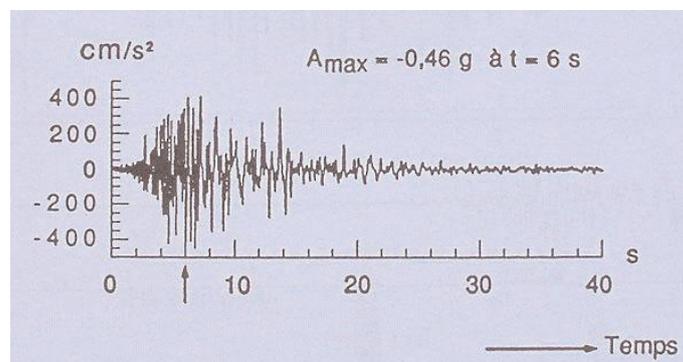


Figure 2.7 : Exemple d'accélérogramme (en cm/s^2) [6].

- **Vitesse** (exprimée en m/s)

Les vitesses du sol sont mesurées dans les trois directions en fonction du temps. La vitesse " en réponse " au séisme est un paramètre du comportement dynamique des structures.

La vitesse à laquelle se font les déformations dans une structure conditionne l'amortissement de l'énergie dynamique sous forme de chaleur, cette dissipation de l'énergie dynamique réduit le niveau de contraintes dans la structure, donc ses déformations [6].

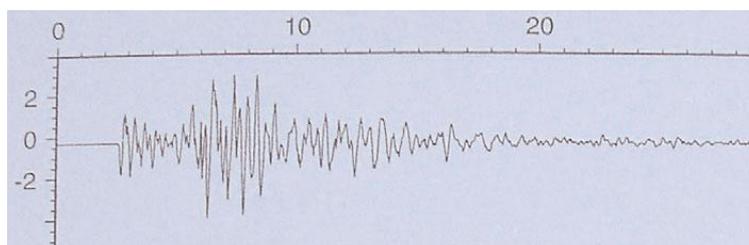


Figure 2.8 : Exemple de vélocigramme vertical [6].

- **Déplacement** (exprimé en m)

Les déplacements du sol sont déterminés dans les trois directions en fonction du temps. Une structure flexible peut subir des niveaux d'accélération et des forces d'inertie acceptables au regard de son dimensionnement, mais ses déformations peuvent être trop importantes à différents égards (pérennité de la structure, compatibilité avec les éléments secondaires et équipements [6]).

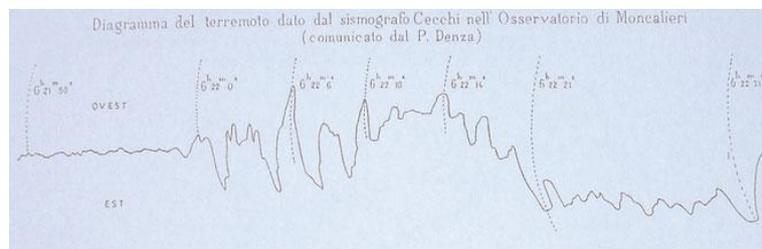


Figure 2.9 : Sismogramme Est-Ouest du séisme de 1887 [6].

2.4.4. Information à partir d'un accélérogramme

L'accéléromètre (ou accélérographe) est un appareil permettant de mesurer l'accélération du mouvement du sol [7]. L'enregistrement visuel produit par les accélérographes s'appelle l'accélérogramme. En sismologie de l'ingénieur, les informations directes suivantes sont systématiquement lues sur un accélérogramme:

- **Le pic d'accélération:** c'est la plus grande valeur (en absolue) de l'amplitude lue sur une des composantes horizontales d'un accélérogramme. Cette valeur est appelée le PHA (Peak horizontal accélération). Le PHA est important pour les spécialistes des structures parce qu'il est utilisé dans les cartes d'aléa sismique probabiliste [8].
- **La durée des secousses:** La durée de la secousse dépend du temps nécessaire à la rupture pour casser toutes les parties instables sur le plan de faille et de la propagation. Plus la surface de la faille est grande, plus la magnitude du séisme est grande et plus le temps de rupture est important. Le résultat est que la durée du mouvement fort augmente avec la magnitude du séisme. En sismologie de l'ingénieur on utilise souvent la durée encadrée (bracketed duration) [9].
- **Le contenu fréquentiel:** la réponse dynamique d'une structure (bâtiment, pont...) est très sensible aux fréquences proches ou égales à sa fréquence propre. Le contenu fréquentiel montre comment l'amplitude du mouvement du sol est distribuée parmi les différentes fréquences [7].

2.5. REPRÉSENTATION DU MOUVEMENT PAR " SPECTRE DE RÉPONSE "

Chaque système (défini par ses matériaux et sa géométrie) a une "période propre d'oscillation". La durée de cette période, propre au système, dépend de sa raideur, de sa masse et de la nature des liaisons entre ses éléments et avec le sol d'implantation.

Lorsque ce système est mis en mouvement par une action dynamique répétée du sol d'implantation, si la période de cette action correspond à la période propre d'oscillation du système, l'amplitude du mouvement du système augmente rapidement par mise en résonance [6].

Ainsi, chaque site, caractérisé par ses données physiques (matériaux, géométrie des accidents topographiques et/ou géométrie des couches de sol meuble sur le substratum), est un système qui va amplifier (ou atténuer) les différentes périodes qui composent le signal sismique qui lui parvient depuis la source, en le " filtrant ". Chaque site aura donc un signal propre en réponse à un séisme donné.

La réponse d'une structure est caractérisée par le niveau d'amplification ou d'atténuation du mouvement sismique que le sol lui transmet. Les constructions dont une période propre d'oscillation correspond à celles qui sont amplifiées par le site vont entrer en résonance avec le mouvement propre du site d'implantation, et leur mouvement en réponse pourra être multiplié par 2 et plus par rapport au mouvement de référence au rocher. C'est un des principaux facteurs de ruine totale en cas de séisme.

La conception parasismique des structures vise, la prévention de l'amplification des secousses reçues du sol par la structure.

Les études de sismologie visent donc la production, entre autres *outils d'aide à la conception*, de *spectres de réponse*, graphiques permettant à l'architecte et à l'ingénieur qui savent les lire de prendre en considération le phénomène d'amplification possible des secousses par la construction projetée.

On doit donc distinguer:

- Le spectre de réponse d'un site à un séisme donné.
- Le spectre de réponse d'un site aux différents séismes régionaux possibles.
- Le spectre de réponse réglementaire associé à une famille de sites comparables.

2.5.1. Spectre de réponse des structures pour un site donné et un séisme donné

Le spectre de réponse des structures en fonction de leurs périodes propres sur un site pour un séisme identifie les périodes du signal de ce séisme que ce site a amplifié parmi celles qui sont parvenues au sol rocheux sous-jacent (mouvement de référence), et ainsi celles qui ont pu exciter les structures de périodes propres concordantes qui y sont implantées [6].

Le spectre de réponse des structures, se présente sous la forme d'un graphique sur lequel on va lire le *coefficient d'amplification* (par mise en résonance) ou de dé-amplification (par non concordance des périodes sol-bâtiment) des paramètres du mouvement sismique (déplacement, vitesse, accélération), mesurés au sol, par les différentes structures. Ainsi, on lira sur le spectre de réponse, la réponse de la structure au signal du site en fonction de sa période propre d'oscillation et de son taux d'amortissement, comme montre la figure (2.10). Le spectre de réponse est établi par analyse du contenu fréquentiel du signal enregistré sur le site. Il est une représentation non temporelle, mais fréquentielle du séisme.

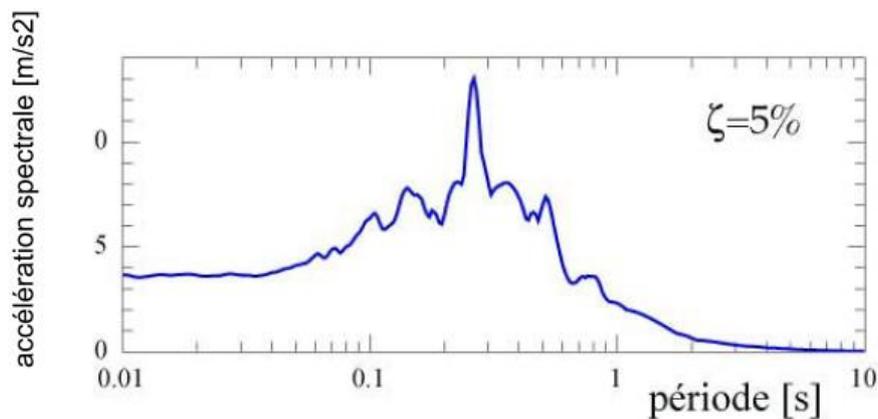


Figure 2.10 : Spectres de réponse en accélération d'un site donné et un séisme donné [10].

- **Pour un même séisme**, on constatera des amplifications importantes des oscillations de périodes courtes sur les sites rocheux, et de périodes longues sur les sols meubles de grande épaisseur.
- **Pour un même site**, les amplifications concerneront les périodes plus longues, mais à des niveaux plus faibles pour les séismes lointains que pour les séismes proches (les fréquences élevées sont plus amorties avec la distance).

2.5.2. Spectre de réponse pour un site donné et différentes sources sismiques

En termes de prévention, la connaissance du spectre de réponse d'un site pour un seul séisme n'est pas suffisante. En effet, les domaines fréquentiels des signaux parvenant d'une source proche ou lointaine ne sont pas les mêmes, on produira donc des spectres qui tiennent compte des différents signaux pouvant arriver sur le site, comme montre la Figure (2.11).

Le spectre de réponse des sites est un des outils issus des recherches en sismologie sans lesquels on ne peut pas faire de construction parasismique " démocratique ". Il permet de calculer avec des méthodes assez simples l'action d'un séisme sur les constructions courantes (domaine élastique) avec une bonne fiabilité (spectre propre au site) ou une assez bonne fiabilité pour les sols assez raides (spectre standard de la réglementation).

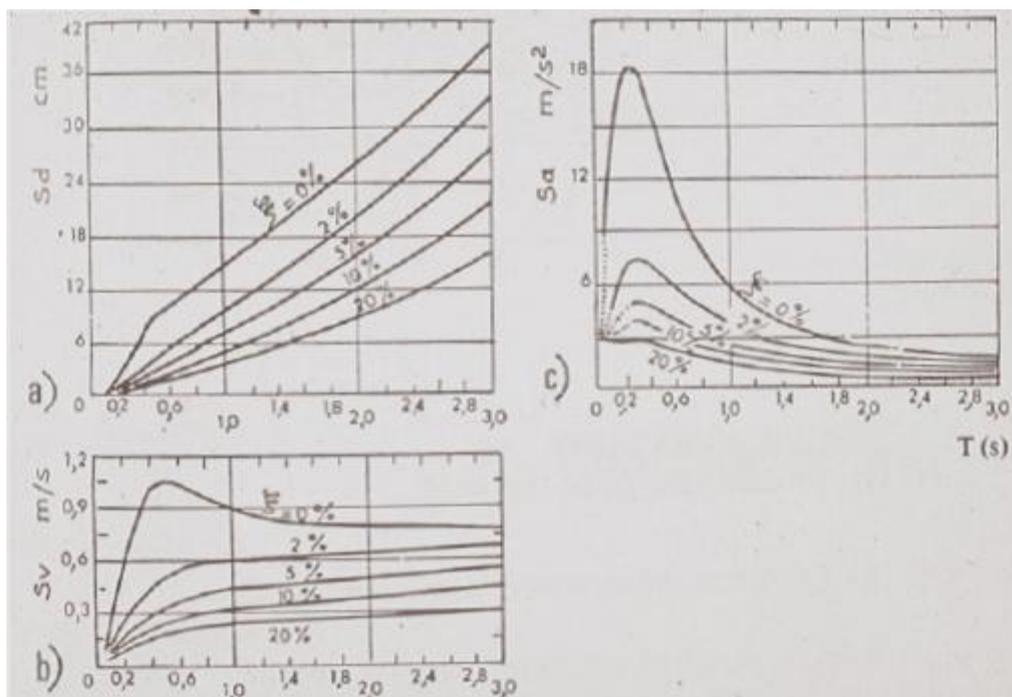


Figure 2.11 : Exemples de spectres de calcul pour un site (à El Centro, USA):
a) spectre de déplacement S_d , b) Spectre de vitesse S_v , c) Spectre d'accélération S_a [6].

2.5.3. Spectre de réponse réglementaire

Lorsqu'il s'agit de mettre en œuvre une réglementation applicable à tout le monde à l'échelle d'un territoire national, quelques spectres de réponse doivent permettre de représenter l'enveloppe des différents séismes possibles sur tous les sites, de façon à faciliter les études de dimensionnement des structures courantes.

A partir des spectres de réponse sur un site pour plusieurs séismes de sources différentes (signaux différents) on détermine des spectres de calcul qui enveloppent, en les lissant, les

différents pics des spectres réels. On peut alors les utiliser pour le calcul des structures en lisant sur l'ordonnée un niveau d'amplification légèrement surestimé.

En Algérie, les règles RPA99/v2003 (qui concernent tous les bâtiments courants situés en zone sismique) classent les sites selon quatre types S1, S2, S3 et S4 (du rocheux au très meuble) qui sont censés représenter tous les cas de figures.

Les méthodes de calcul des ouvrages à risque normal concernés par les règles RPA99/v2003, calcul modal spectral, utilisent le spectre de réponse en accélération du mouvement sismique.

La forfaitisation des différents sites d'implantation par 4 spectres de réponse en accélération, correspondant à 4 sites types pour l'ensemble du territoire national, s'accompagne d'une marge d'erreur négligeable pour les structures de pic d'amplification important et de période T faibles ($< 0,7$ s), ce qui donne des niveaux d'accélération réelle identiques pour les quatre sites différents (S1, S2, S3 et S4). Par contre, ce qui est logique, que le spectre S4 (sols très meubles) donne des niveaux d'accélération en réponse plus importants pour les structures de période T élevées ($> 0,7$ s) que les spectres pour sols rocheux (S1) (Mise en résonance possible des structures flexibles par les sols souples). Ce constat est bien illustré dans la figure (2.12).

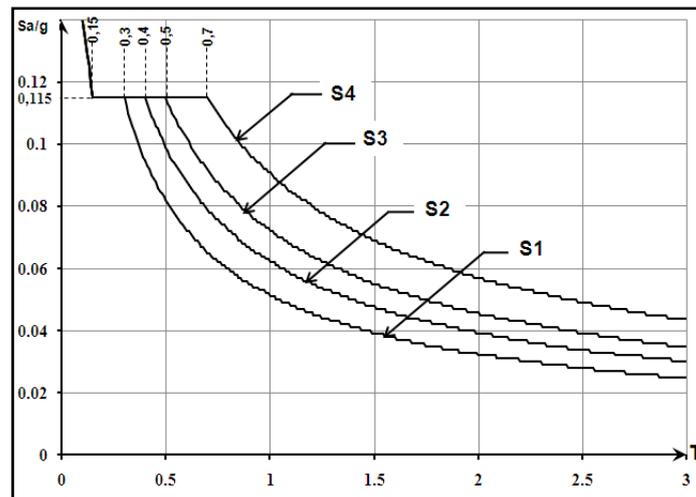


Figure 2.12 : Exemple de spectre réglementaire en accélération (Règles RPA99/v2003).

2.6. NOTION SISMOLOGIQUE EN ALGERIE :

Historiquement, l'Algérie est connue pour être une zone sismique très active [11]. Les investigations de paléosismicité effectuées après le séisme d'El Asnam ont permis de révéler l'existence de traces d'anciens séismes qui auraient affecté cette région.

Ces travaux ont montré l'existence de plusieurs séismes importants avec rupture en surface ($M_s > 6,5$) ayant affecté la région depuis au moins 600 ans environ. Ces données de paléosismicité permettant également d'estimer la récurrence des événements sismiques qui auraient marqué cette région.

2.6.1. Alea sismique de l'Algérie

On définit comme l'alea sismique d'une région le niveau d'un fort séisme qui risque de se produire dans cette région, généralement caractérisé par la valeur de l'accélération de pointe a_{gR} ou PGA et reportée sur les cartes de zonation de l'alea sismique. Cette définition pose le problème de l'établissement de la valeur de calcul a_{gR} .

Dans une région sismique donnée, il se produit de nombreux tremblements de terre au fil du temps et on observe qu'il existe une relation entre la magnitude de ces séismes et leur fréquence d'apparition : les petits séismes sont nombreux, les gros sont rares. Des lois statistiques ont été établies par différents chercheurs : Gutenberg-Richter, Ambraseys.

Une fois connue la loi (magnitude - fréquence d'apparition) pour une région donnée, il est possible de définir l'alea sismique à utiliser dans les projets de construction, à condition de définir la probabilité d'arrivée du séisme contre lequel on décide de se prémunir. Ce choix doit résulter d'une balance entre sécurité et coût, car plus la probabilité d'arrivée du séisme choisie est faible, plus le niveau d'action a_g et le coût de l'aspect antisismique de la construction sont élevés. La Figure (2.13) montre la carte de l'aléa sismique de l'Algérie.

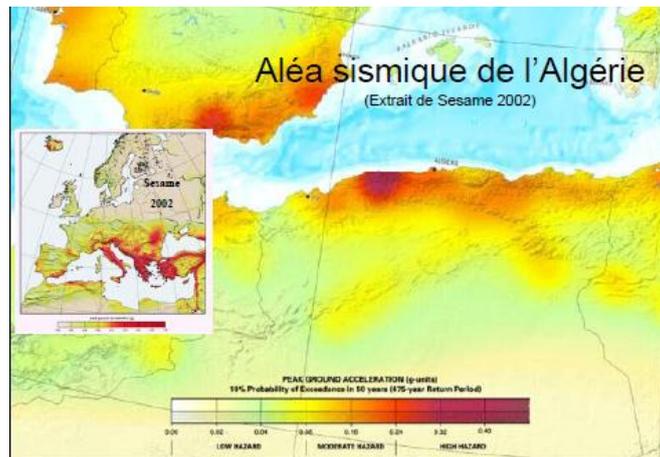


Figure 2.13 : Carte de l'Aléa sismique de l'Algérie [12].

2.6.2. Zonage sismique de l'Algérie

La méthodologie de sismicité employée pour évaluer le risque séismique en Algérie du nord tient compte des caractéristiques sismiques et des différents dispositifs tectoniques du secteur étudié [13, 14, 15]. Les résultats obtenus à partir d'une étude antérieure sont non seulement conformés aux dispositifs tectoniques dans la région mais également à la taille de la sismicité enregistrée pendant les 300 dernières années. Basé sur notre travail, l'Algérie du nord apparaît comme le secteur le plus dangereux dans la région d'Ibero-Maghrebian. Selon les résultats obtenus en termes de PGA pendant une période de retour de 475 ans et par l'élaboration du CRAAG, un préliminaire de zonage sismique de l'Algérie du nord a été effectué (Figure 2.14).

Le territoire Algérien est divisé en cinq zones sismiques de 0 à III [16]. Ce zonage n'est pas seulement une carte d'aléa sismique. Il répond également à un objectif de protection parasismique dans des limites économiques supportables pour la collectivité. Le RPA99/03 détermine 5 zones de sismicité croissante :

- **Zone 0** : sismicité négligeable.
- **Zone I** : sismicité faible.
- **Zone IIa et IIb** : sismicité moyenne.
- **Zone III** : sismicité élevée.

La Figure (2.14) représente la carte des zones sismiques de l'Algérie et le zonage global des différentes wilayas. Ce zonage sismique du territoire Algérien montre que la bande tellienne notamment dans sa frange littorale est soumise au degré d'aléa sismique le plus élevé.

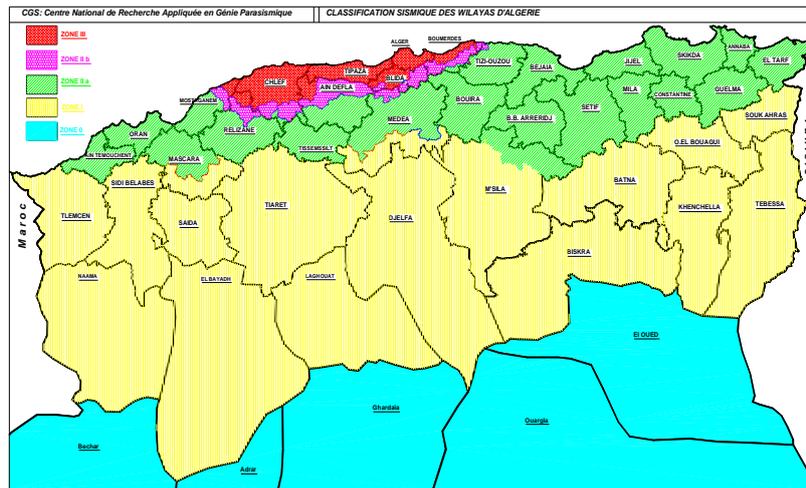


Figure 2.14: Carte du zonage sismique de l'Algérie (RPA99/2003) [16].

Le RPA99/2003 donne la classification sismique par wilaya et par commune lorsque la wilaya est partagée entre deux zones sismiques différentes.

2.7. DESCRIPTION ET CARACTERISTIQUES DES SEISMES CHOISIS POUR NOTRE ETUDE

L'activité sismique en Algérie du Nord connue remonte au 02 Janvier 1365, date à laquelle s'est produit le séisme à Alger ($I_0 = X$) [17]. Depuis, de nombreux séismes se sont produits, parmi eux certains violents et meurtriers. Parmi ces séismes nous pouvons citer ceux qui ont touché Alger en 1716 ($I_0 = X$), Oran en 1790 ($I_0 = XI-X$), Gouraya en 1891.

Dans une période plus récente, on peut citer les séismes d'Orleansville (09/09/1954), d'El Asnam ($M_w = 7.3$) (10/10/1980) de Constantine (27/10/1985), de Tipaza (29/10/1989), de Mascara $M_w 5.7$ (17/08/1994), d'Alger (04/09/1996), d'Ain Temouchent ($M_w 5.7$) (22/12/1999), de Beni Ouartilane ($M_w = 5.6$) (10/11/2000) et de Boumerdes-Alger ($M_w = 6.8$) (21/05/2003).

Parmi les séismes importants qui ont touché l'Algérie, le séisme d'El Asnam du 08/11/1980 et le séisme de Boumerdes du 21/05/2003, ont été choisis pour réaliser notre étude, et prendre comme des séismes témoins ceux de Loma Prieta et d'El Centro.

2.7.1. Séisme d'El Asnam 08/11/1980

La région d'El Asnam a connu dans le passé plusieurs séismes destructeurs dont celui du 09 Septembre 1954, et 10 octobre 1980. La sismicité de la région d'El Asnam s'explique par le fait qu'elle se situe au niveau de la région nord Algérienne qui se déforme peu à peu en raison de la convergence des deux plaques Africaine et Eurasiatique.

Après le séisme de 10 octobre 1980, la région a vécu une autre réplique un mois après le 08 novembre 1980. Il est intéressant de noter que la magnitude de ce séisme a été 5,6 [18]. La figure (2.15) schématise les enregistrements sismiques (E-W) et (N-S) enregistrés à El Asnam le 08 novembre 1980, il est bien visible que le pic d'accélération horizontale maximale du sol a été environ 0,21g à l'instant $t=2,75s$ à partir de l'enregistrement sismique de la direction (N-S).

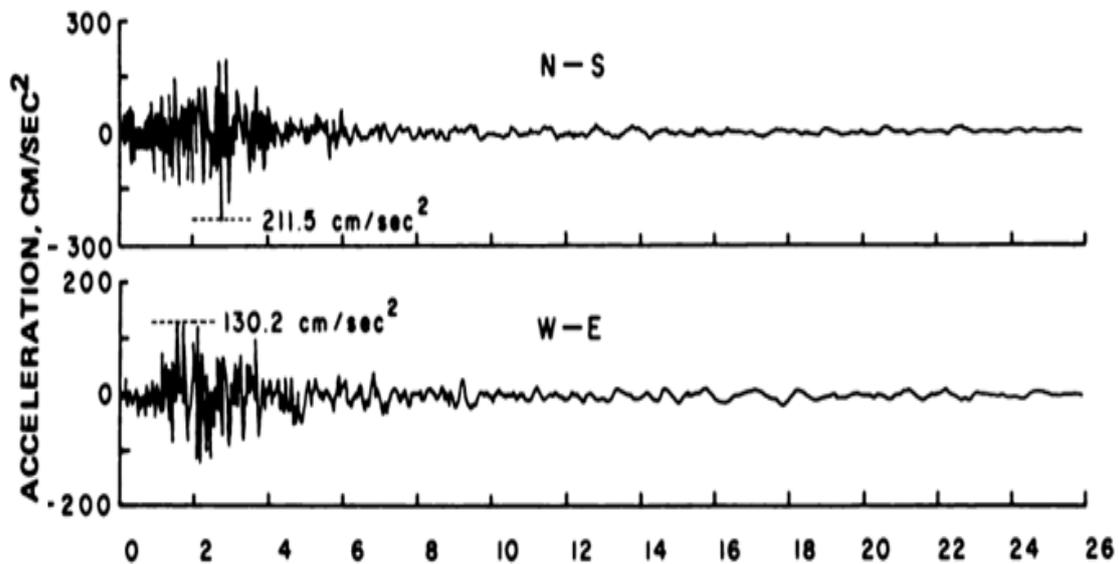


Figure 2.15 : l'enregistrement sismique du séisme d'El Asnam de 08/11/1980 de SOGEDIA [18].

2.7.2. Séisme de Boumerdes 21/05/2003

Le 21 Mai 2003, la région de Boumerdes-Alger a été touchée par un important séisme qui a entraîné la mort plus de deux milles personnes et causé des dégâts extrêmement importants estimé à près de 3 Milliard de dollars [19]. Le séisme de Boumerdes est ainsi le plus important qu'a connu la région algéroise depuis plusieurs siècles et le second événement majeur ayant affecté l'Algérie du Nord après celui d'El Asnam du 10.10.1980.

Le choc principal de magnitude $M_w=6.8$ s'est produit à 19h 44mn 36s dans la région de Zemmouri (Wilaya de Boumerdes), plus précisément en mer, à 7 Km au nord de cette localité (36.91°N , 3.58°E). Avec un foyer situé à environ 7Km de profondeur, ce séisme superficiel a donc affecté une large zone dans une direction s'étendant de Dellys à Alger. La figure (2.16) représente les enregistrements sismiques (E-W) et (N-S) enregistrés à KEDDARA le 23 mai 2003, il est bien clair que le pic d'accélération maximale du sol a été environ $0,34g$ à l'instant $t=7,49s$ à partir de l'enregistrement sismique de la direction (W-E).

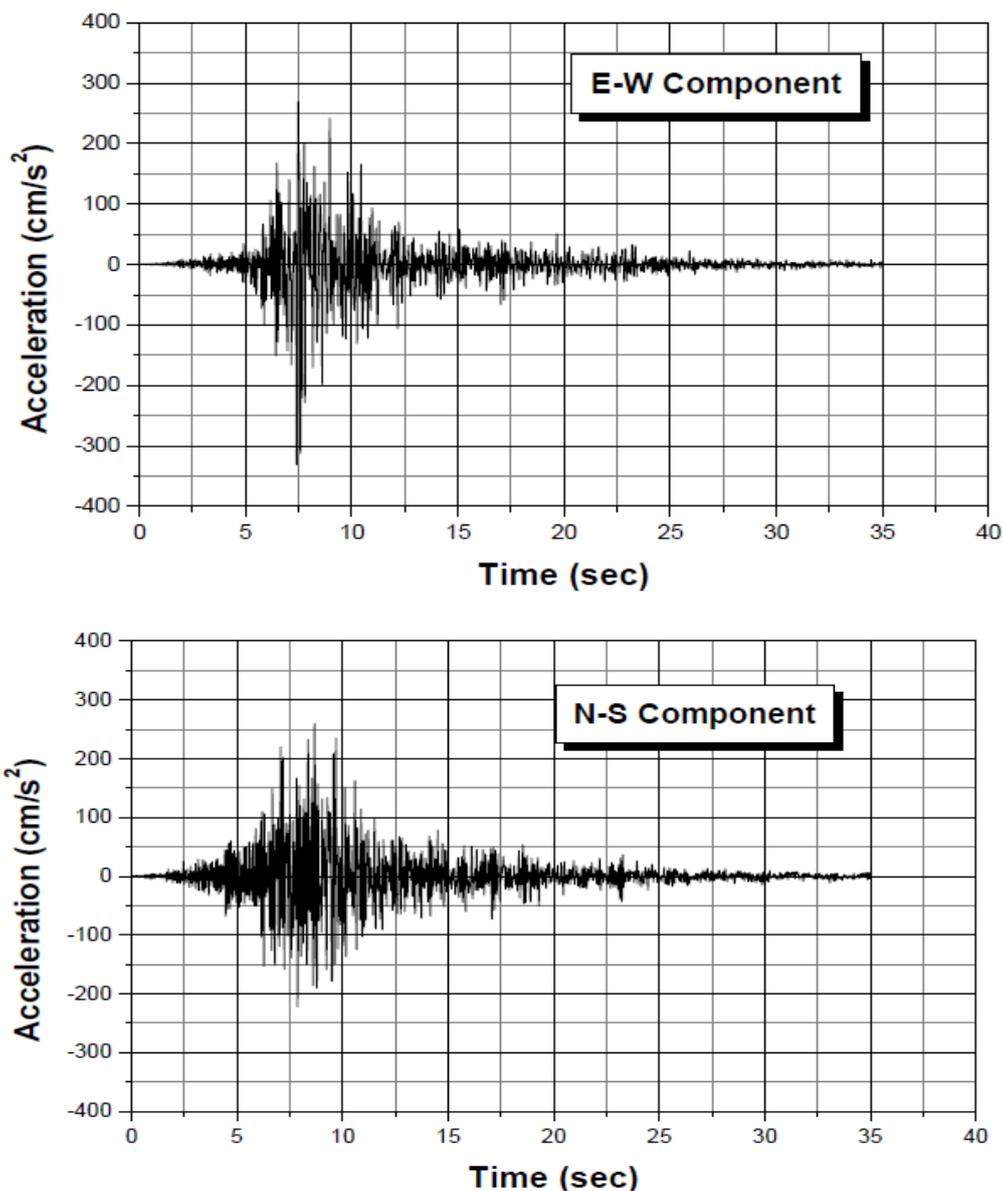


Figure 2.16 : l'enregistrement sismique du séisme de Boumerdes 23/05/2003 de KEDDARA [20].

2.7.3. Séisme de Loma Prieta de 17/10/1989

Le séisme de Loma Prieta a été le plus grand séisme à se produire dans San Andrea depuis 1906, et le plus grand en Californie depuis 1952. Les tremblements de terre de magnitude 7 ou plus se produisent, en moyenne, environ une fois tous les 18 ans en Californie. Les événements ne se produisent pas très régulièrement, par exemple, la période de 1895 à 1915 a été très actif dans le nord de la Californie, alors que les 50 prochaines années ont été très calmes. En San Andreas, Californie, le mardi 17 Octobre 1989, tout commence par un grognement provenant des profondeurs de la terre. Soudain, un tremblement gagne en intensité et frappe la région, de magnitude de 7,1 à latitude de 37 degrés, 02 minutes au nord, longitude 120 degrés, 53 minutes à l'ouest, à une profondeur de 11,5 miles.

La figure (2.17) représente les enregistrements sismiques (E-W) et (N-S) enregistrés à Loma Prieta le 17 octobre 1989. L'accélération maximale du sol a été déterminée dans la direction (N-S) d'une valeur de 0.346g à l'instant $t=4,52s$.

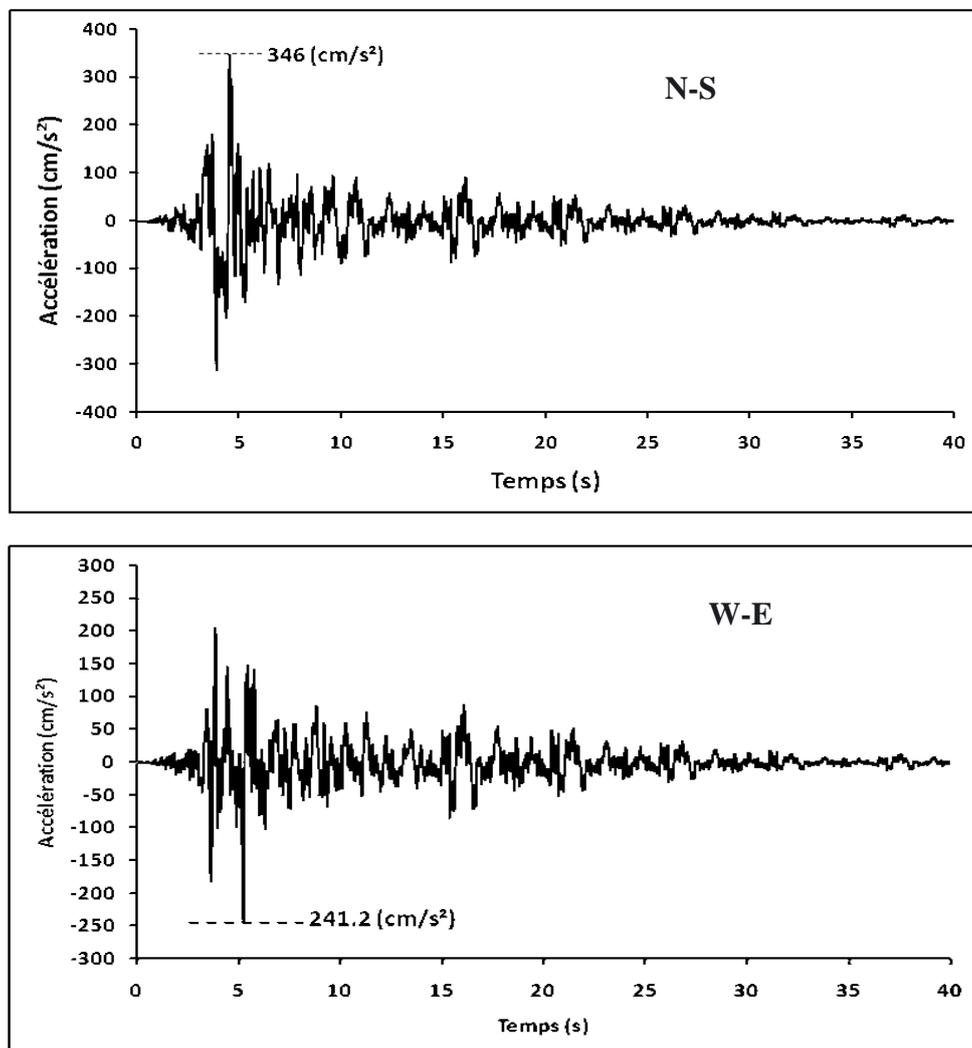


Figure 2.17 : l'enregistrement sismique du séisme de Loma Prieta de 17/10/1989.

2.7.4. Séisme d'El Centro de 19/05/1940

Le dimanche 19 mai 1940 à 15 :40, la Comté de San Diego a été trop secoué. C'était l'un des plus forts tremblements de terre dans la région depuis des décennies.

La magnitude du séisme est a été noter d'une valeur égale à 7.2. Le séisme a frappé à 167.37Km de l'est-sud-est de Tijuana et de 10Km de profondeur [23]. La figure (1.18) représente les enregistrements sismiques (E-W) et (N-S) enregistrés à El Centro le 19 mai 1940, il est bien clair que le pic d'accélération maximale du sol a été environ 0,349g à l'instant $t=2,12s$ à partir de l'enregistrement sismique de la direction (N-S).

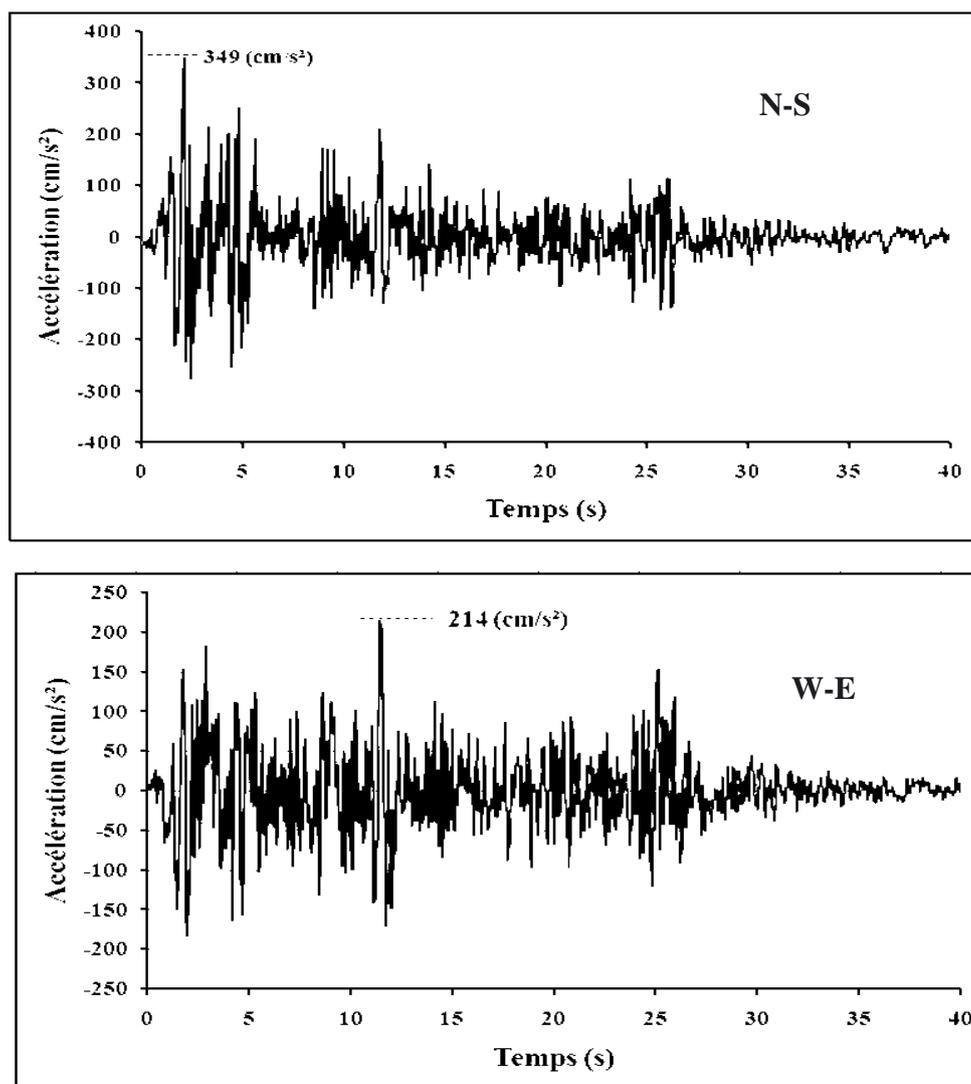


Figure 2.18 : l'enregistrement sismique du séisme d'El Centro de 19/05/1940.

Le tableau (2.1) résume les caractéristiques physiques des quatre séismes choisis ainsi que date et lieu d'enregistrement.

Séisme	Date	Magnitude	Lieu d'enregistrement	Accélération du sol maximale (PGA)
El Asnam [18]	08/11/1980	5,6	EL ASNAM	0,211 g
Boumerdes [20]	23/05/2003	6,8	KADDARA	0,340 g
Loma Prieta [22]	17/10/1989	7,1	SAN ANDREAS	0,346 g
El Centro [23]	19/05/1940	7,2	EL CENTRO	0,349 g

Tableau 2.1 : tableau récapitulatif caractérisant les séismes choisis.

2.8. CONCLUSION

Dans ce chapitre on a essayé de rendre les aspects sismologiques plus lisibles dans un enregistrement sismique. Puis, une gamme d'enregistrements sismiques a été bien décrite y compris les séismes locaux d'El Asnam (08/11/1980) et de Boumerdes (23/05/2003), et des séismes historiques tels de Loma Prieta et d'El Centro, ces deux derniers vont être utilisés comme témoin du comportement local. En retrouve ces enregistrements sismiques dans le chapitre 6, afin de réaliser notre étude.

CHAPITRE 3 :
REVUE SUR LA PERFORMANCE
SISMIQUE DES BATIMENTS EN
BETON ARME

3.1. INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre est d'illustrer une revue sur le comportement sismique des bâtiments en béton armé. On commence par quelques définitions et principes de la performance sismique. Ensuite, un aperçu sur les méthodes d'évaluation du comportement sismiques vont être exposées, comme les méthodes statique équivalente, spectre de réponse, dynamique linéaire, statique non linéaire (Pushover) et dynamique non linéaire. Enfin, quelques travaux réalisés par différents chercheurs seront discutés.

3.2. PRINCIPE DE LA PERFORMANCE SISMIQUE DES BATIMENTS

Les fonctions d'un ouvrage décrivent en général les exigences auxquelles elles doivent répondre. La capacité d'une structure à remplir ses exigences est alors dénommée *performance*. La plupart des textes officiels regroupent ces exigences (comme la Directive Européenne 89/106 relative aux produits de construction) en exigences *de sécurité* ou d'*intégrité*, d'*aptitude à l'emploi* ou *au service* et de *durabilité* [24].

3.2.1. Sécurité structurale

Un ouvrage doit être en mesure de résister à toutes les actions qu'il peut subir pendant sa construction et son utilisation prévue en situation normale. Cela sous-entend la capacité des matériaux constitutifs de la structure à assurer l'équilibre statique aux sollicitations de situation normale, l'absence de dommages irréversibles ou cumulatifs. Un comportement satisfaisant à des sollicitations non prévues doit être également attendu. Dans ce dernier cas, l'ouvrage doit être capable de conserver sa forme générale et sa stabilité. Dans ces situations exceptionnelles, des déformations importantes, des dommages irréversibles sont acceptables dans la mesure où la sécurité des usagers n'est pas mise en question. La séparation entre le domaine des états de fonctionnement possibles (c'est-à-dire susceptibles de se produire) et le domaine des états de fonctionnement à éviter est alors décrit par des *états* dites *limites*. Les actions de sécurité auront alors pour objectifs de s'assurer que les états de fonctionnement possibles n'atteignent pas les états de fonctionnement non désirés. Les *critères d'états limites* visent à prémunir la construction des états de dysfonctionnement au travers de *marges de sécurité*. Plusieurs approches sont possibles : coefficients de sécurité, coefficients partiels de sécurité, probabilités de défaillance acceptables. Ces approches sont valables quelle que soit la performance considérée : durabilité, aptitude au service ou sécurité structurale [24].

3.2.2. Aptitude au service

Cette exigence recouvre celles nécessaires au maintien de l'exploitation de l'ouvrage. Leur non-respect entraîne rarement une mise en cause de la sécurité des usagers, mais peut engendrer des coûts directs ou indirects liés à l'exploitation de l'ouvrage. Il s'agit dans la plupart des cas d'exigences sur la déformabilité de l'ouvrage vis-à-vis des actions permanentes (fluage...) et des actions variables (flèches...), d'effets dynamiques (résonance et confort...). Lors de la conception d'un ouvrage, il est admis qu'il sera construit, mis en service et exploité en conformité avec les hypothèses adoptées. Cependant, l'ouvrage peut acquérir certaines spécificités au cours du temps, soit par le changement d'usage ou des charges d'exploitation, soit par des phénomènes de dégradation, qui provoquent une réduction de sa résistance. Ces modifications introduisent de nombreuses incertitudes. C'est pourquoi, il est souhaitable que la prédiction de la durée de vie d'un ouvrage en service soit réalisée en utilisant une *approche probabiliste*. Dans le cadre de l'évaluation de la durée de vie d'une structure existante, les charges d'exploitation, le poids propre de la structure ainsi que les résistances du matériau et de la structure sont des paramètres qui possèdent une certaine variabilité. Ainsi, (solicitations) et (résistance) ne peuvent pas être comparées d'une façon déterministe. Dans ces circonstances, une description aléatoire des paramètres concernés (puisque leurs valeurs ne sont pas parfaitement connues) semble constituer une approche appropriée. Dans l'opération « Aptitude au service des ouvrages », l'approche probabiliste a été retenue afin de caractériser notamment la durée de vie de certains éléments de structure.

La notion de performance n'a d'intérêt que si elle est quantifiable, donc caractérisée par une ou plusieurs mesures. Ces mesures de la performance sont nombreuses suivant la nature de la structure et de ces fonctions. Ce sont en réalité des exigences qui décrivent des états de fonctionnement de l'ouvrage [24].

3.2.3. Durabilité

Dans le cadre d'un ouvrage en béton, il est ainsi essentiel que la structure puisse conserver sa résistance sans que sa gestion technique ou sa fonction soit modifiées de façon significative, afin de ne pas compromettre sa durabilité. Il convient de rappeler que la durabilité n'est pas la garantie d'une durée de vie infinie à la structure, mais un objectif de qualité orientant aussi bien la conception de l'ouvrage que celle du matériau [24]. Cette réflexion permet l'identification de deux concepts distincts vis-à-vis de la *durabilité* : celle *du matériau* et

celle *de la structure*. La durabilité du matériau se vérifie à partir de sa capacité de conserver ses caractéristiques et son intégrité pendant la durée de vie prévue pour la structure. La durabilité de la structure dépend de celle du matériau ; cependant elle ne se résume pas exclusivement à la qualité du matériau employé. C'est pourquoi la durabilité de la structure (complète ou d'un élément) consiste dans l'accomplissement de ses performances de sécurité structurale et d'aptitude au service dans des conditions prévues d'utilisation. De plus, la durabilité d'une structure doit prendre en compte sa durée de vie. Ce concept peut être vu sous trois aspects différents : la durée de vie en fonction de périodes de dégradation du matériau, la durée de vie in situ ou la durée de vie vérifiée à partir d'une approche probabiliste [24].

L'Eurocode EN1990 « Basis of structural design » ajoute un élément supplémentaire à cette définition de la durabilité: celle de maintenance [25]. La durabilité d'une structure est alors sa capacité à remplir ses fonctions durant la durée de vie prescrite avec une maintenance appropriée. L'ouvrage doit alors être conçu de sorte qu'aucune dégradation significative n'est susceptible d'apparaître entre deux inspections successives.

D'une façon générale, la *durée de vie* ou *de service* d'un ouvrage peut être définie comme la période au cours de laquelle l'ensemble des endommagements cumulés subis au cours du temps ne dépasse pas un niveau critique ou, en d'autres termes, un ou plusieurs états limites donnés. La durée de vie peut être prise égale à la durée d'usage sans précaution initiale particulière, sans entretien spécialisé et sans réparation importante du gros œuvre ou de la structure [25]. Cela correspond à un fonctionnement normal et à une maintenance courante pour un niveau de service donné qui peut également faire intervenir des considérations d'esthétique [26].

3.3. METHODES D'EVALUATION DU COMPORTEMENT SISMIQUE

L'analyse sismique est un sous-ensemble d'analyse structurale et de calcul de la réponse d'un bâtiment qui fait parti du processus de la conception, ou l'évaluation structurale dans les régions sismique [27].

La conception parasismique s'est développée beaucoup, et certaines des conceptions plus complexes emploient maintenant les éléments protecteurs de tremblement de terre spécial juste dans la base ou distribué dans toute la structure. L'analyse de ces types de structures exige le code informatique explicite spécialisé d'élément fini, qui divise le temps en tranches très petites et modèle la physique réelle. Des bâtiments très grands et complexes peuvent être

modélisés de cette façon. Les méthodes d'analyse structurales peuvent être divisées en quatre catégories résumées dans le tableau (3.1) ci-dessous :

structure \ Action	Statique	Dynamique
Linéaire	Forces de remplacement	Dynamique linéaire
Non-Linéaire	« Push-Over »	Non-linéaire Dynamique

Tableau 3.1 : les méthodes d'analyse structurales.

3.3.1. Méthode d'analyse statique équivalente

Les forces réelles dynamiques qui se développent dans la construction sont remplacées par un système de forces statiques fictives dont les effets sont considérés équivalents à ceux de l'action sismique [16].

Le mouvement du sol peut se faire dans une direction quelconque dans le plan horizontal. Les forces sismiques horizontales équivalentes seront considérées appliquées successivement suivant deux directions orthogonales caractéristiques choisies par le projeteur. Dans le cas général, ces deux directions sont les axes principaux du plan horizontal de la structure.

Il faut souligner toutefois que les forces et les déformations obtenues pour l'élément à partir des méthodes d'analyse statiques pour les charges de conception recommandées sont inférieures aux forces et aux déformations qui seraient observées sur la structure sous les effets d'un séisme majeur pour lequel les charges ont été spécifiées. Ce dépassement des forces est équilibré par le comportement ductile qui est fourni par les détails de construction de l'élément. C'est pourquoi l'utilisation de cette méthode ne peut être dissociée de l'application rigoureuse des dispositions constructives garantissant à la structure:

- Une ductilité suffisante.
- La capacité de dissiper l'énergie vibratoire transmise à la structure par des secousses sismiques majeures.

3.3.2. Méthode d'analyse dynamique linéaire

3.3.2.1. Méthode du spectre de réponse

Cette approche permet aux modes "multiple" de la réponse d'un bâtiment d'être pris en considération (dans le domaine de fréquence). Ceci est exigé dans plusieurs codes de bâtiment pour les structures simples ou complexes. La réponse d'une structure peut être définie comme combinaison de plusieurs formes spéciales (modes) [16]. L'analyse par ordinateur peut être employée pour déterminer ces modes pour une structure. Pour chaque mode, une réponse est lue du spectre de conception, basé sur la fréquence modale et la masse modale, et ils sont alors combinés pour fournir une évaluation de toute la réponse de la structure.

Il convient de noter que le résultat d'une analyse du spectre de réponse employant le spectre de réponse d'un mouvement du sol est en général différente de cela qui serait calculé directement à partir d'une analyse dynamique linéaire en utilisant ce mouvement du sol directement, depuis l'information de phase est perdu en cours de produire du spectre de réponse.

Dans les cas où les structures sont trop irrégulières, trop grandes ou d'importance à une communauté dans la réponse de désastre, l'approche de spectre de réponse n'est plus appropriée, et une analyse plus complexe est souvent exigée, comme l'analyse statique ou dynamique non linéaire.

3.3.2.2. Dynamique linéaire

Les procédures statiques sont appropriées quand les effets de mode plus élevés ne sont pas significatifs. Cela vaut généralement pour les bâtiments courts et réguliers. Par conséquent, pour les grands bâtiments avec des irrégularités de torsion, ou systèmes non-orthogonaux, un procédé dynamique est exigé. Du procédé dynamique linéaire, le bâtiment est modélisé comme un système de plusieurs degrés de liberté (MDOF) avec une matrice de rigidité linéaire et une matrice d'amortissement visqueuse équivalente [16].

La donnée sismique est modélisée en utilisant l'analyse spectrale modale ou l'analyse temporelle mais dans les deux cas, les forces et les déplacements internes correspondants sont déterminés en utilisant l'analyse élastique linéaire. L'avantage de ces procédures dynamiques linéaires en ce qui concerne les procédures statiques linéaires est que des modes plus élevés peuvent être considérés. Cependant, ils sont basés sur la réponse élastique linéaire et par

conséquent l'applicabilité diminue avec l'augmentation du comportement non-linéaire, qui est rapproché par des facteurs globaux de réduction de force.

Dans l'analyse dynamique linéaire, la réponse de la structure est calculée dans le domaine de temps, et toute l'information de phase est donc maintenue. Seulement des propriétés linéaires sont assumées. La méthode analytique peut employer la décomposition modale en tant que des moyens de réduire les degrés de liberté dans l'analyse.

3.3.3. Méthode analyse statique non linéaire (pushover)

En général, les procédures linéaires sont applicables lorsque la structure devrait rester près élastique pour une action sismique ou lorsque la conception a comme conséquence la distribution presque uniforme de la réponse non-linéaire dans toute la structure. Comme l'objectif de performance de la structure implique une plus grande demande inélastique, l'incertitude avec des procédures linéaires augmente à un point qui exige un niveau élevé de prudence dans les hypothèses de la demande et les critères d'acceptabilité pour éviter les performances inattendues. Par conséquent, les procédures incorporant l'analyse inélastique peuvent réduire l'incertitude et le conservatisme.

Cette approche est également connue comme l'analyse « pushover » [28]. Une configuration de forces est appliquée à un modèle structurel qui inclut des propriétés non-linéaires (tels que le rendement d'acier), et la force totale est portée contre un déplacement de référence pour définir une courbe de capacité. Cela peut ensuite être associé à une courbe de demande (généralement sous la forme d'un spectre de réponse d'accélération-déplacement (ADRS)). Cela permet de réduire sensiblement le problème à un seul degré de liberté.

Les procédures statiques non-linéaires emploient les modèles structuraux équivalents de SDOF et représentent le mouvement sismique du sol avec des spectres de réponse. Des déplacements des étages et les actions composantes sont liées par la suite au paramètre de la demande global par les courbes de pushover ou de capacité qui sont la base des procédures statiques non linéaires.

3.3.4. Méthode d'analyse dynamique non linéaire

L'analyse dynamique non-linéaire utilise la combinaison des enregistrements sismiques avec un modèle structurel détaillé, est donc capable de produire des résultats avec une incertitude

relativement faible. Dans des analyses dynamiques non-linéaires, le modèle structurel détaillé soumis à un enregistrement sismique produit des estimations des déformations des composants pour chaque degré de liberté dans le modèle et les réponses modales sont combinées en utilisant des dispositifs tels que les racines carrées de la somme des carrées (SRSS) [27].

Dans l'analyse dynamique non linéaire, les propriétés non linéaires de la structure sont considérées en tant qu'une analyse dans le domaine temporel. Cette approche est la plus rigoureuse, et elle est exigée par certains codes pour les constructions de la configuration inhabituelle ou d'une importance particulière. Cependant, la réponse calculée peut être très sensible aux caractéristiques du mouvement du sol individuelles utilisées comme données sismiques, par conséquent, plusieurs analyses sont nécessaires en utilisant différents enregistrements sismiques. Cette méthode sera développée par la suite dans le chapitre trois afin de l'utilisée dans notre étude.

3.4. QUELQUE TRAVAUX SUR LA PERFORMANCE SISMIQUE DES BATIMENTS

M.Memari et al. 2001 [1] ont réalisé une étude comparative sur les méthodologies d'évaluation de la performance sismique appliquée sur un bâtiment de 32 étages en béton armé. L'objectif était de démontrer l'application de plusieurs méthodes d'évaluation sismique à un immeuble de bureaux de 32 étages et de comparer les résultats obtenus par ces méthodes. Les méthodes utilisées comprenaient des analyses statiques du mécanisme d'effondrement, Pushover, dynamique linéaire, et dynamiques non linéaire en utilisant des logiciels disponibles tels qu'ETABS, DRAIN-2D et IDARC. Les enregistrements sismiques utilisés sont Tabas1978, Naghan 1977, et El Centro 1940 [1].

Pour bien illustrer la différence entre ces méthodes d'analyses sismiques utilisées, M.Memari et al. 2001 [1] ont traité les paramètres suivants :

- La formation des rotules plastiques.
- Les déplacements inter-étage.

Les principaux résultats tirées de cette étude sont illustrés dans la figure (3.1), qui montre clairement la distribution des déplacements inter-étage identiques jusqu'à la mi-hauteur du bâtiment. Au delà de cette hauteur, il est bien clair que les déplacements d'IDARC sont légèrement plus grands que celles obtenues de DRAIN-2D et d'ETABS successivement, par

une différence de 10% maximum. Cette différence est partiellement due à la modélisation des diagrammes force-déformation utilisée dans ces logiciels.

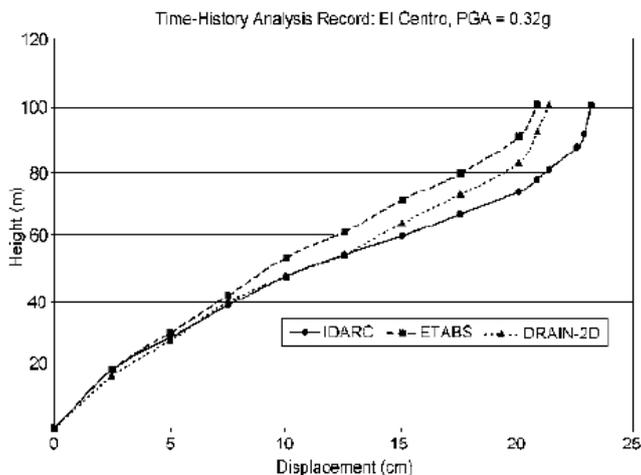


Figure 3.1 : comparaison des distributions des déplacements inter-étage résultant D'IDARC, DRAIN-2D, et ETABS utilisant l'action sismique EL CENTRO [1].

- le modèle de formation des rotules plastiques est un peu différent selon DRAIN-2D et IDARC pour les modèles de ce bâtiment, avec un meilleur accord pour les grandes PGA, comme le montre la figure (3.2). Les informations fournies sur la figure sont limitée aux lignes des poteaux indiqués.
- La prédiction de la formation d'une rotule plastique en analyse pushover semble être en accord général avec les résultats de l'analyse dynamique, en particulier dans la moitié inférieure des étages.

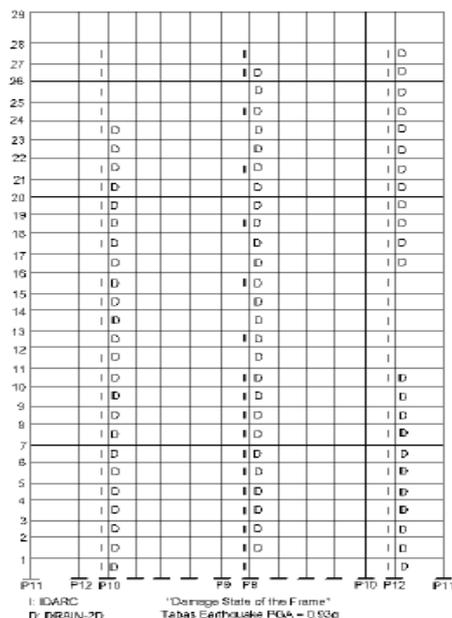


Figure 3.2 : Comparaison des résultats de formation des rotules plastiques pour IDARC et DRAIN-2D [1].

En conclusion, les dommages généraux résultant de l'analyse IDARC semble donner une bonne indication qualitative du début de la rupture lors d'un violent séisme. La demande des capacités de ductilité en fournit également des informations utiles sur le potentiel de la performance au cours d'un sévère tremblement de terre.

Ils sont démontrés que l'approche du mécanisme d'effondrement peut prédire le mode de rupture proposée par l'analyse pushover sur ce bâtiment. Comme ils ont conclu que les limites de rotation dans les codes ne prédisent pas nécessairement le degré de dommage que ce type de construction peut supporter lors d'un violent séisme.

Y. Boivin et P. Paultre en 2010 [2] ont réalisé une évaluation de la performance sismique d'un système de murs de contreventement ductiles utilisé comme système de résistance aux forces sismiques pour un bâtiment de 12 étages en béton armé dimensionné selon le CNBC 2005 et la Norme CSA A23.3 2004, situé à Montréal. Le système de murs se comporte comme un mur en cantilever dans une direction et comme un mur couplé dans la direction orthogonale. Le bâtiment est analysé dans le régime non-linéaire en utilisant un model structurel nommé RUAUMOKO [2]. Pour bien quantifier la performance sismique de la structure, ils ont considérés les paramètres suivants :

- Le déplacement inter-étage.
- La demande en flexion.
- La demande en cisaillement.

Les résultats principaux obtenus dans leur travail indiquent que l'enveloppe de dimensionnement à la capacité en cisaillement sous-estime largement celle prédite, surtout dans la direction du mur en cantilever comme montre la figure (3.3), et que ceci en retour augmente significativement le risque de rupture par cisaillement. Ce problème est essentiellement causée par :

- une sous-estimation de l'accélération spectrale du CNBC des réponses des modes supérieurs de vibration d'un mur en béton armé dont la réponse sismique est dominée par les modes supérieurs.
- une déficience de la méthode de dimensionnement à la capacité pour estimer la demande en cisaillement sur les voiles, même lorsque leur comportement est légèrement inélastique.

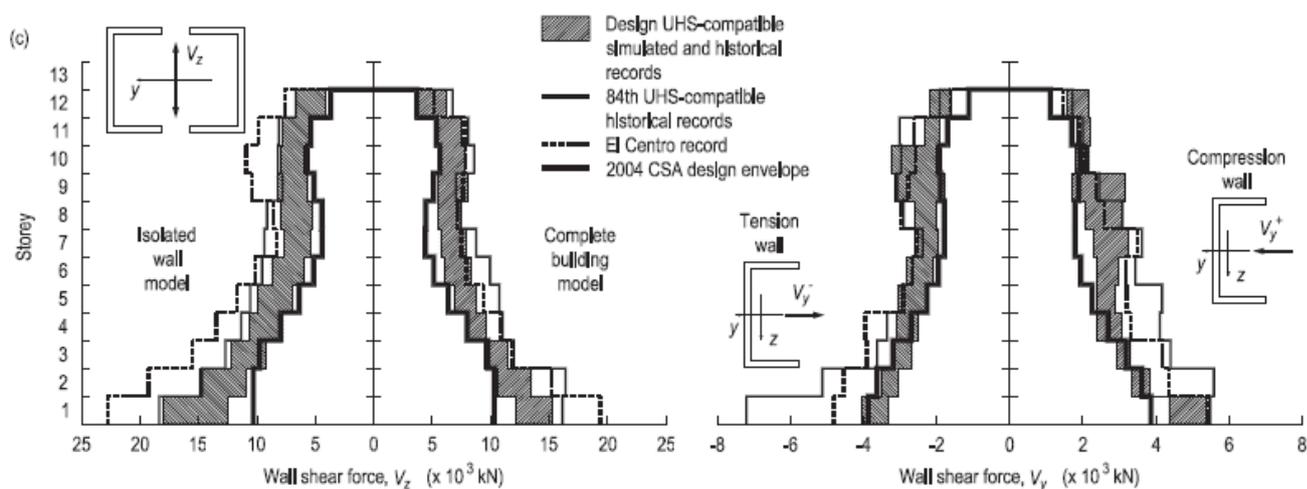


figure 3.3 : le cisaillement par l'analyse dynamique non linéaire obtenue par le model structurel RUAUMOKO [2].

Han-Seon.L et al. 2001 [29] ont réalisé une étude de la performance sismique d'un portique de 3 étages en béton armé conçu dans une région de faible sismicité [29], l'objectif de cette étude est d'évaluer la fiabilité du portique par des analyses statique et dynamique inélastique sous des actions sismiques plus élevés. L'étude a été effectuée sur un modèle d'une échelle 1:5 qui a été construit selon la pratique non-sismique coréenne. il a été soumis sur une table

sismique en appliquant une série des séismes simulés de composantes Taft N21E. En raison de la limitation de la capacité de la table sismique utilisée, un test pushover a été effectué pour observer la capacité ultime de la structure après les tests de simulation d'un séisme. Dans cette étude les paramètres traités sont :

- La formation des rotules plastiques.
- Les déplacements inter-étage.
- La rotation angulaire.

Le modèle a montré le comportement élastique linéaire sous le mouvement Taft N21E avec une accélération du sol maximale de 0,12 g, ce qui représente les données sismiques pour la conception en Corée. Le modèle a révélé une bonne résistance aux niveaux supérieurs des tests de simulation d'un séisme malgré qu'il n'ait pas été conçu contre les séismes, figure (3.4).

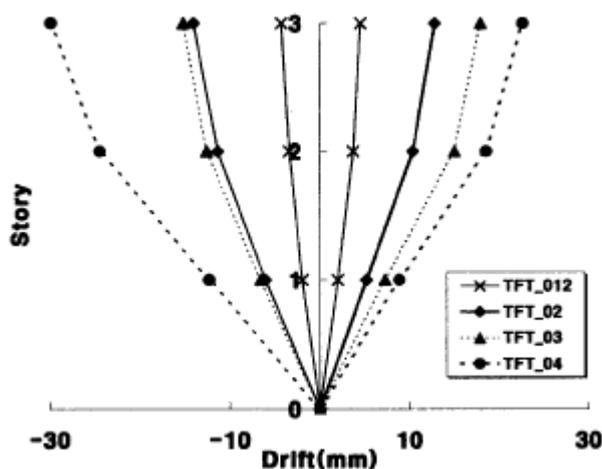


Figure 3.4 : les déplacements inter-étage résultant des testes de similitude du séisme [29].

Les composantes principales de la résistance au niveau supérieur semblent être :

- la surcharge globale élevée.
- l'allongement de la période fondamentale.
- la dissipation d'énergie mineure par déformations inélastiques.
- l'augmentation du taux d'amortissement.

Les déplacements du modèle par ces tests ont été approximativement dans la limite permise. L'évaluation de la précision de l'analyse de simulation par IDARC-2D mène à la conclusion que, bien que les comportements globaux et locaux peuvent être, en général, simulés avec une précision limitée dans l'analyse dynamique non linéaire, il est facile d'obtenir un niveau assez

élevé de précision dans la prédiction du comportement global de l'analyse statique non linéaire (pushover).

S.Grange et al en 2007 [30] ont réalisé des essais sur table sismique d'une structure de grande hauteur soumise à des séismes d'intensités croissantes [30]. Il s'agit d'une structure de 7 étages à échelle 1 en béton armé composée de deux murs perpendiculaires. La modélisation présentée dans cet article a consisté en une étude dynamique non linéaire par une discrétisation de la structure à l'aide d'éléments poutres multifibres Timoshenko, et l'utilisation de lois d'endommagement pour le béton. Les paramètres traités sont : l'état d'endommagement et le déplacement en tête.

Les principaux résultats obtenus illustrent que la modélisation utilisée est capable de reproduire avec une très bonne approximation la réponse globale de cet immeuble de 7 étages. Cette modélisation est aussi capable de donner qualitativement de bonnes indications sur la distribution de l'endommagement de la structure figure (3.5), et d'une manière quantitative, cette modélisation permet de décrire de manière assez précise le comportement expérimental de la structure figure (3.6). De plus, cette approche simplifiée permet de réduire significativement les temps de calculs (une séquence prend environ 2h avec Matlab). Plusieurs améliorations ont été obtenues, d'une part en modélisant correctement les aciers de recouvrement à la jonction entre les étages 0 et 1, d'autre part en ajustant quelques paramètres matériaux.

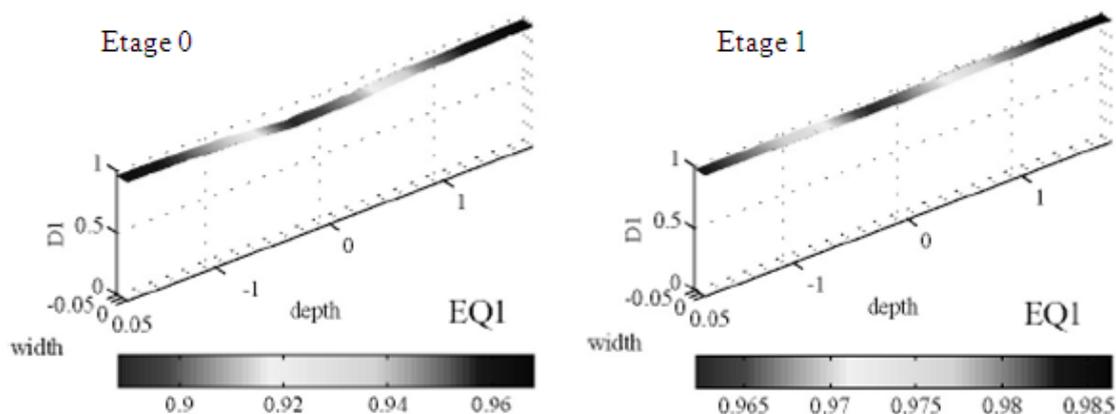


Figure 3.5: Etat d'endommagement aux étages 0 et 1 pour EQ1[30].

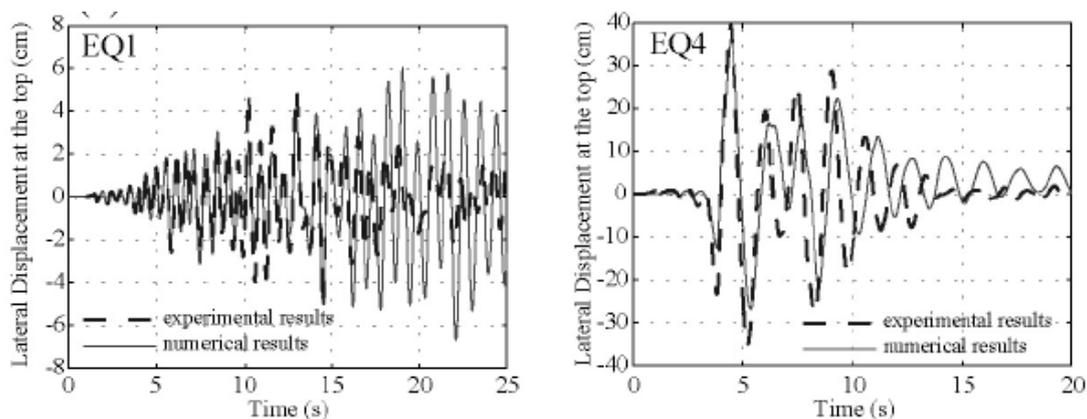


Figure 3.6 : Déplacement en tête pour EQ1 et EQ4 [30].

Il apparaît maintenant possible d'utiliser ce genre de modélisation pour étudier de plus larges variétés de structures et de faire des études paramétriques, chose qui est difficile et coûteuse d'un point de vue expérimental.

3.5. CONCLUSION

Dans ce chapitre une revue sur le comportement sismique des bâtiments en béton armé est clairement exposé, afin de guider notre étude par la suite. Dans ce contexte, les méthodes d'étude du comportement sismique sont divisées en deux grandes catégories :

- Les méthodes destinées pour le calcul linéaire à savoir : la méthode statique équivalente, la méthode du spectre de réponse et la méthode dynamique linéaire.
- Les méthodes d'analyse non linéaire en l'occurrence : la méthode statique non linéaire (PUSHOVER) et la méthode dynamique non linéaire.

La méthode d'analyse dynamique non linéaire par intégration directe de Newmark a été sélectionnée pour la réalisation de notre étude. Cette méthode sera développée en détail dans le chapitre quatre.

CHAPITRE 4 :
METHODE D'ANALYSE
DYNAMIQUE NON LINEAIRE DES
STRUCTURES EN BETON ARME

4.1. INTRODUCTION

L'objectif de ce chapitre expose la méthode d'analyse dynamique non linéaire des structures en béton armé. Cette méthode constitue un outil considérable dans l'analyse du comportement sismique et de la performance des structures en béton armé dans le domaine non linéaire. En premier lieu, on donne un aperçu général sur les différents types de non-linéarité dans les structures, à savoir les non-linéarités matérielles et géométriques. Ensuite, on expose la méthode de calcul dynamique linéaire, qui nous permet d'écrire l'équation du mouvement, les oscillations libres et la superposition modale. Puis, on réalise une extension de cette méthode dans le domaine non linéaire en suivant l'approche incrémentale de Newmark.

4.2. DIFFERENTS TYPES DE NON-LINEARITE DANS LES STRUCTURES

Dans la pratique d'analyse non-linéaire des structures en béton armé, il existe deux catégories de non-linéarité à savoir; les non-linéarités matérielles et géométriques. Nous nous intéressons plus particulièrement au couplage entre les deux non-linéarités. En effet, c'est l'association de la non-linéarité matérielle et de la non-linéarité géométrique qui réduit la charge critique des éléments utilisés dans le domaine des constructions. Dans la suite de ce paragraphe on présente ces deux catégories de non-linéarités.

4.2.1. Non-linéarités matérielles

Généralement la non-linéarité matérielle est définie par les lois de comportement intrinsèque du matériau (loi de comportement élasto-plastique par exemple), de la fissuration du matériau, du comportement du béton tendu entre deux fissures, du mode d'assemblage entre les composants élémentaires d'une structure. Pour notre étude on considère les lois de comportement réglementaires préconisé par le code du béton algérien CBA93 [32]. Puisque le CBA93 est un cas particulier de l'EUROCODE2, on préfère de présenter les lois de comportement des matériaux adoptés par ce dernier.

4.2.1.1. Lois de comportement du béton non confiné

Selon le code européen [31], Le béton est défini du point de vue mécanique par sa résistance caractéristique à la compression notée f_{ck} . La valeur maximale de cette résistance à 28 jours est limitée sur une éprouvette cylindrique à 90 MPa. La valeur de calcul de la résistance en compression du béton sur cylindre f_{cd} est définie par :

$$f_{cd} = \frac{\alpha_{cc} \cdot f_{ck}}{\gamma_c} \quad (4.1)$$

Où γ_c : est le coefficient de partiel sécurité pour le béton, égal à 1.5 pour les combinaisons fondamentales et 1.15 pour les combinaisons accidentelles [31],

α_{cc} : est le coefficient tenant compte des effets à long terme sur la résistance à la compression et des effets défavorables résultant de la façon dont la charge est appliquée, sa valeur varie entre 0.8 et 1.

À l'état limite ultime, EUROCODE2 adopte un diagramme non-linéaire de forme parabole-rectangle montré sur la figure (4.1).

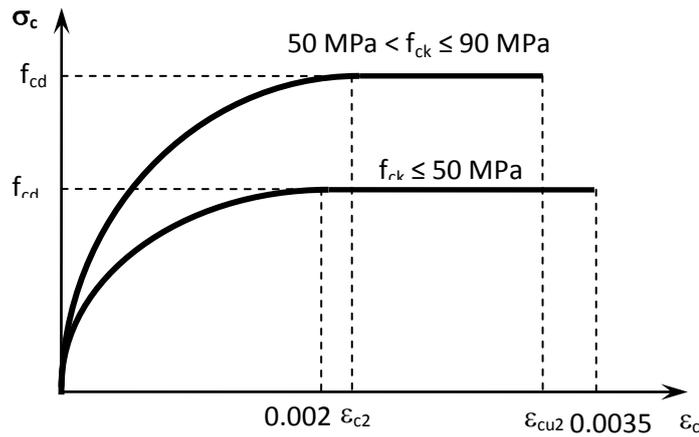


Figure 4.1 : Diagramme contrainte - déformation du béton non confiné pour le EC2 [31].

Le diagramme parabole-rectangle de la figure (4.1) est caractérisé par les relations des contraintes et des déformations suivantes :

$$\sigma_c = \begin{cases} f_{cd} \left[1 - \left(1 - \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{c2}} \right)^n \right] & \text{pour } 0 \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{c2} \\ f_{cd} & \text{pour } \epsilon_{c2} \leq \epsilon_c \leq \epsilon_{cu2} \end{cases} \quad (4.2)$$

Où ϵ_c est la déformation de compression du béton et ϵ_{c2} est la déformation de compression du béton sous la contrainte maximale f_{cd} . Elle est exprimée par :

$$\epsilon_{c2} (\text{‰}) = \begin{cases} 2 & \text{pour } f_{ck} \leq 50 \text{ MPa} \\ 2.0 + 0.085(f_{ck} - 50)^{0.53} & \text{pour } f_{ck} > 50 \text{ MPa} \end{cases} \quad (4.3)$$

Et ε_{cu2} est la déformation de compression ultime du béton, définie par :

$$\varepsilon_{cu2}(\text{‰}) = \begin{cases} 3.5 & \text{pour } f_{ck} \leq 50\text{MPa} \\ 2.6 + 35 \left(\frac{90-f_{ck}}{100} \right)^4 & \text{pour } f_{ck} > 50\text{MPa} \end{cases} \quad (4.4)$$

n : est un exposant qui prend les valeurs suivantes :

$$n = \begin{cases} 2 & \text{pour } f_{ck} \leq 50\text{MPa} \\ 1.4 + 23.4 \left(\frac{90-f_{ck}}{100} \right)^4 & \text{pour } f_{ck} > 50\text{MPa} \end{cases} \quad (4.5)$$

4.2.1.2. Lois de comportement de l'acier

La conception des sections en béton armé, selon l'Eurocode 2, adopte à l'état ultime, un diagramme contrainte-déformation conventionnel défini dans la figure (4.2). Ce diagramme est caractérisée par une branche inclinée jusqu'à une déformation égale à $\varepsilon_{sy,d}$ et une contrainte de l'armature égale à f_{yd} , ainsi qu'une branche supérieure inclinée jusqu'à la déformation maximale ε_{uk} correspondant à la contrainte dans l'armature égale à f_{yd} :

$$f_{yd} = \frac{f_{yk}}{\gamma_s} \quad (4.6)$$

Où f_{yk} est la limite d'élasticité des armatures longitudinales, varie entre 400 et 600 MPa. γ_s est un coefficient partiel de l'acier égal à 1.15 pour les situations durables et 1 pour les situations accidentelles.

$\varepsilon_{sy,d} = f_{yd}/E_s$: Allongement élastique de l'armature sous charge maximale

E_s : Module d'élasticité de l'acier, égal à 200000 MPa.

ε_{uk} : Allongement ultime de l'armature sous charge maximale. Elle est limitée à 7.5 % pour la classe A des aciers et 8.5 % pour la classe B.

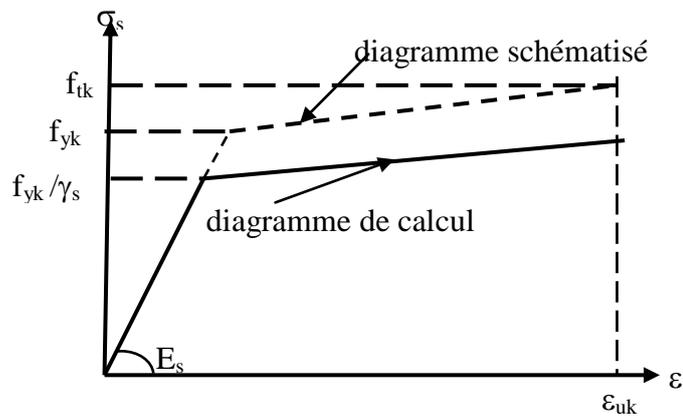


Figure 4.2 : Diagramme contrainte – déformation de l'acier pour l'EUROCODE2 [31].

4.2.2. Non-linéarités géométriques

Cette non-linéarité est due aux déplacements mêmes de la structure. En effet, lorsque ces déplacements deviennent importants, l'équilibre du système ne peut plus être décrit dans la configuration initiale non déformée (théorie au premier ordre des déplacements) mais doit être étudié dans la configuration déformée (théorie au second ordre des déplacements). Dans ce point, on peut distinguer les différentes catégories des déplacements et des rotations.

Afin de simuler le comportement non linéaire de chaque élément, le modèle hystérétique de Takeda a été utilisé dans tous les éléments de la structure. La figure (4.3) présente les paramètres nécessaires pour définir un cycle de type Takeda.

- *Modèle hystérétique de Takeda*

Le comportement d'une structure dans le domaine non linéaire est modélisé par une courbe charges-déformations, où les coordonnées de la réponse se déplacent suivant une courbe tri-linéaire dans deux cotés opposés [33].

Il y a trois paramètres qui définissent l'ampleur de la boucle de Takeda, qui sont :

- La rigidité post-élastique (r).
- Le paramètre de la rigidité de déchargement (α).
- Le paramètre de la rigidité de rechargement (β), qui définit le point où la courbe de rechargement atteint la branche post-élastique.

La rigidité de déchargement est déterminée par le point de déchargement, et si oui ou non la première limite élastique s'est produite dans la région opposée.

Si le déchargement a lieu entre la première et la deuxième limite élastique, les coordonnées de la charge-déformation progressent vers la première limite élastique de la courbe du côté

opposé. Si le signe de la charge change dans le processus, le point progresse vers le point de déformation maximum sur la courbe dans la région de la direction à suivre. Si la limite ne s'est pas produite dans cette région, les coordonnées progresseront vers la première limite élastique. Quand le point rencontre la courbe, il progresse le long de la courbe.

Quand le déchargement a lieu dans la région au delà de la deuxième limite élastique, les coordonnées de la charge-déformation progresseront basé sur la rigidité de déchargement suivante :

$$K_0 = \left(\frac{f_y + f_c}{x_y + x_c} \right) \cdot \left(\frac{x_y}{x_m} \right)^\alpha \quad (4.7)$$

Où

K_0 : La rigidité de déchargement de la boucle externe.

f_c : la première force limite dans la région opposée.

f_y : la deuxième force limite dans la région de la direction à suivre.

x_c : le premier déplacement limite dans la région opposée.

x_y : le deuxième déplacement limite dans la région de la direction à suivre.

x_m : déformation maximale dans la région de la direction à suivre.

α : Paramètre de la rigidité de déchargement.

Si le signe de la charge change dans le processus, les coordonnées progressent vers la déformation maximale dans la région de la direction à suivre. Si la limite ne s'est pas produite dans cette région, les coordonnées continuent à progresser sans changer la rigidité de déchargement jusqu'à ce que la charge atteigne la première force limite, puis elles continuent leur progression vers la deuxième charge limite.

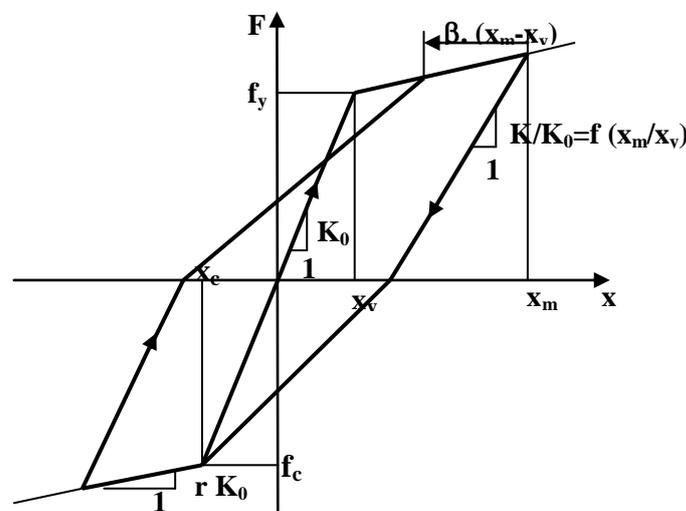


Figure 4.3 : Modèle hystérésis de Takeda modifié(1970) [33].

La boucle interne est formée quand le déchargement a lieu avant que la charge atteigne le point cible sur la courbe tandis que le rechargement est en marche, qui a lieu après que la charge change de signe en cours de déchargement. La rigidité de déchargement pour la boucle interne est déterminée par l'équation suivante :

$$K_I = \gamma \cdot K_O \quad (4.8)$$

$$\gamma = r\mu - r + 1 \quad (4.9)$$

avec

K_I : rigidité de déchargement de la boucle interne.

K_O : rigidité de déchargement de la boucle externe.

r : rigidité post-élastique

γ : facteur de réduction de la rigidité de déchargement de la boucle externe.

Dans l'équation (4.7), $\alpha=0$ pour le calcul de K_O et $\gamma=1$ pour le calcul de K_I sont fixés si la second limite n'a pas eu lieu dans la région de déchargement. Dans le cas où le signe de la charge change au cours de déchargement dans la boucle interne, la charge progresse vers le point de déformation maximale, s'il existe sur la boucle interne dans la région positive. Si le point de déformation maximale n'existe pas sur la boucle interne, la charge progresse directement vers le point de déformation maximum de la courbe précédente. Si le point de déformation maximale existe et il existe de multiples boucles internes, la charge progresse vers le point de déformation maximale, qui appartient à la boucle interne ultrapériphérique. En outre, si le chargement se poursuit jusqu'à ce point, il progresse vers le point de déformation maximale de la courbe Skelton [33].

Deux variante de ce modèle ont été utilisées pour l'analyse, une qui représente le système avec des boucles étroites ($\alpha=0.5$ et $\beta=0.0$) tels que les poteaux et les voiles, et d'autre qui représente le système avec des boucles plus larges ($\alpha=0.3$ et $\beta=0.6$) tels que les poutres, et le facteur de rigidité post-élastique (r) a été maintenue constant pour les deux modèles ($r=0.05$).

4.3. DEVELOPPEMENT DE LA METHODE D'ANALYSE TEMPORELLE NON LINEAIRE

Cette méthode est basée sur l'intégration directe des équations de mouvement où des algorithmes contenant les déformations élasto-plastiques de la structure sont adoptés. Cette analyse est conduite en utilisant les enregistrements réels ou simulés. Cette méthode est la seule apte à décrire le comportement actuel lors d'un séisme, cependant le grand problème réside dans le choix d'un enregistrement (accélérogramme) propre, du fait de la grande variabilité induite par la nature du sol et la distance de la source [34] et [35].

4.3.1 Calcul dynamique linéaire

Une structure dont le comportement est élastique linéaire, modélisée à l'aide d'une barre et comportant plusieurs masses associées au nœud de chaque étage, est en fait un oscillateur multiple, avec une base fixe par un ressort et un amortisseur (Figure 4.4).

4.3.1.1 Equation du mouvement

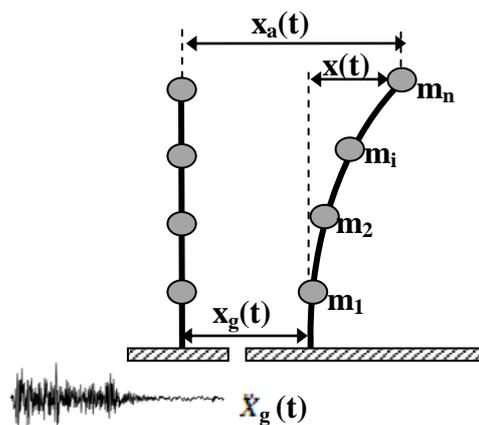


Figure 4.4 : représentation schématique de l'oscillateur sous excitation sismique.

Dans le repère global, la structure est chargée à la base par le vecteur $P(t)$, qui désormais est une charge dépendant du temps. Pour un déplacement donné X_g du nœud, la masse associée au nœud du sommet subit les efforts suivants :

- La force élastique de rappel F_s , qui correspond à l'opposé de la force interne de la structure, qui peut s'écrire dans le cas linéaire :

$$F_s = [K].X \quad (4.10)$$

Où $[K]$ est la matrice de rigidité de la structure.

- La force d'amortissement F_a , qui est opposée et proportionnelle à la vitesse de la masse :

$$F_a = [C].\dot{X} \quad (4.11)$$

Où $[C]$ est la matrice d'amortissement de la structure.

\dot{X} est la dérivé par rapport au temps t de X :

$$\dot{X} = \frac{dX}{dt} \quad (4.12)$$

\dot{X} est en fait le vecteur vitesse du nœud.

- La force d'inertie F_I , qui est opposée et proportionnelle à l'accélération de la masse :

$$F_I = [M].\ddot{X}_a \quad (4.13)$$

Où $[M]$ est la matrice de masse de la structure.

\ddot{X}_a est la dérivé seconde de X_a par rapport au temps t :

$$\ddot{X}_a = \frac{d^2 X_a}{dt^2} \quad (4.14)$$

L'équation d'équilibre s'écrit :

$$F_I + F_a + F_s = 0 \quad (4.15)$$

En remplaçant les efforts avec leurs quantités l'équation (4.20) devient :

$$[M].\ddot{X}_a + [C].\dot{X} + [K].X = 0 \quad (4.16)$$

Puisque le déplacement absolu X_a est égale à :

$$X_a(t) = X_g(t) + X(t) \quad (4.17)$$

Donc l'équation (3.16) du mouvement de la structure devient :

$$[M].\ddot{X} + [C].\dot{X} + [K].X = -M.\ddot{X}_g(t) \quad (4.18)$$

4.3.1.2 Oscillations libres

La première étape du calcul dynamique linéaire consiste à déterminer les modes propres de la structure ainsi que les fréquences propres. Pour cela, on élimine de l'équation (4.18) les forces d'amortissement ainsi que l'excitation extérieure $P(t)$, et l'on obtient l'équation régissant les oscillations libres de la structure :

$$[M].\ddot{X} + [K].X = 0 \quad (4.19)$$

Une solution particulière de (3.19) est donnée par :

$$X = aD \sin(\omega t + \varphi) \quad (4.20)$$

Où a, ω, φ sont des constantes, et D un vecteur constant dont les coordonnées représentent les déplacements des nœuds. Le vecteur accélération se met sous la forme suivante :

$$\ddot{X} = -\omega^2 a D \sin(\omega t + \varphi) \quad (4.21)$$

L'équation (4.19) s'écrit alors :

$$[[K] - \omega^2 [M]].D a \sin(\omega t + \varphi) = 0 \quad (4.22)$$

Pour que cette relation soit vérifiée à tout instant t , il faut que :

$$[[K] - \omega^2 [M]].D = 0 \quad (4.23)$$

Comme $[K]$ et $[M]$ sont définis positives, on peut utiliser des méthodes classiques assez puissantes comme la méthode d'itération des sous-espaces. La résolution du problème permet d'obtenir les n valeurs des pulsations $\omega_1, \omega_2, \dots, \omega_i, \dots, \omega_n$, ainsi que les modes propres normalisés de la structure $D_1, D_2, \dots, D_i, \dots, D_n$.

Dans le cas général la solution est obtenue en superposant les mouvements selon les n modes de vibration :

$$\ddot{X}(t) = \sum_{i=1}^n a_i D_i \sin(\omega_i t + \varphi_i) \quad (4.24)$$

Les coefficients a_i et φ_i sont déterminés par les conditions aux limites.

4.3.2 Calcul dynamique non linéaire

Dans le cadre du calcul non linéaire des structures, l'équation du mouvement est sensiblement la même que dans le cadre linéaire, sauf que l'on perd la linéarité dans la relation efforts-déplacements.

4.3.2.1 Équation du mouvement :

L'élément de liaison est constitué d'un amortisseur de caractéristique c et d'un élément non-linéaire élasto-plastique du type de celui de la figure (4.5) dont on écrira la loi de comportement $f_s(u)$.

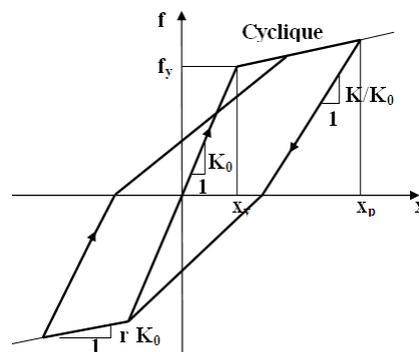


Figure 4.5 : Schématisation du comportement non-linéaire [33].

Pour une sollicitation du support, l'équation d'équilibre s'écrit :

$$[M].\ddot{X} + [C].\dot{X} + F_s(X) = -M.\ddot{X}_g(t) \quad (4.25)$$

Soit sous forme réduite :

$$\ddot{X} + 2\xi\omega\dot{X} + \omega^2 X_y \bar{F}_s(X) = -\ddot{X}_g(t) \quad (4.26)$$

Dans laquelle ω est la pulsation propre élastique, ξ le pourcentage d'amortissement critique. \bar{F}_s décrit, sous forme adimensionnelle, la loi de comportement de la figure (4.6).

$$\bar{F}_s = \frac{F_s(X)}{M\omega^2 X_y} = \frac{F_s(X)}{F_y} \quad (4.27)$$

L'équation (4.26) met clairement en évidence le fait que la réponse à une sollicitation donnée dépend maintenant de trois paramètres : ω , ξ et X_y (déplacement élastique maximal = déplacement atteint à la limite d'élasticité du système).

La résolution de l'équation (4.26) ne peut en règle générale être obtenue de façon analytique et le recours à des schémas d'intégration numérique s'avère indispensable.

4.3.2.2 Réponse temporelle de l'oscillateur par la méthode de Newmark - approche incrémentale

Pour illustrer l'utilisation des méthodes d'intégration numériques, on considère la solution des équations dynamiques linéaires d'équilibre écrites sous la forme suivante :

$$M \ddot{x}_t + C \dot{x}_t + K(x_t)x_t = F_t \quad (4.28)$$

Dans laquelle \ddot{x} , \dot{x} et x représentent l'accélération, la vitesse et le déplacement et F les efforts appliqués. Comme indique l'équation (4.28), pour un système non-linéaire k dépend du déplacement x . Un schéma d'intégration défini par l'équation (4.28) est dit implicite, car il fait intervenir les grandeurs \ddot{x}_n , \dot{x}_n , x_n qui sont inconnues à l'instant t_n .

Les grandeurs \ddot{x} , \dot{x} et x sont connues à l'instant t_n et la résolution de l'équation (4.28) fournit les valeurs à l'instant $t_{n+1} = t_n + \Delta t$, où Δt est le pas de temps d'intégration.

L'utilisation directe de la série de Taylor fournit une approche rigoureuse pour obtenir les deux équations additionnelles suivantes :

$$x_{t+1} = x_t + \Delta t \dot{x}_t + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{x}_t + \frac{\Delta t^3}{6} \ddot{\ddot{x}}_t + \dots \quad (4.29a)$$

$$\dot{x}_{t+1} = \dot{x}_t + \Delta t \ddot{x}_t + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{\ddot{x}}_t + \dots \quad (4.29b)$$

Newmark a tronqué ces équations et les a exprimées sous la forme suivante :

$$x_{t+1} = x_t + \Delta t \dot{x}_t + \frac{\Delta t^2}{2} \ddot{x}_t + \beta \ddot{\ddot{x}}_t \quad (4.30a)$$

$$\dot{x}_{t+1} = \dot{x}_t + \Delta t \ddot{x}_t + \gamma \ddot{\ddot{x}}_t \quad (4.30b)$$

A titre d'illustration, le schéma d'accélération linéaire suppose que l'accélération varie linéairement au cours de l'incrément Δt (figure 4.6), donc l'équation suivante peut être écrite :

$$\ddot{\ddot{x}}_t = \frac{\ddot{x}_{t+1} - \ddot{x}_t}{\Delta t} \quad (4.31)$$

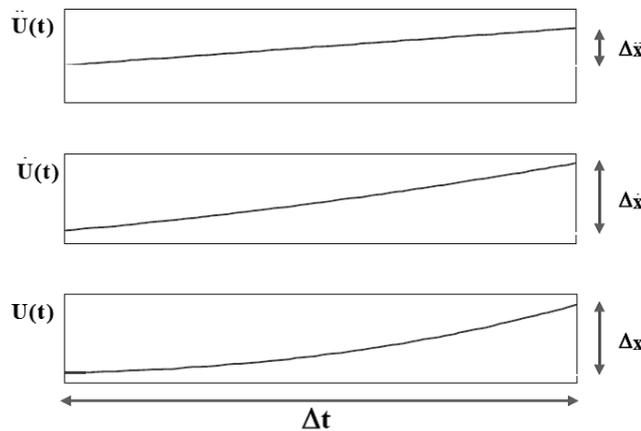


Figure 4.6 : Schéma d'intégration de l'accélération linéaire [34].

La substitution de l'équation (4.31) dans les équations (4.30a et 4.30b) produit les équations de Newmark sous le format standard suivant:

$$x_{t+1} = x_t + \Delta t \dot{x}_t + \frac{\Delta t^2}{2} [(1 - 2\beta)\ddot{x}_t + 2\beta\ddot{x}_{t+1}] \quad (4.32a)$$

$$\dot{x}_{t+1} = \dot{x}_t + \Delta t [(1 - \gamma)\ddot{x}_t + \gamma\ddot{x}_{t+1}] \quad (4.32b)$$

Des choix particuliers de γ et β permettent de retrouver des schémas d'intégration connus :

- accélération moyenne constante $\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = \frac{1}{4}$
- accélération linéaire $\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = \frac{1}{6}$
- différence centrale $\gamma = \frac{1}{2}$, $\beta = 0$

On notera que seul le premier schéma d'intégration est inconditionnellement stable; les deux autres ne sont stables que si le pas de temps est inférieur à une valeur critique, t_{crit} , proportionnelle à la période propre de l'oscillateur.

Newmark a résolu les équations (4.32a), (4.32b) et (4.28) par itération pour chaque pas de temps de chaque déplacement DOF de la structure. Le terme \ddot{x}_{t+1} est obtenu de l'équation (4.28) en divisant l'équation par la masse M .

Wilson a formulé la méthode de Newmark dans la notation de matrice, a ajouté la rigidité et la masse d'amortissement proportionnelle, et a éliminé le besoin d'itération en présentant la solution directe des équations dans chaque pas de temps [34]. Ceci exige que les équations (4.32a) et (4.32b) puissent être réécrites sous la forme suivante :

$$\ddot{x}_{t+1} = b_1(x_{t+1} - x_t) + b_2\dot{x}_t + b_3\ddot{x}_t \quad (4.33a)$$

$$\dot{x}_{t+1} = b_4(x_{t+1} - x_t) + b_5\dot{x}_t + b_6\ddot{x}_t \quad (4.33b)$$

Dont les constants de b_1 à b_6 sont définis dans le tableau (4.1). la substitution des équations (4.33a) et (4.33b) dans l'équation (4.28) permet l'écriture de l'équilibre dynamique de la structure à l'instant $t+1$ sous la forme suivante :

$$(b_1M + b_4C + K)x_{t+1} = F_{t+1} + M(b_1x_t - b_2\dot{x}_t - b_3\ddot{x}_t) + C(b_4x_t - b_5\dot{x}_t - b_6\ddot{x}_t) \quad (4.34)$$

L'algorithme d'intégration direct de Newmark est récapitulé dans le tableau (4.1). Noter que les constants b_i nécessite d'être calculé une fois seulement. En outre, pour les systèmes linéaires, la matrice de rigidité dynamique efficace \bar{K} est formée et triangularisée une seule fois seulement.

<p>I. CALCUL INITIAL</p> <p>A. Former de matrice de rigidité statique K, matrice de masse M et matrice d'amortissement C.</p> <p>B. Spécifier les paramètres d'intégration β et γ.</p> <p>C. Calculer les constants d'intégration :</p> $b_1 = \frac{1}{\beta \Delta t^2} \quad b_2 = \frac{1}{\beta \Delta t} \quad b_3 = \beta - \frac{1}{2} \quad b_4 = \gamma \Delta t b_1$ $b_5 = 1 + \gamma \Delta t b_2 \quad b_6 = \Delta t (1 + \gamma b_3 - \gamma)$ <p>D. Former la matrice de rigidité effective $\bar{K} = K + b_1 M + b_4 C$</p> <p>E. Triangulariser la matrice de rigidité effective $\bar{K} = LDL^T$</p> <p>F. Spécifier les conditions initiales $x_0, \dot{x}_0, \ddot{x}_0$</p> <p>II. POUR CHAQUE PAS DE TEMPS $\Delta t = \Delta t, 2\Delta t, 3\Delta t \dots\dots$</p> <p>A. Calculer le vecteur de charge effective</p> $\bar{F}_{t+1} = F_{t+1} + M(b_1 x_t - b_2 \dot{x}_t - b_3 \ddot{x}_t) + C(b_4 x_t - b_5 \dot{x}_t - b_6 \ddot{x}_t)$ <p>B. résoudre pour le vecteur de déplacement de nœud à l'instant t</p> $LDL^T x_{t+1} = \bar{F}_{t+1} \quad \text{Par substitution avant et arrière.}$ <p>C. Calculer la vitesse et l'accélération du nœud à l'instant t</p> $\dot{x}_{t+1} = b_4 (x_{t+1} - x_t) + b_5 \dot{x}_t + b_6 \ddot{x}_t$ $\ddot{x}_{t+1} = b_1 (x_{t+1} - x_t) + b_2 \dot{x}_t + b_3 \ddot{x}_t$ <p>D. Aller à l'étape II.A avec le temps $t=t+\Delta t$</p>

Tableau 4.1 : résumé de la méthode par intégration directe de Newmark [35].

4.3.2.3 Stabilité de la méthode de Newmark

La famille d'algorithmes de Newmark dépend de deux paramètres γ et β , et qui conditionnent la stabilité et la précision de l'algorithme.

- Pour un amortissement nulle, la méthode de Newmark est conditionnellement stable si :

$$\gamma \geq \frac{1}{2} \quad \text{et} \quad \beta \leq \frac{1}{2} \quad \text{et} \quad \Delta t \leq \frac{1}{\omega_{\max} \sqrt{\frac{\gamma}{2} - \beta}} \quad (4.35)$$

Où ω_{\max} : la fréquence maximale de la structure.

- La méthode de Newmark est inconditionnellement stable si:

$$2\beta \geq \gamma \geq \frac{1}{2} \quad (4.36)$$

En outre, si γ est supérieur à $\frac{1}{2}$, des erreurs seront introduites. Ces erreurs sont liées à « l'amortissement numérique » et « l'allongement périodique ».

Pour une structure à plusieurs degrés de liberté, le pas de temps limite donné par l'équation (4.41) peut être écrit sous la forme suivante :

$$\frac{\Delta t}{T_{\min}} \leq \frac{1}{2\pi \sqrt{\frac{\gamma}{2} - \beta}} \quad (4.37)$$

Les modèles informatiques des grandes structures réelles contiennent normalement un grand nombre de périodes qui sont plus petites que le pas de temps d'intégration, donc il est essentiel qu'on choisit une méthode d'intégration numérique qui est inconditionnelle pour tous les pas de temps.

4.4. CONCLUSION

Les étapes de la méthode dynamique non linéaire de Newmark pour l'analyse des structures en béton armé sont clairement détaillées dans ce chapitre. Le développement de cette méthode nous a permis de distinguer que cette approche est une boucle numérique fermée, qui utilise des paramètres réels comme la masse, rigidité, géométrie et les enregistrements sismiques. Cette méthode sera un outil essentiel pour l'analyse des différentes structures dans le domaine non linéaire, en utilisant le logiciel SAP2000/v14.1.

CHAPITRE 5 :
METHODE D'EVALUATION DES
EFFORTS RESISTANTS DES VOILES
EN BETON ARME

5.1. INTRODUCTION

Ce chapitre concerne les méthodes d'évaluation des efforts résistants des voiles en béton arme, afin de vérifier la résistance structurelles. On effectue le processus de détermination des efforts résistants ultimes y compris moment fléchissant, effort normal et effort tranchant dans les voiles, en utilisant les lois de comportement des matériaux préconisés par l'Eurocode2.

5.2. CONCEPT GENERAL ET PREDIMENSIONNEMENT

Les voiles sont des éléments de contreventement verticaux, considéré dans les structures comme des éléments principaux de résistance. Le modèle le plus simple d'un voile est celui d'une console encastrée à sa base, soumise à un effort normal N , un effort tranchant V et un moment fléchissant M qui est maximal dans la section d'encastrement. Sous l'action sismique, des parties plus au moins importantes de l'extrémité du voile en béton, sollicité en compression, peuvent se trouver dans le domaine inélastique, cette situation peut être à l'origine d'une instabilité latérale (Figure 5.1).

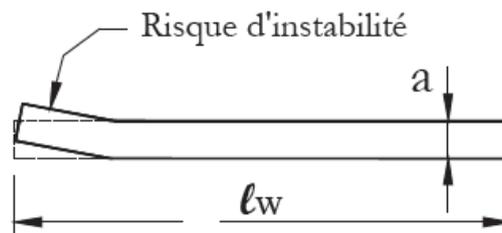


Figure 5.1 : instabilité latérale des voiles [36].

La ductilité en flexion dans la rotule plastique en pied d'un voile demande la réalisation d'un confinement du béton dans les parties de la section les plus sollicitées en compression. Le concept du projet d'un voile ductile est de constituer ces parties extrêmes, qu'on dénomme « zones de rive », comme des membrures de la section destinées à reprendre l'essentiel du moment de flexion sollicitant M_{Ed} . Figure (5.2).

Ces zones de rive ont une longueur confinée minimum $l_{c,min}$ égale à :

D'après Eurocode 8 [37] :

$$l_{c,min} = \min \left\{ \begin{array}{l} 0,15 l_w \\ 1,5 b_w \end{array} \right. \quad (5.1)$$

Ou D'après RPA99/v2003 [16] :

$$l_{c,min} \geq \frac{l_w}{10} \quad (5.2)$$

Avec l_w et b_w désignent respectivement la longueur et la largeur du voile.

On y dispose les armatures verticales de section $A_{s1} = A_{s2}$. Le pourcentage minimum de ces armatures longitudinales dans la zone confinée, soit A_{s1} égale à :

$$A_{s1} \geq 0,5\% b_0 l_c \quad (5.3)$$

Entre les armatures A_{s1} et A_{s2} , on dispose les armatures longitudinales « d'âme » de section totale A_{sv} .

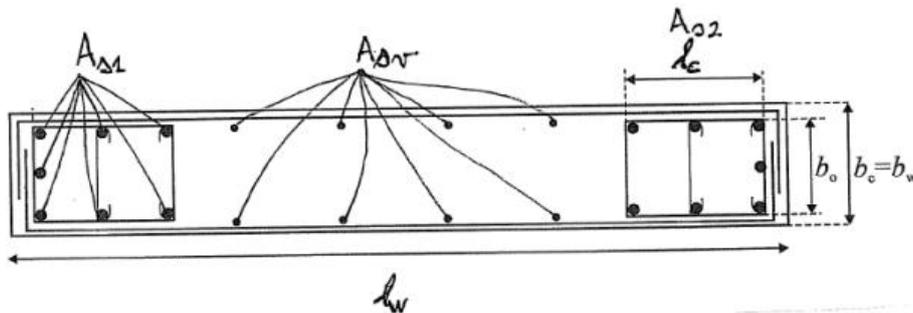


Figure 5.2 : Elément de rive et disposition des armatures verticales [36].

On définit les zones confinées de rive de la façon suivante :

En élévation, les armatures de confinement doivent être présentes sur la hauteur h_{cr} de la zone critique.

En plan, la zone à confiner s'étend horizontalement sur une longueur l_c mesurée depuis la fibre de compression extrême du voile jusqu'au point où le béton non confiné peut éclater à cause de déformations de compression importantes.

5.3. FACTEUR DE DUCTILITE EN COURBURE

On considère en général que la déformation de compression ϵ_{cu2} pour laquelle survient l'éclatement du béton est égale à : $\epsilon_{cu2} = 0,0035$. L'élément de rive confiné doit s'étendre sur une distance $x_u(l_c / (1 - \epsilon_{cu2} / \epsilon_{cu2,c}))$ – voir Figure(5.3) – depuis l'axe des armatures de confinement à proximité de la fibre de compression extrême. La dimension de la zone confinée en compression x_u (axe neutre) est calculée à la courbure extrême (ELU) en exprimant l'équilibre de la section de mur. La largeur de la zone confinée en compression est prise constante et égale à b_0 .

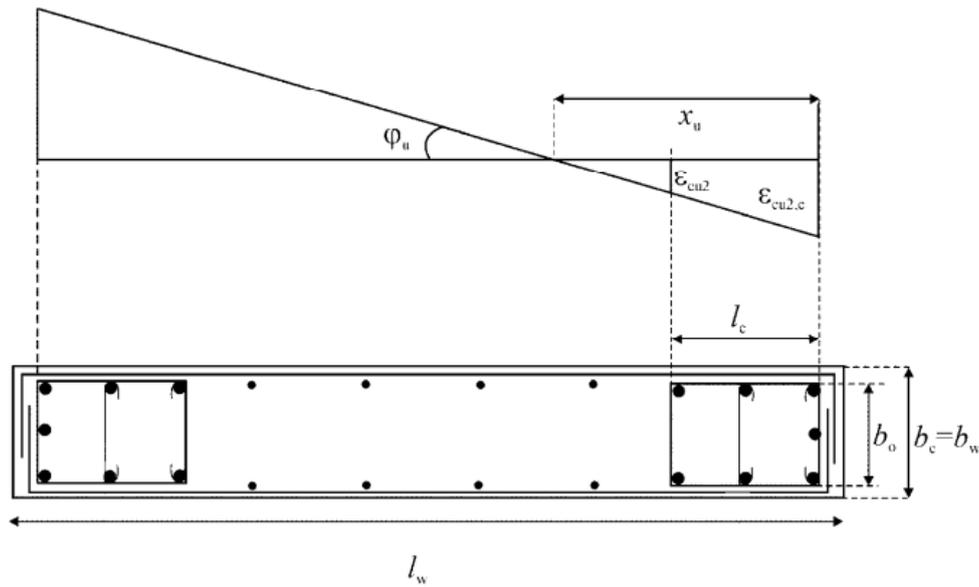


Figure 5.3 : Eléments de rive confinés d'une extrémité d'un voile [36].

La déformation ultime $\epsilon_{cu2,c}$ du béton confiné est estimée par :

$$\epsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \alpha \omega_{wd} \quad (5.4)$$

avec

ω_{wd} : Le rapport mécanique en volume des armatures de confinement requises dans les éléments de rive, égale à :

$$\omega_{wd} = \frac{\text{volume des armatures de confinement}}{\text{volume du noyau en béton}} \cdot \frac{f_{yd}}{f_{cd}} \geq 0.08 \quad (5.3)$$

Dont f_{cd} et f_{yd} sont définis dans le chapitre 4 par les équations (4.1) et (4.6) respectivement.

Qui doit respecter la condition suivante :

$$\alpha \omega_{wd} \geq 30 \mu_{\phi} (\nu_d + \omega_v) \epsilon_{sy,d} \frac{b_c}{b_0} - 0.035 \quad (5.6)$$

Où α : est le rapport de forme prédominant du voile, déterminer par :

$$\alpha = \frac{h_w}{l_w} \quad (5.7)$$

ω_v est le rapport mécanique des armatures verticales A_{sv} d'âme, soit :

$$\omega_v = \frac{A_{sv} f_{yd}}{b_c l_w f_{cd}} \quad (5.8)$$

v_d est l'effort normal réduit dans la section du voile, soit :

$$v_d = \frac{N_{Ed}}{b_c l_w f_{cd}} \quad (5.9)$$

μ_ϕ : est le facteur de ductilité en courbure à atteindre, soit :

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} \quad (5.10)$$

Pour établir ϕ_y , on utilise les résultats d'études expérimentales, toutes de la forme générale suivante, où λ est un coefficient de forme de la section:

$$\phi_y = \frac{\lambda \varepsilon_y}{d} \quad (5.11)$$

Pour un voile rectangulaire :

$$\phi_y = \frac{2 \varepsilon_{sy.d}}{l_w} \quad (5.12)$$

ϕ_u est limitée par ε_{cu}^* , raccourcissement qui correspond à l'écrasement du béton à la fibre extrême du noyau confiné:

$$\phi_u = \frac{\varepsilon_{cu}^*}{x_{cu}} \quad (5.13)$$

La valeur cible de ε_{cu}^* à atteindre par un confinement adéquat découle de :

$$\mu_\phi = \frac{\phi_u}{\phi_y} = \frac{\varepsilon_{cu}^* l_w}{2 \varepsilon_{sy.d} x_{cu}} \quad (5.14)$$

Comme

$$\xi_{cu}^* = \frac{x_{cu}}{l_w} \quad (5.15)$$

donc

$$\varepsilon_{cu}^* = \frac{2 \mu_{\varphi} \varepsilon_{sy.d} x_{cu}}{l_w} = \frac{2 \mu_{\varphi} \varepsilon_{sy.d} \xi_{cu}^* l_{w0}}{l_w} \quad (5.16)$$

On calcule la position de l'axe neutre ξ_{cu}^* en partant de la relation suivante :

$$\xi_{cu} = \frac{(1 - \delta_1)(\nu + \omega_1 - \omega_2) + (1 + \delta_1)\omega_{\nu}}{(1 - \delta_1)\left(1 - \frac{\varepsilon_c}{3\varepsilon_{cu}}\right) + 2\omega_{\nu}} \quad (5.17)$$

Dans le noyau confiné:

$$\omega_1^* = \omega_2^* = \frac{A_{s1} f_y}{b_0 d_0 f_{c,c}} \quad \text{en raison de la symétrie de l'armature.}$$

$$\delta_1 = \frac{h_0 - d_0}{h_0} = \frac{d_{bL} - d_{bh}}{2 h_0} \ll 1 \quad \text{car les barres sont au bord du noyau} \Rightarrow \delta_1=0.$$

$$\omega_{\nu}^* = \frac{A_{sv} f_y}{b_0 d_0 f_{c,c}} \quad \text{est le rapport mécanique des armatures verticales d'âme.}$$

$$\nu^* = \frac{N}{b_0 d_0 f_{c,c}} \quad \text{est l'effort normal réduit de calcul.}$$

On trouve :

$$\xi_{cu}^* = \frac{\nu^* + \omega_{\nu}^*}{\left(1 - \frac{\varepsilon_{c2,c}}{3\varepsilon_{cu}^*}\right) + 2\omega_{\nu}^*} \approx \frac{\nu + \omega_{\nu}}{\left(1 - \frac{\varepsilon_{c2,c}}{3\varepsilon_{cu}^*}\right) \left(\frac{f_{c,c}}{f_c}\right) \left(\frac{b_0 h_0}{b_c h_c}\right) + 2\omega_{\nu}} \quad (5.18)$$

Dans la relation (5.16) on affecte :

- à $\varepsilon_{cu}^* = \varepsilon_{cu2,c} = 0,0035 + 0,1 \omega_w$ fonction de l'armature de confinement caractérisée par ω_w .

- à ξ_{cu}^* la valeur établie ci-dessus,

Puis, on déduit la valeur de la ductilité en courbure ultime, soit :

$$\mu_{\varphi} = \frac{l_w(0.0035 + 0.1\alpha\omega_w)}{2\varepsilon_{sy.d}l_{w0}(\nu + \omega_{\nu})} \left[\left(1 - \frac{\varepsilon_{c2,c}}{\varepsilon_{cu2,c}}\right) \left(\frac{f_{cc}}{f_c}\right) \left(\frac{b_0 h_0}{b_w h_w}\right) + 2\omega_{\nu} \right] \quad (5.19)$$

avec

$$f_{c,c} = \beta f_c$$

$$\varepsilon_{c2,c} = \beta^2 \varepsilon_{c2}$$

avec ($\varepsilon_{c2}=0.002$)

$$\beta = \min \begin{cases} 1 + 2.5 \alpha \omega_w \\ 1.125 + 1.25 \alpha \omega_w \end{cases}$$

qui sont des expressions empiriques déduites des essais.

Puis, on déduit la valeur de la ductilité en courbure ultime, soit :

f_c : la résistance du béton.

Si la condition est vérifiée, donc la position de l'axe neutre x_u sera égale à :

$$x_u = \frac{l_c}{\left(1 - \frac{\varepsilon_{cu2}}{\varepsilon_{cu2,c}}\right)} \quad (5.20)$$

5.4. EFFORT NORMAL ET MOMENT FLECHISSANT RESISTANTS DANS LES VOILES EN BETON ARME

La Figure (5.4) représente la section transversale d'un voile avec des distributions typiques des déformations et des contraintes pour des positions variables de l'axe neutre. Elle est soumise à un moment M et une force de compression axiale N , la direction du moment est la cause à provoquer la compression sur la partie gauche de la section et la traction sur la partie droite. Dans le cas où la section est partiellement comprimée (Figure 5.2a), la déformation ultime du béton est limitée à 0,0035. Cependant, pour le cas où la section est entièrement comprimée c.à.d. si la résultante Nu reste à l'intérieur du noyau central, soit une excentricité maximale $L/6$ pour un voile rectangulaire (Figure 5.2b), la déformation du béton est limitée par une valeur de 0,002 au niveau moyen de la profondeur de la section.

L'élément de rive confiné est nécessaire si :

$$c \geq \frac{l_w}{600 \left(\frac{\delta_u}{h_w}\right)} \quad (5.21)$$

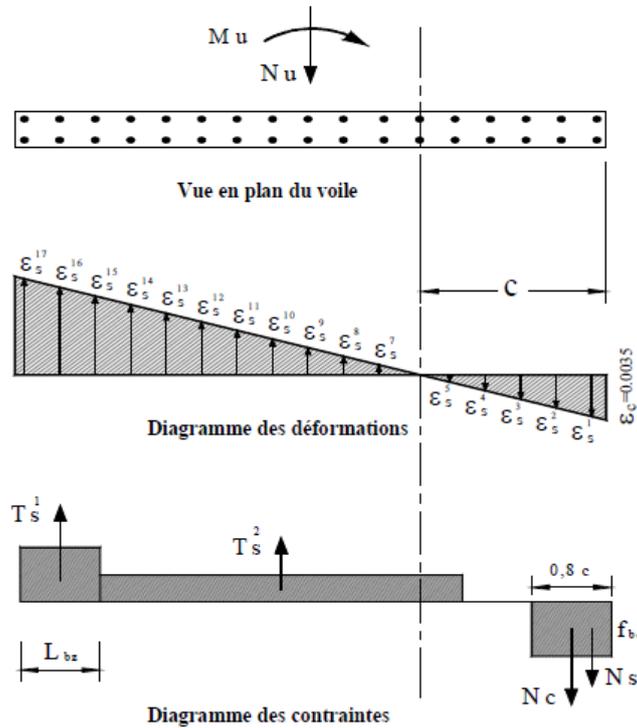
et que

$$\frac{\delta_u}{h_w} \geq 0.007 \quad (5.22)$$

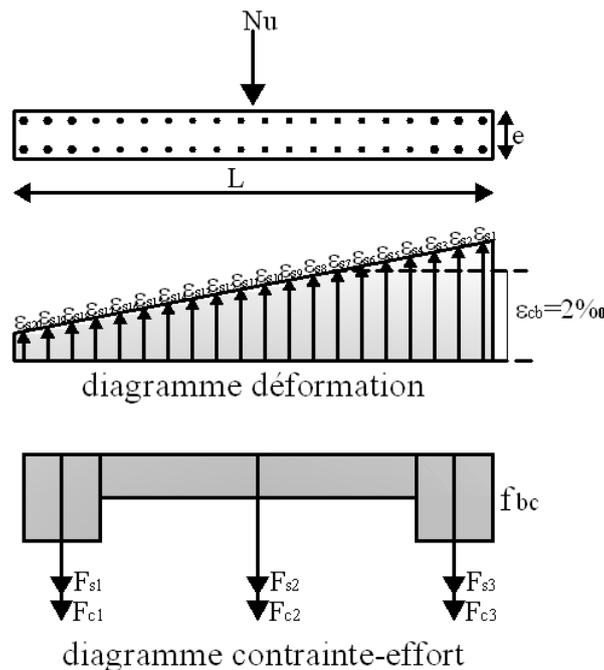
c : la distance de l'axe neutre par rapport à la fibre la plus comprimée de la section du voile.

δ_u : déplacement ultime du voile au sommet.

La position de l'axe neutre c correspondant à la courbure ultime après éclatement du béton situé hors du noyau confiné des éléments de rive. La distance c peut être déterminée en construisant la courbe d'interaction (P-M) correspondant à la section et ferrailage du voile.



(a) section partiellement comprimée.



(b) section entièrement comprimée.

Figure 5.4 : Comportement de la section d'un voile en béton armé à l'état limite ultime [38].

5.4.1. Pour une section partiellement comprimée

Considérons les équations d'équilibre des efforts agissant sur la section illustrée dans la figure (5.6a). La force axiale ultime (N_u) est exprimée par :

$$N_u = T_s^1 + T_s^2 - N_c - N_s \quad (5.23)$$

Où :

T_s^1 : est la force de traction résultante des armatures tendues de rive. ($T_s^1 = A_s^1 \cdot f_e$)

T_s^2 : est la force de traction résultante des armatures tendues de milieu. ($T_s^2 = A_s^2 \cdot f_e$)

N_c : est la force de compression du béton comprimé. ($N_c = 0.8 \cdot c \cdot f_{bc}$)

N_s : est la force de compression résultante des armatures comprimées de rives. ($N_s = A_s \cdot f_e$)

En remplaçant les efforts par leurs quantités, la formule (5.23) devient :

$$N_u = A_s^1 \cdot f_e + A_s^2 \cdot f_e - 0.8 \cdot c \cdot f_{bc} - A_s \cdot f_e \quad (5.24)$$

En suivant le même processus le moment ultime agissant sur la section du voile est donné par :

$$M_u = T_s^1 \cdot x_{T_s^1} + T_s^2 \cdot x_{T_s^2} + N_c \cdot x_{N_c} + N_s \cdot x_{N_s} \quad (5.25)$$

Où

x_i : sont les distances entre le point d'application des efforts et l'axe neutre.

5.4.2. Pour une section entièrement comprimée

Dans ce cas, le béton ne fournit aucune contribution au moment de résistance. Considérons les équations d'équilibre des efforts agissant sur la section illustrée dans la figure (5.6b). La force axiale ultime (N_u) est exprimée par :

$$N_u = \sum_{i=1}^3 F_{ci} + \sum_{i=1}^3 F_{si} \quad (5.26)$$

Où :

F_{ci} : est la force de compression du béton comprimé des différentes parties du voile.

F_{si} : est la force de compression résultante des armatures comprimées des différentes parties du voile.

5.4.3. Relation moment - courbure pour une section fléchie

La ductilité des constructions dépend de la forme de la courbe moment-courbure ($M-\varphi$) de ses éléments. La courbe $M-\varphi$, pour un élément fléchi, peut être idéalisée par la courbe trilineaire schématisée par la figure (5.5). La première phase correspond à la section non fissurée, la deuxième au début de la fissuration qui s'achève au commencement de la plastification des armatures tendues et la troisième s'élargit à partir de la plastification des armatures tendues jusqu'à ce que le béton comprimé atteigne sa déformation ultime. Dans la majorité des cas, il suffit d'idéaliser la courbe en question par une courbe bilinéaire illustrée en figure (5.5) par des traits discontinus, où l'on néglige la rigidité initiale après la fissuration du béton [39].

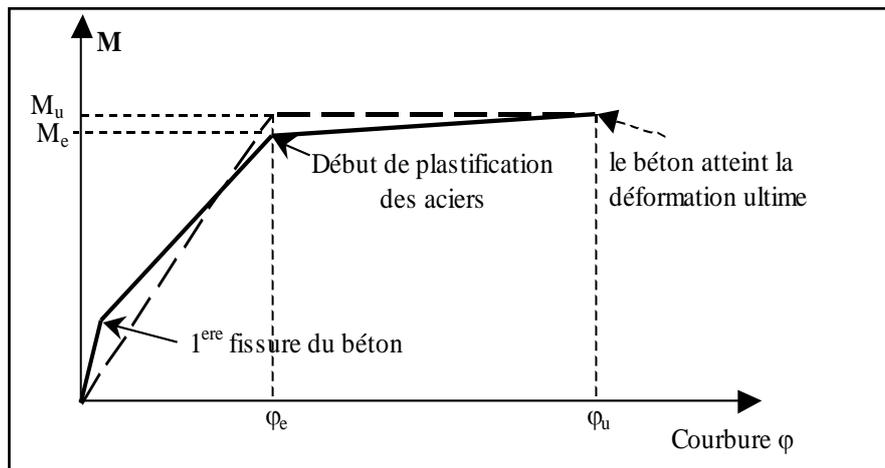


Figure 5.5 : Diagramme moment – courbure pour les éléments fléchies en béton armé (idéalisation bilinéaire et tri-linéaire du diagramme $M-\varphi$) [39].

5.5. EFFORT TRANCHANT RESISTANT DANS LES VOILES EN BETON ARME

Lorsque $V_{Ed} > V_{Rd,c}$, des armatures transversales deviennent nécessaires pour assurer la reprise des efforts de traction dus à l'effort tranchant.

Pour établir les équations d'équilibre, on se base sur l'analogie de Morsch [40] qui consiste à comparer le fonctionnement d'une section en béton armé à celui d'une section fictive en treillis Figure (5.6).

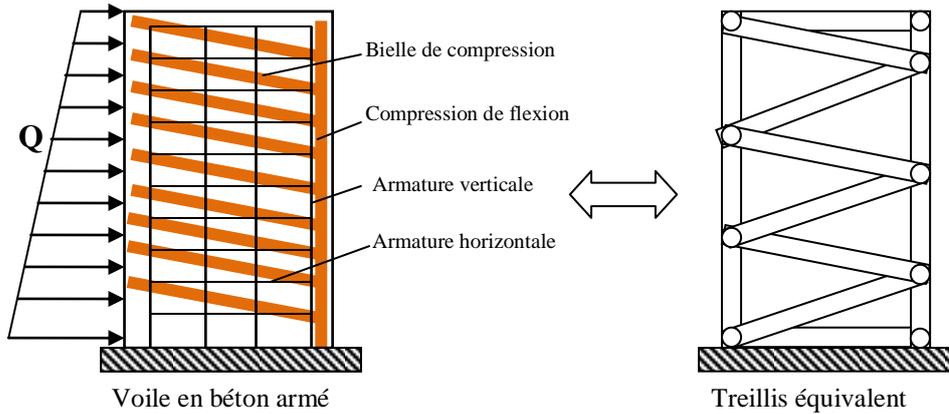


Figure 5.6 : schéma d'un voile en B.A avec bielles de compression et son treillis équivalent [40].

5.5.1. Equilibre des forces

Les formules de dimensionnement ou de contrôle sont basées sur l'équilibre des efforts dans l'âme. Nous établirons ces formules dans le cas général d'angles θ (inclinaisons de la bielle de béton) et α (inclinaison de l'armature horizontale) droite.

5.5.1.1. Vérification de la compression dans la bielle comprimée

Soit le treillis de la figure (5.7), dans lequel nous réalisons une coupe à mi-distance des nœuds de la membrure gauche.

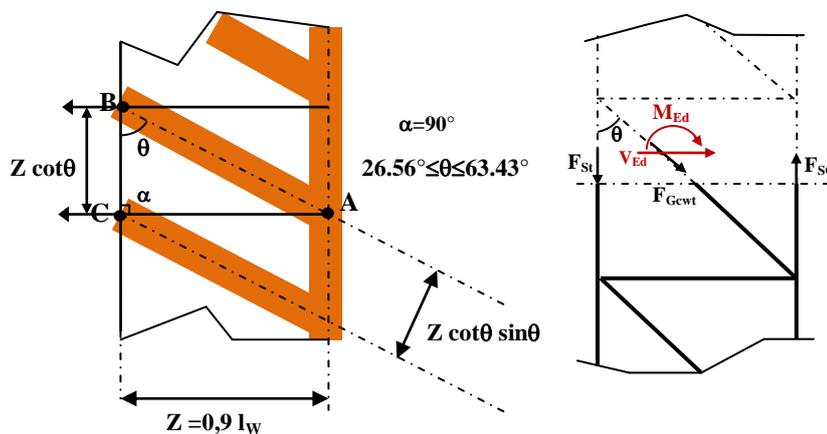


Figure 5.7 : représentation des efforts induits des bielles de compressions [40].

L'équilibre horizontal nous donne l'effort de compression dans la bielle de béton comprimée :

$$F_{swc} = \frac{V_{Ed}}{\sin\theta} \tag{5.27}$$

Cet effort de compression doit être repris par la bielle de béton inclinée de θ . Cette bielle a comme dimensions transversales une largeur l_w et une hauteur égale à $(z \cdot \cot\theta \cdot \sin\theta)$.

La résistance de calcul de la bielle comprimée vaut alors:

$$F_{Rcw} = l_w \cdot Z \cdot \cot\theta \cdot \sin\theta \cdot v_1 \cdot f_{cd} \quad (5.28)$$

On notera qu'un coefficient réducteur v_1 corrige la résistance du béton. Il rend compte d'une nette perte de la capacité de résistance de l'âme qui est fissurée.

L'Eurocode 2 propose :

$$v_1 = 0.6 \left(1 - \frac{f_{ck}}{250} \right) \quad (5.29)$$

En exprimant que, pour ne pas avoir de rupture de la bielle, il faut toujours avoir $F_{Scw} \leq F_{Rcw}$, on obtient :

$$\frac{V_{Ed}}{\sin\theta} \leq l_w \cdot Z \cdot \cot\theta \cdot \sin\theta \cdot v_1 \cdot f_{cd} \quad (5.30)$$

D'où $V_{Ed} < V_{Rd,max}$ exprimant la capacité de résistance de la bielle comprimée de béton.

Avec

$$V_{Rd,max} = l_w \cdot Z \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \cot\theta \cdot \sin^2\theta \quad (5.31)$$

5.5.1.2. Vérification de la traction dans les étriers

Faisons à présent une coupe dans le treillis en veillant à couper une armature horizontale.

L'équilibre horizontal nous donne l'effort de traction dans l'armature :

$$F_{Ssw} = \frac{V_{Ed}}{\sin\alpha} \quad (5.32)$$

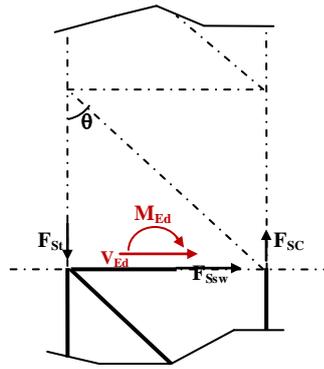


Figure 5.8 : représentation des efforts induits des armatures horizontales [40].

Si A_{sw} représente la section coupée dans l'armature (c.-à-d., si l'armature est de forme rectangulaire, la section de 2 brins) et que les armatures sont écartés d'un "pas" ou entre distance de «s», la section résistante par panneau, soit sur une longueur égale a $z \cdot \cot \theta$ vaut:

$$\frac{A_{sw} \cdot Z \cdot \cot \theta}{s} \quad (5.33)$$

La résistance de calcul de la bielle tendue (étrier) vaut donc, si f_{ywd} est sa limite élastique de calcul:

$$F_{Rsw} = \frac{A_{sw} \cdot Z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{s} \quad (5.34)$$

En exprimant que $F_{Ssw} \leq F_{Rsw}$, on obtient :

$$\frac{V_{Ed}}{\sin \alpha} \leq \frac{A_{sw} \cdot Z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{s} \quad (5.35)$$

D'où $V_{Ed} \leq V_{Rd,s}$ exprimant la capacité de l'armature horizontale.

Avec

$$V_{Rd,s} = \frac{A_{sw} \cdot Z \cdot f_{ywd} \cdot \cot \theta}{s} \quad (5.36)$$

Pour assurer une rupture ductile (rupture des armatures avant rupture des bielles de compression), l'EC2 impose de ne pas dépasser un taux maximal d'armatures d'effort tranchant:

$$\frac{A_{sw}}{s} \leq \frac{A_{sw,Max}}{s} = l_w \cdot v_1 \frac{f_{cd}}{2 \cdot f_{ywd}} \quad (5.37)$$

Donc l'effort tranchant résistant sera la somme des deux capacités de résistance à la bielle comprimée de béton et l'armature horizontale :

$$V_{Rd} = V_{Rd,max} + V_{Rd,s} \quad (5.38)$$

$$V_{Rd} = Z \cdot \cot\theta \cdot \left[l_w \cdot v_1 \cdot f_{cd} \cdot \sin^2\theta + \frac{A_{sw} \cdot f_{ywd}}{s} \right] \quad (5.39)$$

5.6. CONCLUSION

Afin de réaliser un dimensionnement adéquat et économique pour assurer la résistance des structures en béton armé de contreventement mixte (voile et portique), il est très important de quantifier les efforts résistants que peut supporter les éléments structuraux, ce qui était le but de ce chapitre.

Ces efforts résistants vont être utilisés dans le sixième chapitre, afin de vérifier la capacité et la résistance non linéaire des structures en béton armé.

CHAPITRE 6 :
ANALYSE DU COMPORTEMENT
DYNAMIQUE NON LINEAIRE DES
STRUCTURES EN BETON ARME
SOUS ENREGISTREMENTS
SISMIQUES LOCAUX

6.1. INTRODUCTION

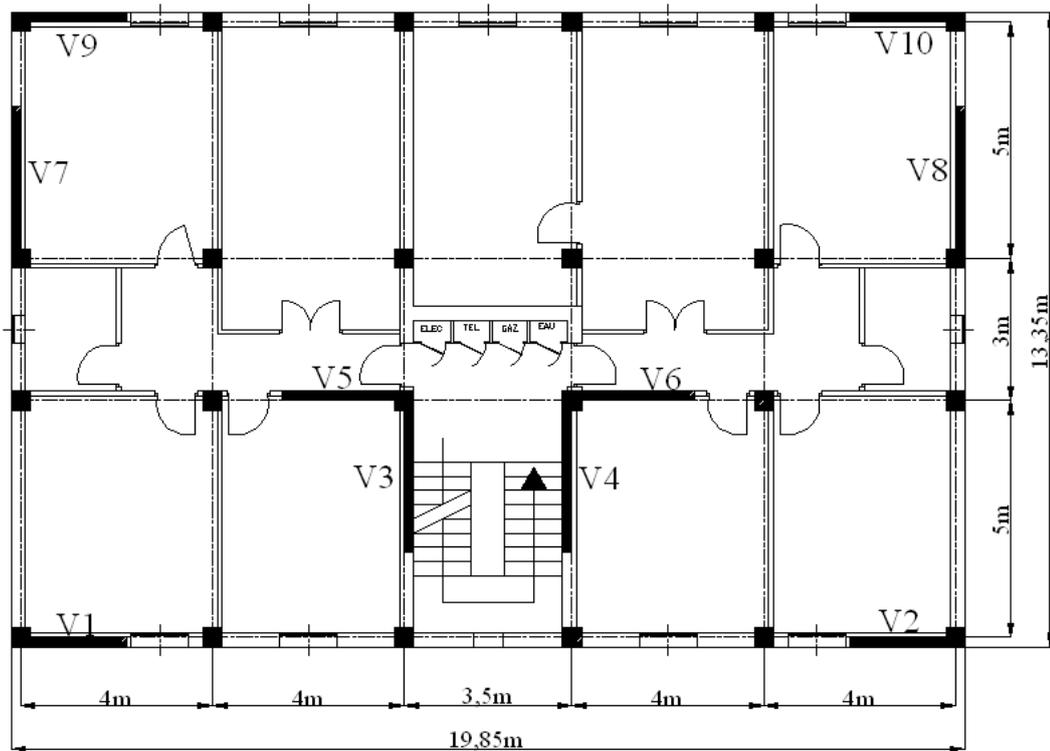
Les structures implantées dans le nord Algérien sont souvent soumises au risque d'endommagement induit par les actions sismiques. Cependant, l'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un séisme est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismiques, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. En pratique aujourd'hui, le type de contreventement souvent utilisé est celui qui rassemble les portiques et les voiles, connu sous le nom de contreventement mixte, hybride, ou structure voiles-portiques. Par ailleurs, le comportement d'un voile est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles de l'importance des charges verticales et de la formes de sa section. L'objectif de ce chapitre est d'analyser le comportement dynamique non linéaire des structures en béton armé sous enregistrements sismiques locaux dimensionnés selon les règles parasismiques Algériennes RPA99/v2003. En premier lieu, trois structures de contreventement mixte et de différents niveaux vont être identifiées. Ensuite, le comportement non linéaire en termes de la déformabilité, de cisaillement, de résistance en flexion, de capacité portante sous l'effort de compression est analysé et interprétée en utilisant le logiciel SAP2000/v14.1.

6.2. IDENTIFICATION DES STRUCTURES ETUDIEES

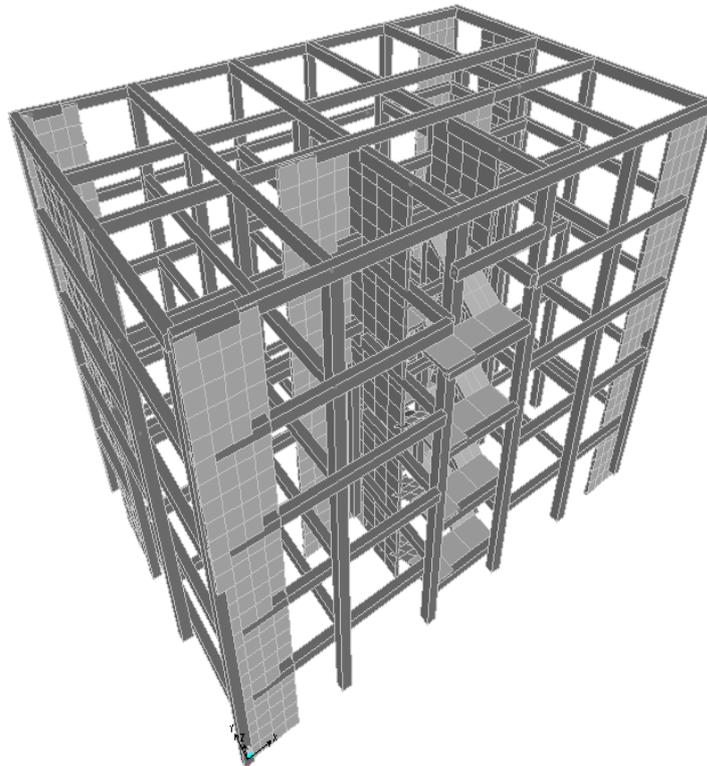
Pour l'analyse du comportement dynamique non linéaire des bâtiments en béton armé dimensionnés selon le règlement parasismique Algérien (RPA99/V2003), sous différents enregistrements sismiques, trois structures en béton armé à système de contreventement mixte (voile-portique) seront considérées dans cette étude. Dans la suite, on va identifier ces structures.

6.2.1. Structure de cinq niveaux (SN5)

La première structure choisie est un bâtiment à usage d'habitation, composée de cinq étages ($n = 5$). Elle est implantée dans une zone de forte sismicité (III), sur un sol meuble (S2). De hauteur totale $H = 15,3\text{m}$ et la hauteur de chaque étage $h = 3,06\text{m}$. Les caractéristiques des matériaux initialement considérés sont, 22 MPa pour la résistance à la compression du béton f_{c28} , et 400 MPa pour la limite d'élasticité des armatures f_e . Les données géométriques nécessaires et les sections d'armatures pour le ferrailage des éléments structuraux sont illustrées dans la figure (6.1) (a, b) et le tableau (6.1).



(a) vue en plan



(b) vue en 3D

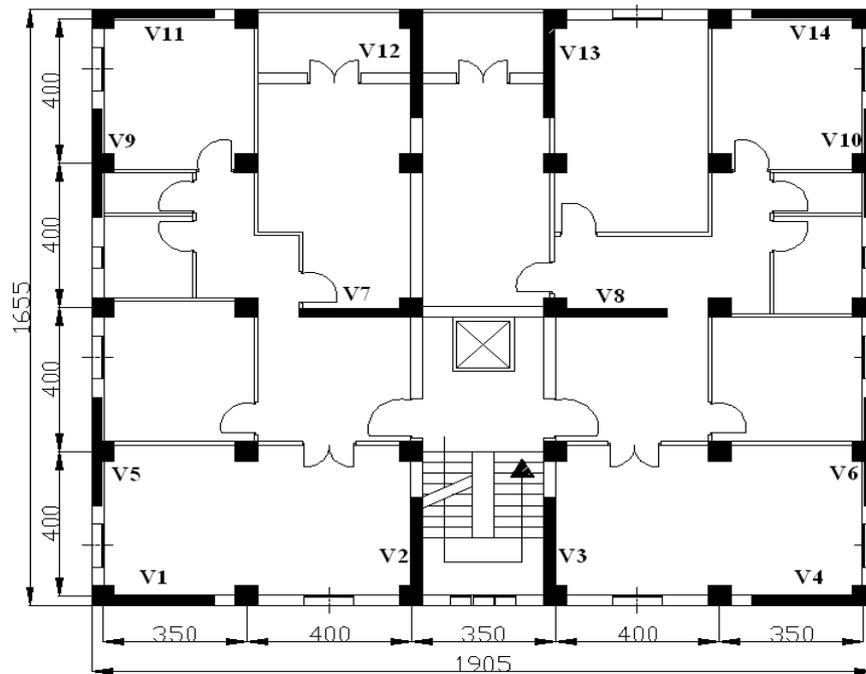
Figure 6.1 : Géométrie de la structure (SN5).

		Niveau	Dimension	Ferrailage
Poteaux		1, 2	40x40 cm ²	4T25+4T16
		3, 4, 5	35x35 cm ²	4T20+4T16
Poutres porteuses		Tous les niveaux	30x40 cm ²	6T14+4T12
Poutres non porteuses		Tous les niveaux	30x35 cm ²	6T12
Voiles	Poteau	1, 2	35x35 cm ²	8T16
		3, 4, 5		8T14
	Trumeau	1, 2	e= 20 cm	T12 (S=10cm)
		3, 4, 5		T12 (S=20cm)

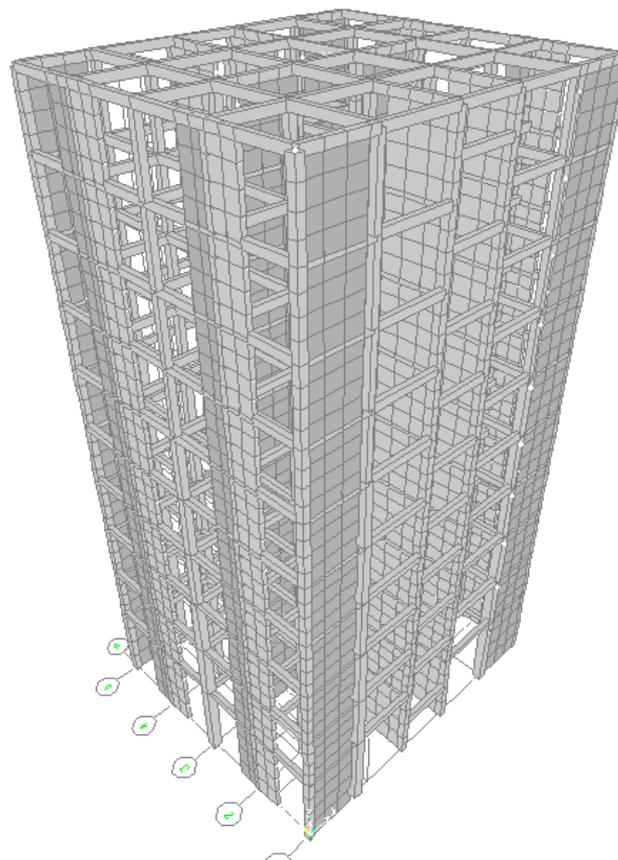
Tableau 6.1 : Données géométriques des éléments de la structure (SN5).

6.2.2. Structure de dix niveaux (SN10)

La deuxième structure choisie est un bâtiment à usage d'habitation et commercial, composée de dix étages ($n = 10$). Elle est implantée dans une zone de forte sismicité (IIb), sur un sol meuble (S2). De hauteur totale $H = 36,5\text{m}$ et la hauteur de RDC $h_{\text{RDC}} = 5\text{m}$ et celle de chaque étage $h_{\text{ec}} = 3,5\text{m}$. Les caractéristiques des matériaux initialement considérés sont, 30MPa pour la résistance à la compression du béton f_c28 , et 500 MPa pour la limite d'élasticité des armatures f_e . Les données géométriques et le ferrailage des éléments structuraux nécessaires sont illustrées dans la figure (6.2) (a, b) et le tableau (6.2).



(a) vue en plan



(b) vue en 3D

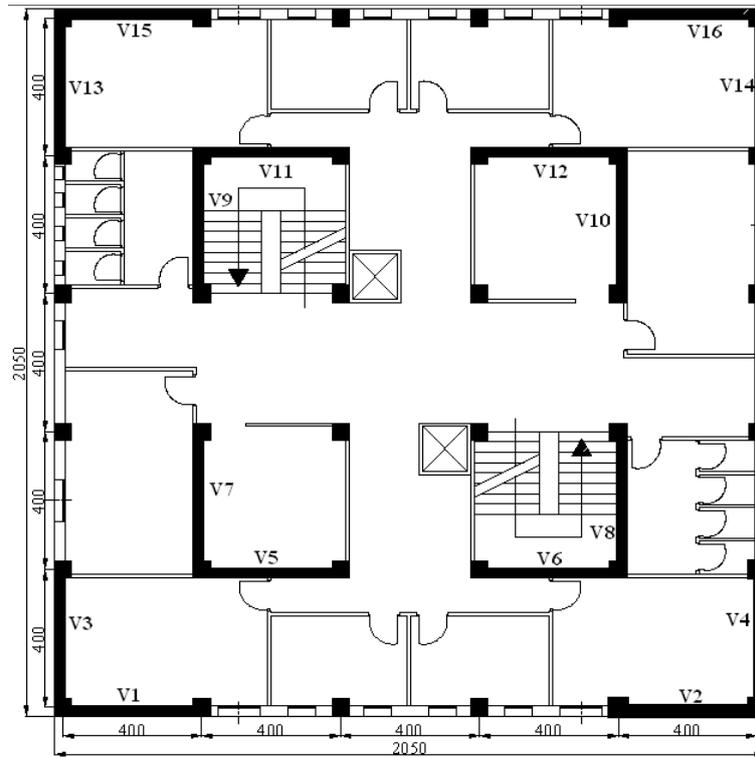
Figure 6.2 : Géométrie de la structure (SN10).

		Niveau	Dimension	Ferraillage
Poteaux		1, 2, 3	55x55 cm ²	4T25+12T16
		4, 5, 6	45x45 cm ²	4T20+8T16
		7, 8, 9, 10	35x35 cm ²	8T16
Poutres		Tous les niveaux	30x40 cm ²	10T12
Voiles	Poteau	1, 2, 3	40x40 cm ²	4T20+4T16
		4, 5, 6		8T16
		7, 8, 9, 10		8T14
	Trumeau	1, 2, 3	e= 25 cm	T12 (s=10cm)
		4, 5, 6		T12 (s=15cm)
		7, 8, 9, 10		T12 (s=20cm)

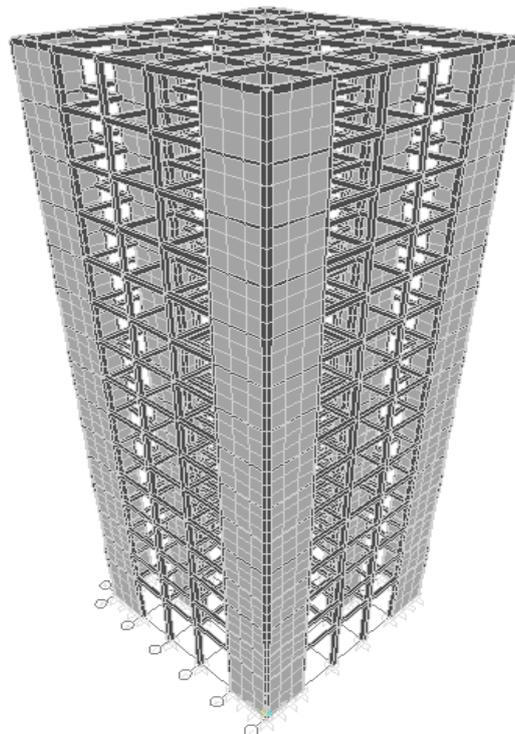
Tableau 6.2 : Données géométriques des éléments de la structure (SN10).

6.2.3. Structure de quinze niveaux (SN15)

La troisième structure choisie est un bâtiment à usage administratif, composée de quinze étages ($n = 15$). Cette structure est contreventée par un système mixte (voile+portique) comme montre la figure (6.3.a), elle est implantée dans une zone de moyenne sismicité (IIa), sur un sol meuble (S2). La hauteur totale de ce bâti est $H=55\text{m}$ et la hauteur de RDC $h_{\text{RDC}}=6\text{m}$ et celle de chaque étage $h_{\text{ec}}=3,5\text{m}$. Les caractéristiques des matériaux initialement considérés sont, 30MPa pour la résistance à la compression du béton f_{c28} , et 500 MPa pour la limite d'élasticité des armatures f_e . Les restes des données géométriques et les sections d'armatures déterminées pour le ferraillage des éléments de résistance sont résumées dans la figure (6.3) (a, b) et le tableau (6.3).



(a) vue en plan



(b) vue en 3D

Figure 6.3 : Géométrie de la structure (SN15).

		Niveau	Dimension	Ferraillage
Poteaux		1, 2, 3	50x50 cm ²	4T25+8T20
		4, 5, 6	45x45 cm ²	12T20
		7, 8, 9	40x40 cm ²	8T20
		10, 11, 12, 13, 14, 15	35X35 cm ²	8T16
Poutres		Tous les niveaux	30x40 cm ²	10T12
Voiles	Poteau	1, 2, 3	40x40 cm ²	8T16
		4, 5, 6		8T14
		7, 8, 9		8T12
		10, 11, 12, 13, 14, 15		8T12
	Trumeau	1, 2, 3	e= 25 cm	T12 (s=10cm)
		4, 5, 6		T12 (s=15cm)
		7, 8, 9		T12 (s=20cm)
		10, 11, 12, 13, 14, 15		T12 (s=25cm)

Tableau 6.3 : Données géométriques des éléments de la structure(SN15).

6.3. ANALYSE DE LA DEFORMABILITE DES CONSTRUCTIONS

La déformabilité des constructions est l'un des paramètres essentiel pour quantifier le taux de sécurité et de stabilité d'une structure. Dans notre étude cette déformabilité est traitée en termes de déplacement inter-étages et globale de la structure.

6.3.1. Déplacement inter-étages

Selon les règlements parasismiques les déplacements inter étages pour une structure ne doivent pas dépasser un taux de pourcentage prédéfini de la hauteur de l'étage. Pour notre étude, on s'intéresse aux déplacements inter étages admissible du (RPA99/v2003) et (l'Eurocode8, 2005) dont les taux de pourcentage sont 1% et 0,75% respectivement.

Les Figures (6.4) (6.5) et (6.6) illustrent une confrontation entre les déplacements inter étage admissible préconisé par le règlement parasismique Algérien (RPA99/v2003) et (l'Eurocode8, 2005) d'une part, et les déplacements relatifs horizontaux inter-étage obtenues sous différents enregistrement sismiques (décrites dans le chapitre I) des trois bâtiments identifiés en paragraphe 6.2.

6.3.1.1. Structure de 5 niveaux (SN5)

Les différents résultats de l'analyse obtenus pour (SN5) sont représentés dans la figure (6.4). D'après cette figure, il est bien clair que les déplacements inter-étage pour les différents enregistrements sismiques restent dans le domaine de déformation limité par les déplacements admissibles 0.01h du (RPA99/v2003), et 0.0075h de l'Eurocode8, sauf les déplacements des étages supérieures obtenues sous l'enregistrement sismique d'El Centro qui dépasse légèrement celui de l'Eurocode8. En conséquence, la structure (SN5) montre une large déformabilité sous les différents enregistrements sismiques locaux sous les conditions exigées par le RPA99/v2003 qui autorise une large déformation, comparativement à celui de l'Eurocode8. Cependant, sous les enregistrements sismiques élevés comme celle d'El Centro, reste dans un état critique.

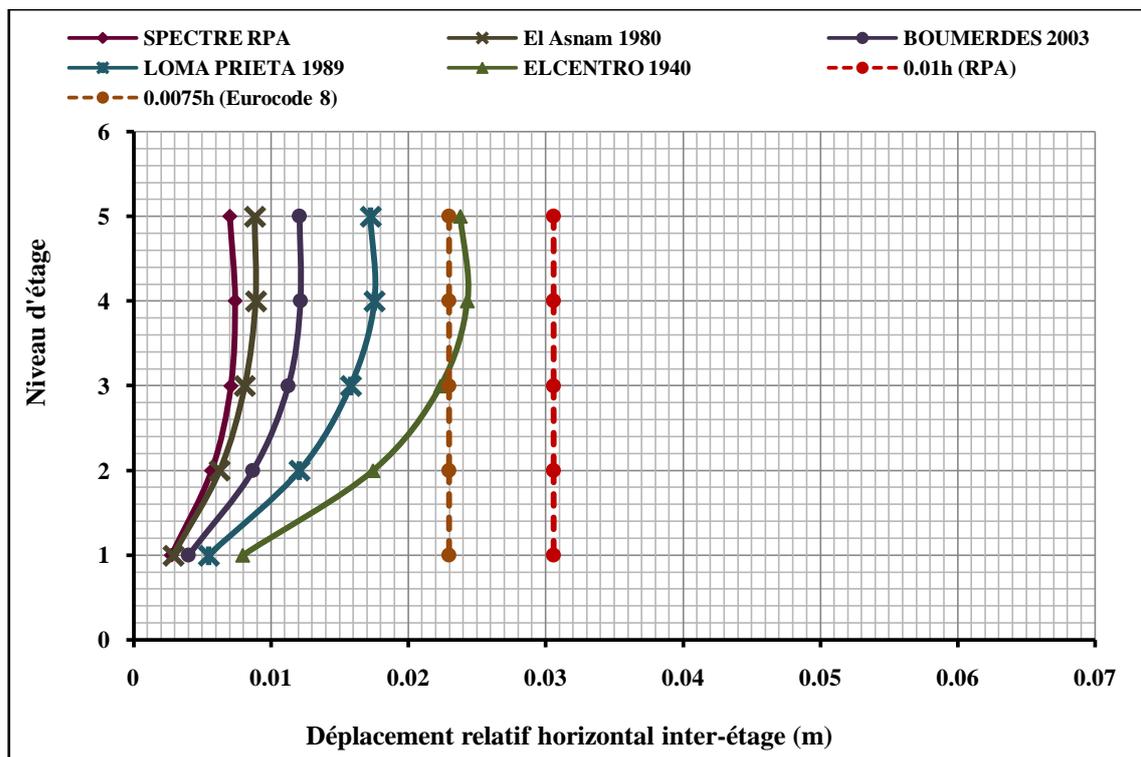


Figure 6.4 : Déplacement inter-étage de la structure (SN5).

6.3.1.2. Structure de 10 niveaux (SN10)

L'analyse de la structure (SN10) a montré que les déplacements inter-étage pour les différents enregistrements sismiques sont bien inférieurs aux déformations limitées par les déplacements admissibles $0.01h$ du (RPA99/v2003), et $0.0075h$ de l'Eurocode8, comme montre la figure (6.5), sauf les déplacements des sept étages supérieures obtenues sous l'enregistrement sismique d'El Centro qui dépasse largement celui de l'Eurocode8, et ceux des étages supérieurs obtenus sous le séisme de Loma Prieta atteint la limite admissible de l'Eurocode8. On note ici que la structure (SN10) suit le même constat que celui de la structure (SN5), c'est que le domaine de déformation est largement grand pour les résultats obtenus sous les enregistrements sismiques locaux, par contre sous les séismes de grande intensité la déformation est toujours défavorable.

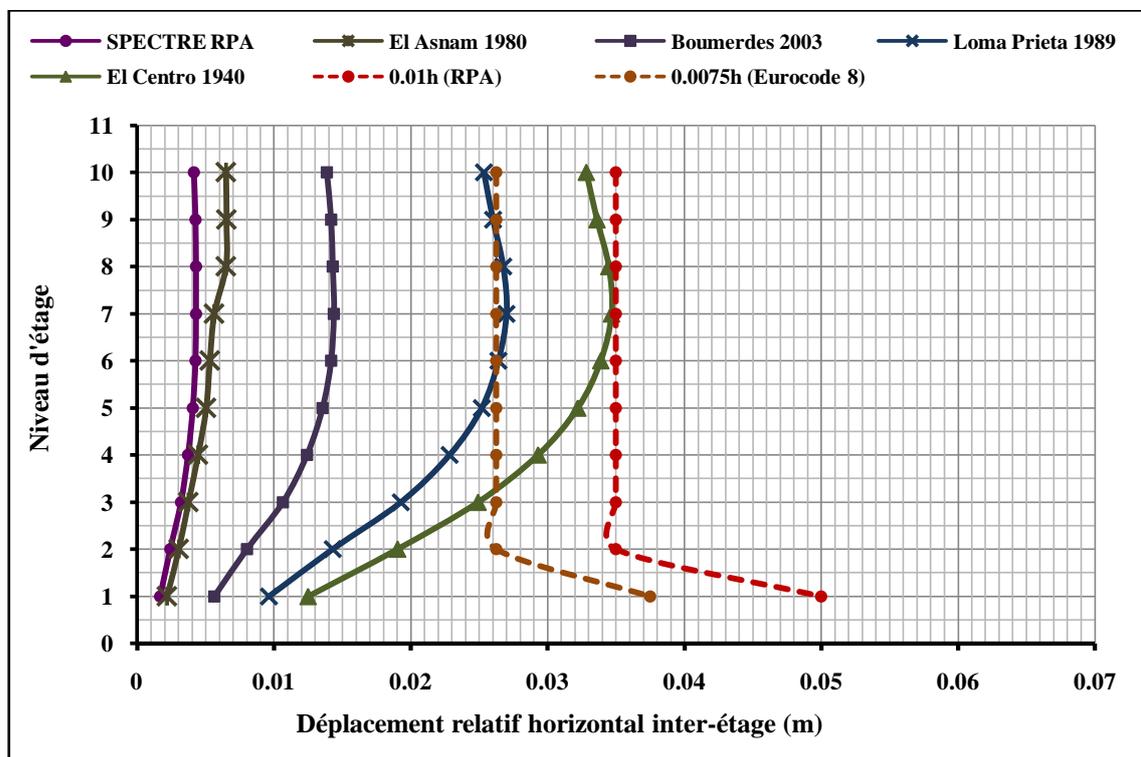


Figure 6.5 : Déplacement inter-étage de la structure (SN10).

6.3.1.3. Structure de 15 niveaux (SN15)

Les déplacements inter-étages obtenus par la structure (SN15) sont bien illustrés dans la figure (6.6). D'après la figure, on constate que les déplacements inter-étage pour les enregistrements sismiques locaux et le spectre du RPA restent largement inférieurs de la limite des déplacements admissibles 0.01h du (RPA99/v2003), et 0.0075h de l'Eurocode 8. Cependant sous les séismes historiques élevés, il est bien clair que les déplacements des sept étages supérieurs obtenus sous l'enregistrement sismique de Loma Prieta dépassent la limite admissible préconisée par l'Eurocode8, par contre sous le séisme d'El Centro les déplacements des étages supérieurs ont explosé est dépassé la limite du (RPA99/v2003). Par conséquent, sous les enregistrements sismiques locaux la déformabilité de la structure (SN15) est toujours adéquate par rapport aux déplacements réglementaires contrairement à celle obtenus sous les séismes de grande intensité qui est plus défavorable.

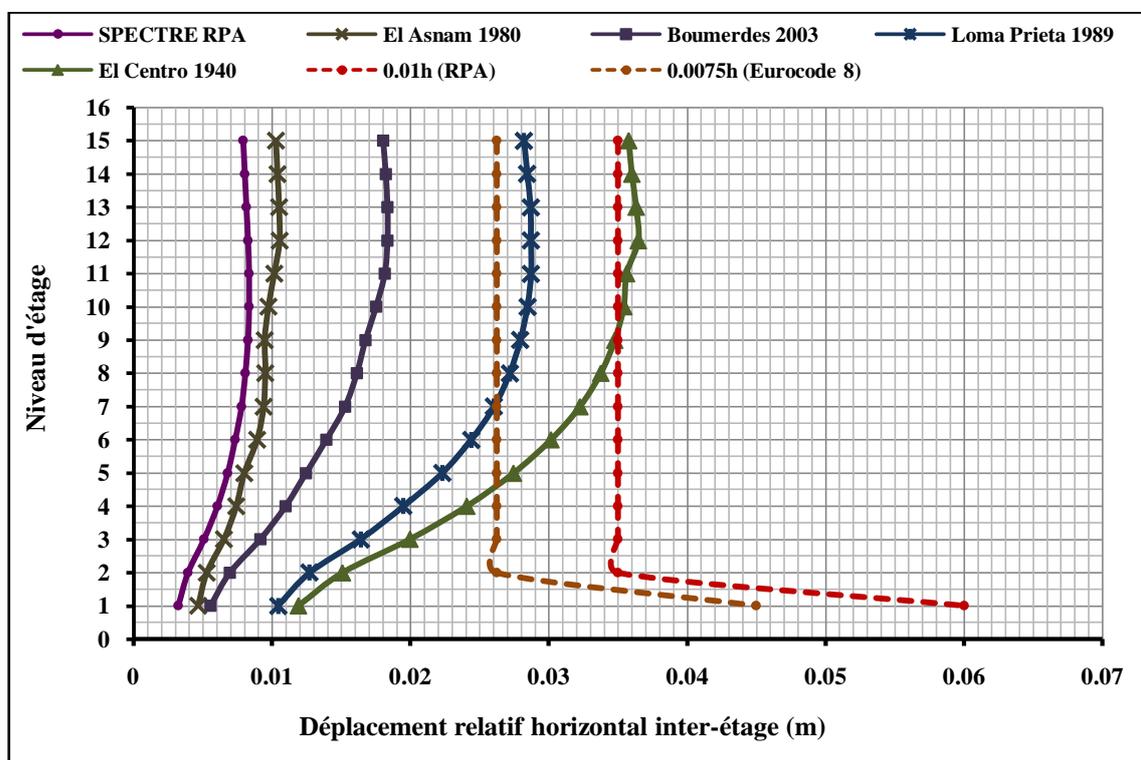


Figure 6.6 : Déplacement inter-étage de la structure (SN15).

En conséquence, les trois structures identifiées montrent une large déformation sous les enregistrements sismiques locaux, par contre sous les séismes majeurs comme celle d'El

Centro la performance vis-à-vis à la déformabilité nécessite une conception structurale assez spéciale.

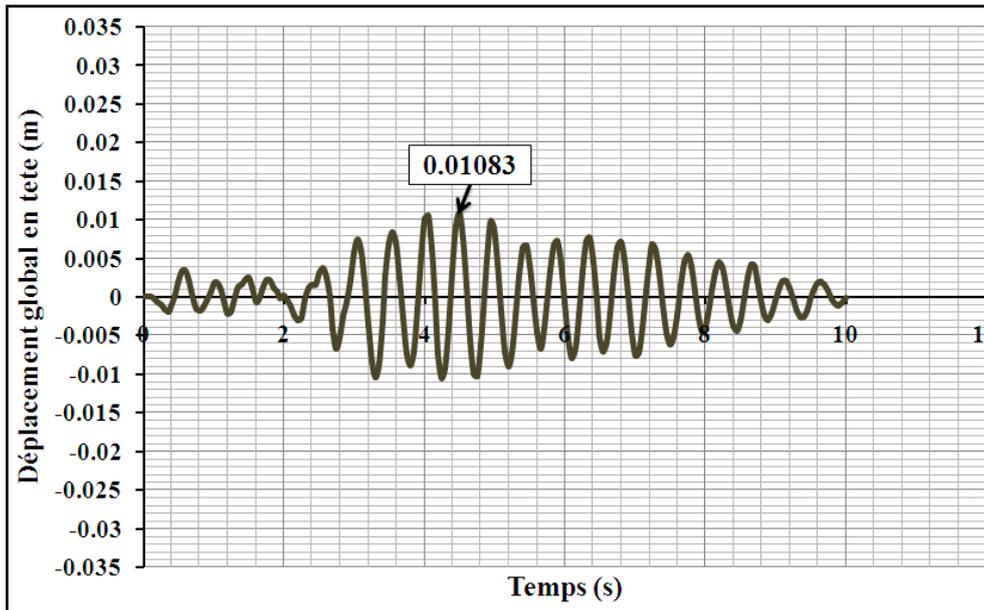
Dans ce contexte il est important de signaler que le règlement parasismique Algérien (RPA99/v2003) autorise une large déformabilité égale 1% de la hauteur d'étage comparativement à celui de l'Eurocode8, qui autorise 0,75% de la hauteur d'étage.

6.3.2. Déplacement global a la tête

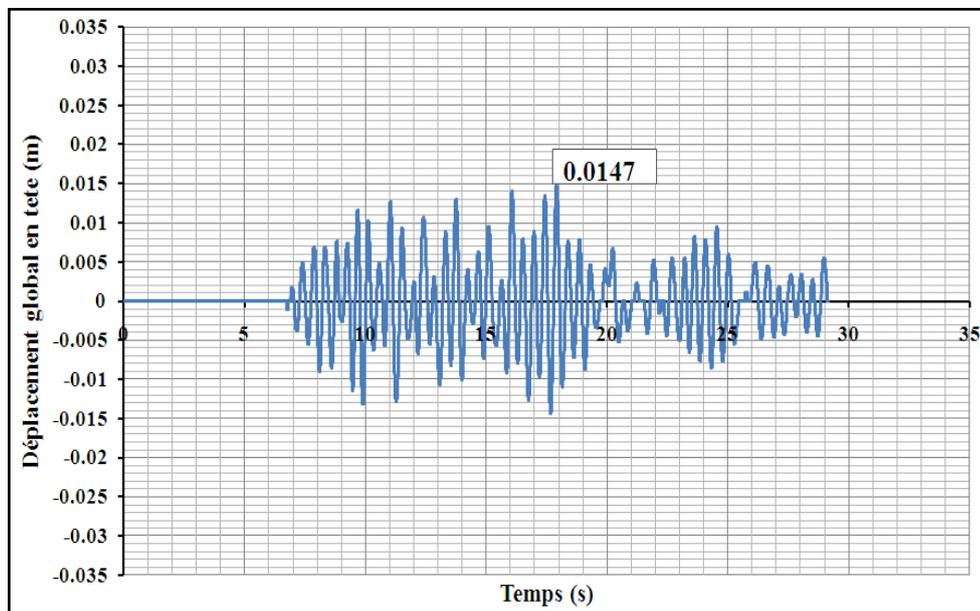
L'argument précédant concernant le déplacement inter-étages reste un indice insuffisant pour la mesure de la déformabilité d'une structure, sans connaître le déplacement global à la tête. Dans la suite, on essaye de quantifier ce déplacement sous différents enregistrements sismiques afin de montrer le taux d'aptitude de déformabilité globale de ces structures. Les Figures (6.7) (6.8) (6.9) illustrent les résultats des déplacements globaux obtenues à la tête des structures identifiées par l'analyse dynamique non linéaire sous les différents enregistrements sismiques cités précédemment.

6.3.2.1. Structure de 5 niveaux (SN5)

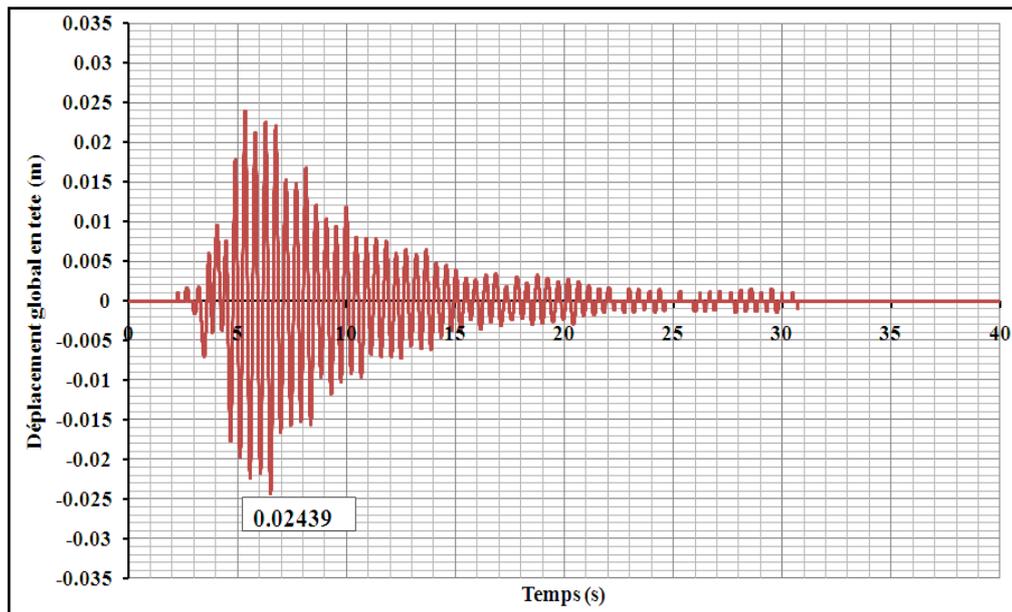
D'après la figure (6.7), On note que le déplacement maximal sous l'enregistrement sismique d'El Asnam atteint la valeur de 0,01083m à l'instant $t=4,50s$, de Boumerdes 0,0147m à l'instant $t= 17,91s$, de Loma Prieta 0,02439m à $t=6,515s$, par contre sous le séisme d'El-Centro le déplacement atteint la valeur de 0,03063m à l'instant $t=4,89s$. On peut remarquer que le déplacement global à la tête de la structure sous le séisme d'El-Centro dépasse deux fois celui de Boumerdes dans une durée trois fois moins, ce qui montre le caractère non explosif du séisme de Boumerdes, par contre malgré que le séisme d'El Asnam atteint le déplacement pic dans une même période que d'El Centro, leur déplacement reste trois fois moins de celui d'El Centro. Il est à noter que le déplacement sous l'enregistrement sismique local de Boumerdes n'excède pas 0,1% de la hauteur total de la structure, ce qui montre une bonne déformabilité globale sous les enregistrements sismiques locaux.



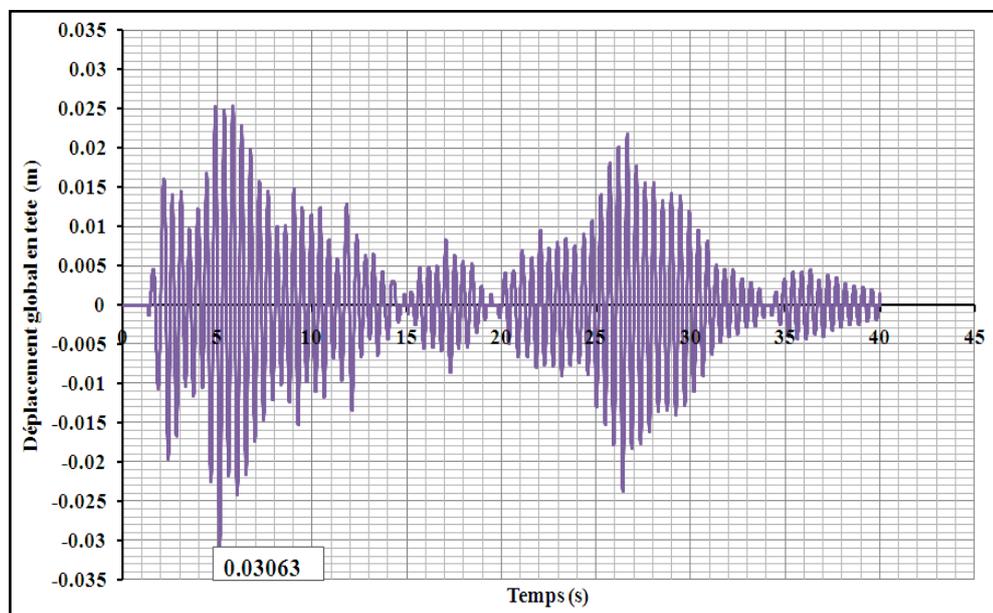
(a) El Asnam 1980



(b) Boumerdes 2003



(c) Loma Prieta 1989

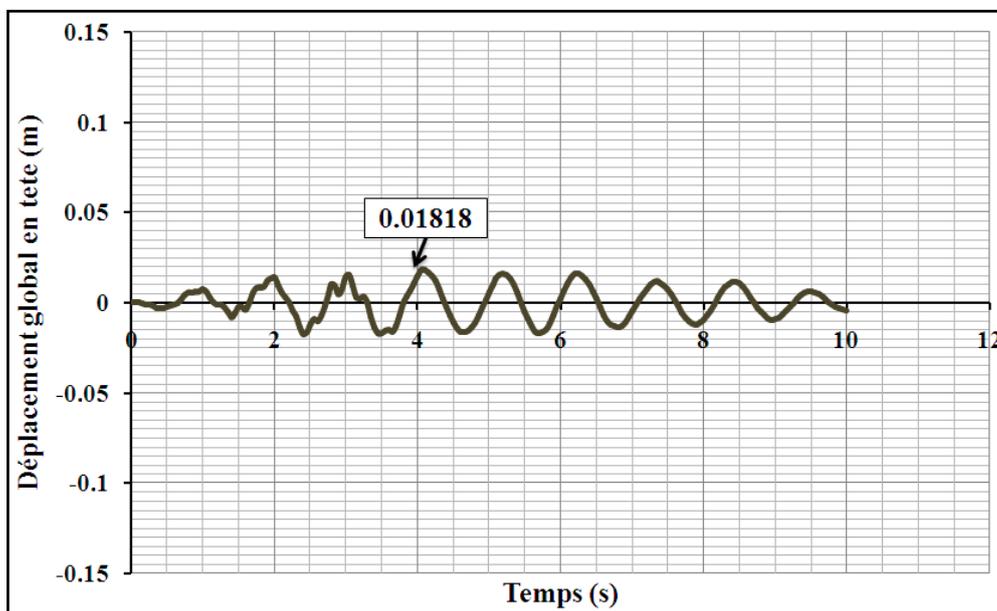


(d) El Centro 1940

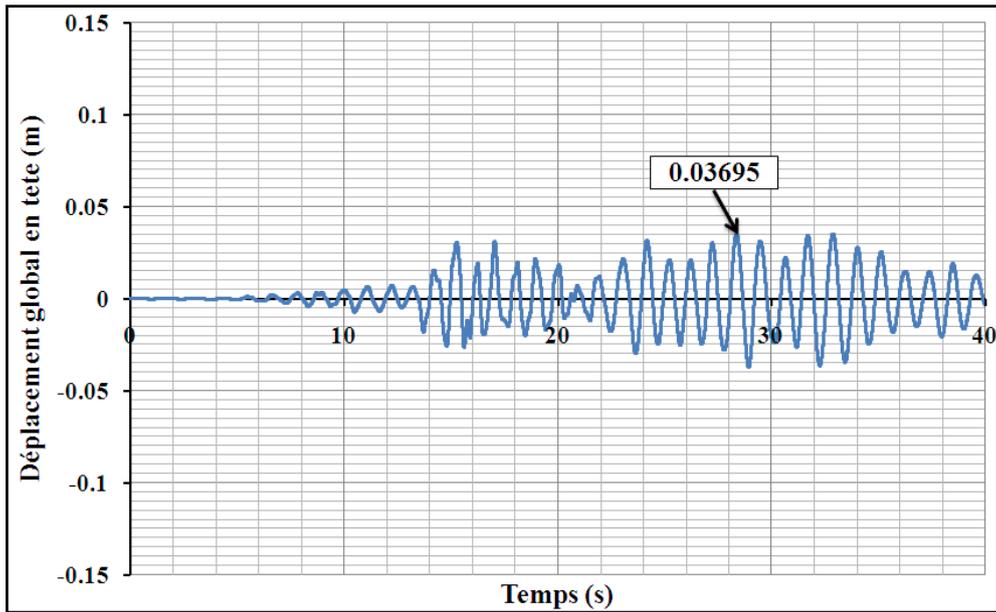
Figure 6.7 : Déplacement global au sommet en fonction du temps de la structure (SN5).

6.3.2.2. Structure de 10 niveaux (SN10)

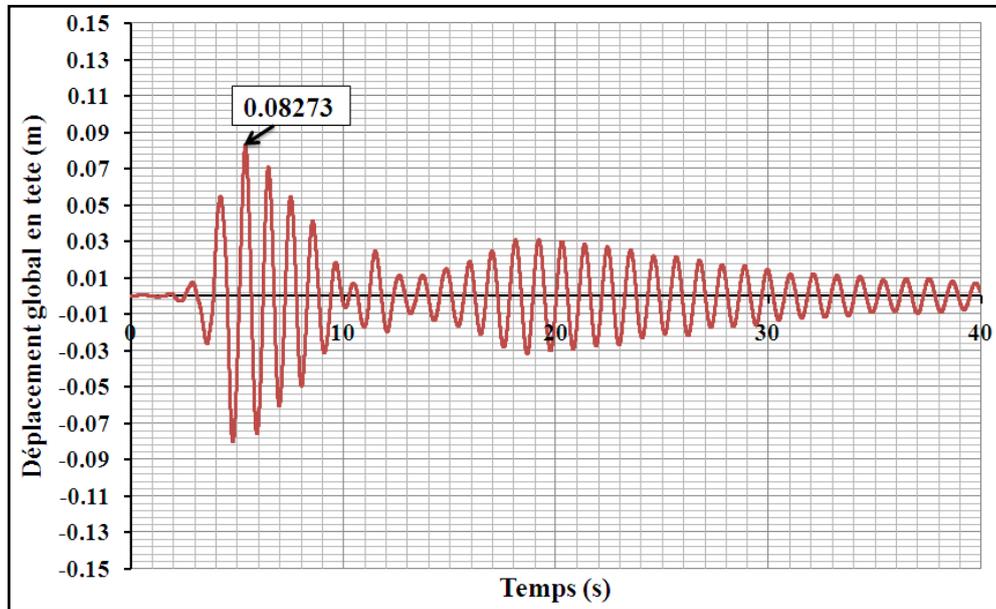
Pour cette structure, la figure (6.8) montre que le déplacement maximal sous l'enregistrement sismique d'El Asnam atteint la valeur de 0,01818m à l'instant $t=4,10$ s de Boumerdes 0,03695m à l'instant $t= 28,94$ s, de Loma Prieta 0,08273m à $t=5,39$ s, par contre sous le séisme d'El-Centro le déplacement atteint la valeur de 0,1388m à l'instant $t=12,36$ s. On peut dire ici que le déplacement global à la tête de la structure sous le séisme d'El-Centro dépasse quatre fois celui de Boumerdes dans une durée deux fois moins, et dépasse sept fois de celui d'El Asnam pour une durée quatre fois plus. Malgré la différence de durée d'obtention du déplacement maximal, on peut considérer ici que les séismes locaux possèdent un caractère non explosif très adéquat. On note ici que la structure (SN10) sous les séismes locaux possède une grande déformabilité possible, car le déplacement pic sous l'enregistrement sismique d'El Asnam et de Boumerdes n'excède pas 0,05% et 0,1% respectivement de la hauteur total de la structure.



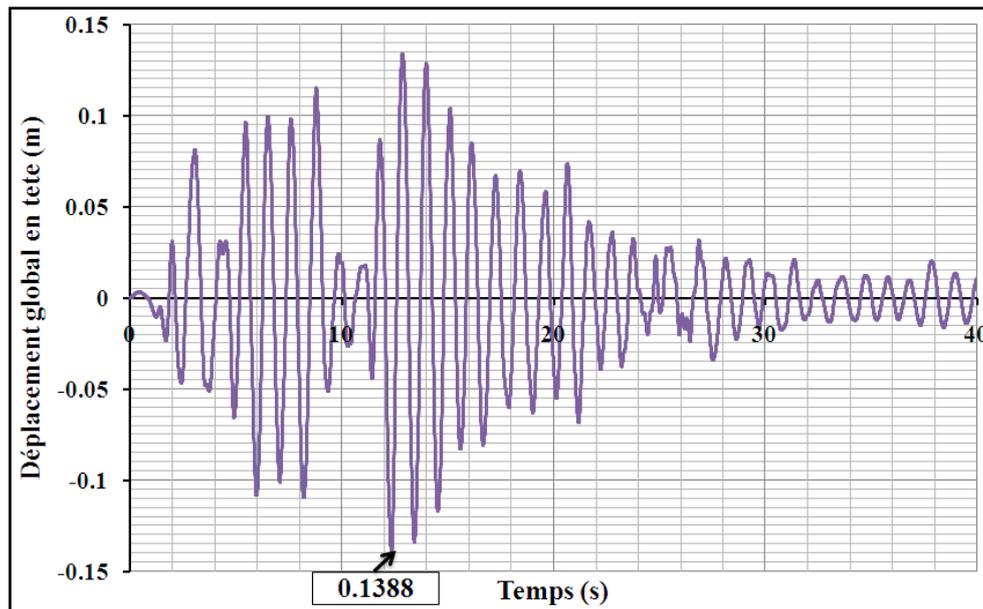
(a) El Asnam 1980



(b) Boumerdes 2003



(c) Loma Prieta 1989

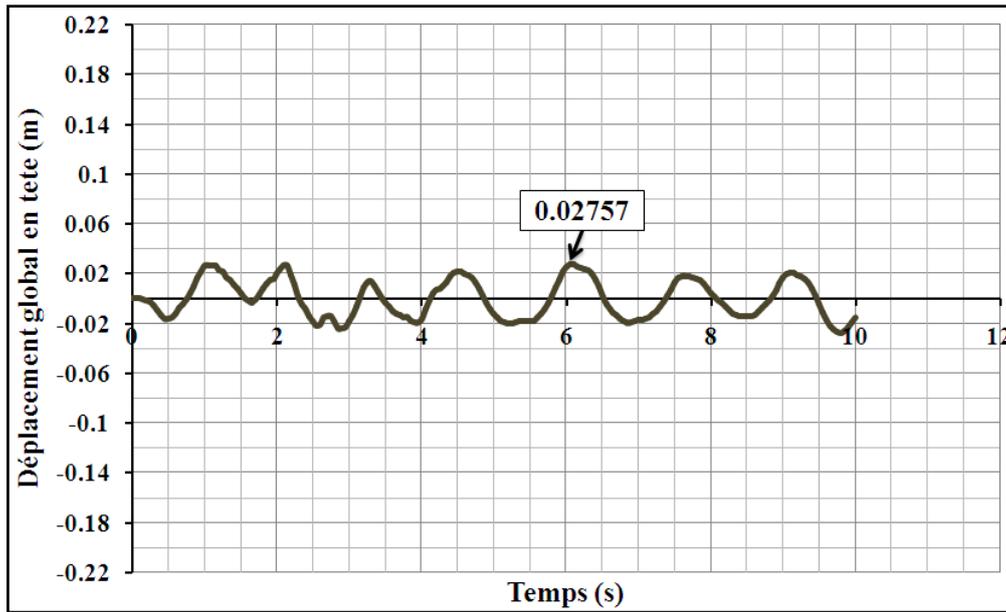


(d) El Centro 1940

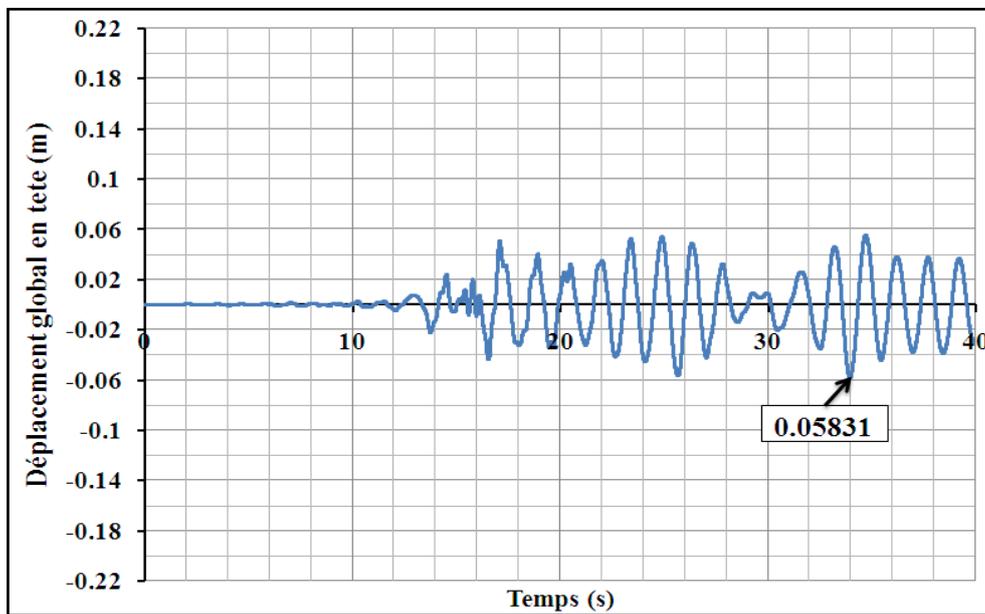
Figure 6.8 : Déplacement global au sommet en fonction du temps de la structure (SN10).

6.3.2.3. Structure de 15 niveaux (SN15)

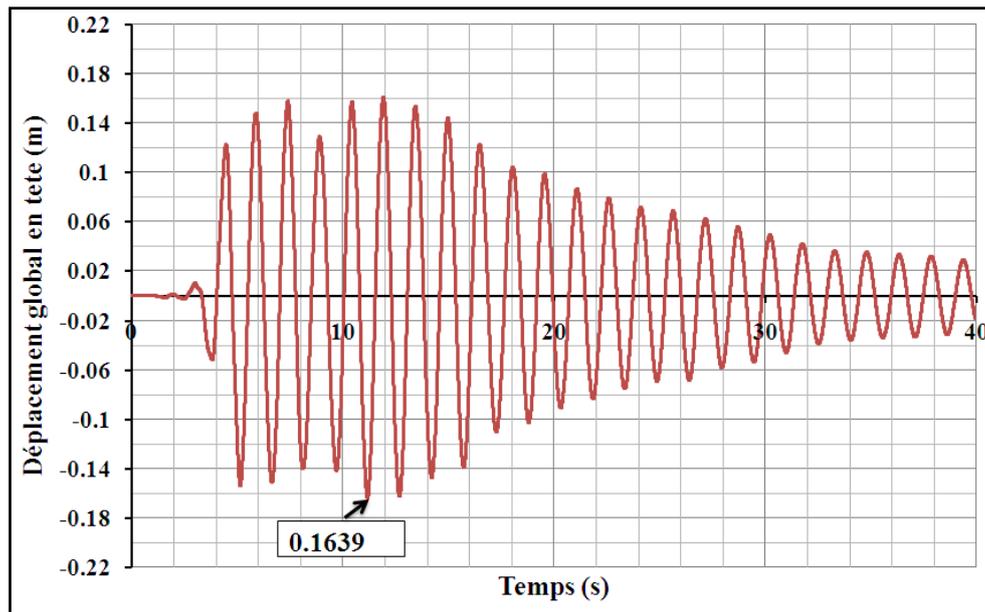
Le déplacement pic de la structure (SN15) obtenu sous les différents enregistrements est bien illustré dans la figure (6.9). Cette figure montre que le déplacement maximal sous l'enregistrement sismique d'El Asnam atteint la valeur de 0,02757m à l'instant $t=6,05s$ de Boumerdes 0,05831m à l'instant $t= 33,96s$, de Loma Prieta 0,1639m à $t=11,18s$, par contre sous le séisme d'El-Centro le déplacement atteint la valeur de 0,2167m à l'instant $t=10,19s$. On note ici que le déplacement global à la tête de la structure sous le séisme d'El-Centro dépasse quatre fois celui de Boumerdes dans une durée trois fois moins, et dépasse sept fois celui d'El Asnam pour une durée deux fois plus. En conséquence, la structure (SN15) sous les séismes locaux possède une grande déformabilité possible, car le déplacement pic sous l'enregistrement sismique d'El Asnam et de Boumerdes n'excède pas 0,05% et 0,11% respectivement de la hauteur total de la structure.



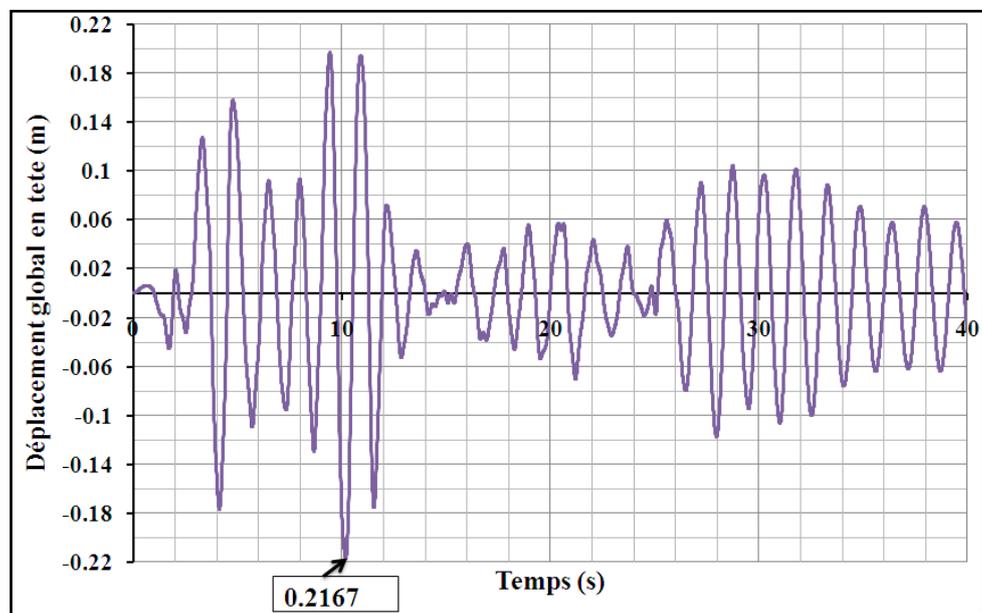
(a) El Asnam 1980



(b) Boumerdes 2003



(c) Loma Prieta 1989



(d) El Centro 1940

Figure 6.9 : Déplacement global au sommet en fonction du temps de la structure (SN15).

Le tableau (6.4), montre le déplacement maximum à la tête et le temps correspondant pour chaque structure et pour chaque enregistrement sismique. D'après ce tableau, on constate que le temps de pic pour chaque enregistrement sismique augmente avec l'augmentation du nombre d'étage et ceci pour tous séisme étudié.

N	El Asname		Boumerdes		El Centro		Loma Prieta	
	t (s)	Δ (m)	t (s)	Δ (m)	t (s)	Δ (m)	t (s)	Δ (m)
5	4,5	0,0108	17,91	0,015	4,89	0,031	6,52	0,024
10	4,1	0,0182	28,94	0,037	12,36	0,139	5,39	0,083
15	6,05	0,0276	33,96	0,058	10,19	0,217	11,18	0,164

Tableau 6.4 : Tableau récapitulatif des déplacements pic pour chaque séisme.

6.4. ANALYSE DU CISAILLEMENT DANS LES STRUCTURES

Le Cisaillement est un effort interne agissant dans le plan d'une section, provoque un glissement relatif d'une section par rapport à une autre. Il est noté par le symbole V.

Couramment, l'effort tranchant à la base et à chaque niveau symbolise l'ampleur de l'effet du cisaillement et de l'intensité sismique sur la structure. Qui doit vérifier la condition suivante exigée par l'EC8 [37] : $V_{Ed} \leq V_{Rd}$

Avec V_{Ed} : effort de cisaillement disponible.

V_{Rd} : effort de cisaillement résistant.

Les Figures (6.10) (6.12) (6.13) (6.15) (6.16) et (5.18) exposent une comparaison entre l'effort tranchant disponible ou résistant déterminé par la méthode présentée dans le chapitre III d'une part, et ceux évalués sous différents chargements sismiques considérés pour des voiles dans les deux directions des trois structures étudiées (SN5) (SN10) et (SN15). Dans la suite en essaye d'illustrer cet effet pour chaque structure.

6.4.1. Structure de 5 niveaux (SN5)

D'après la figure (6.10), on constate que les efforts tranchants sous les différents enregistrements sismiques, du voile (V6) de la direction XX' [figure (6.1.a)], sont bien inférieurs à l'effort tranchant résistant, sauf dans les étages inférieurs sous le séisme d'El Centro qui excèdent l'effort tranchant résistant. Ce constat est clairement identifié dans l'histogramme illustré dans la figure (6.11), où on constate que l'effort tranchant du spectre de RPA et presque similaire avec celui d'El Asnam, et qui sont légèrement inférieur environ 27% à celui de Boumerdes. Malgré que ces trois intensités à la base soient largement inférieur à l'effort résistant, notre structure reste incapable de supporter un séisme pareil comme d'El Centro.

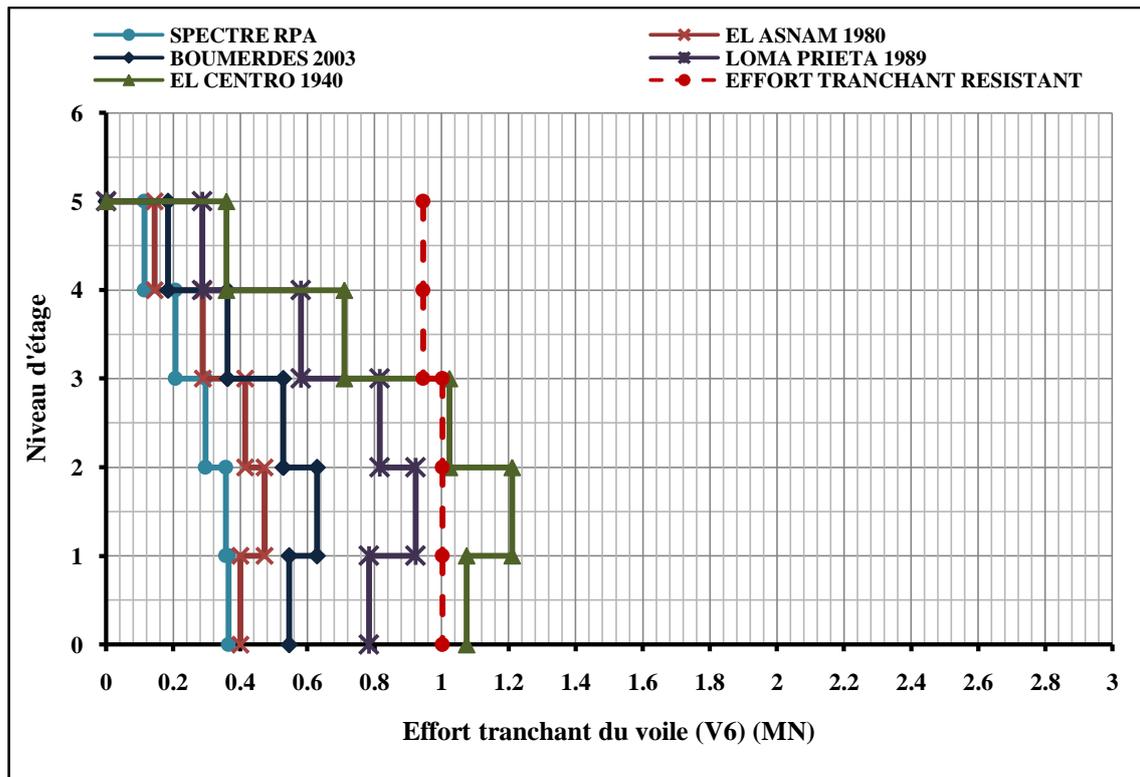


Figure 6.10 : Effort tranchant pour chaque étage de la structure (SN5) sens XX'.

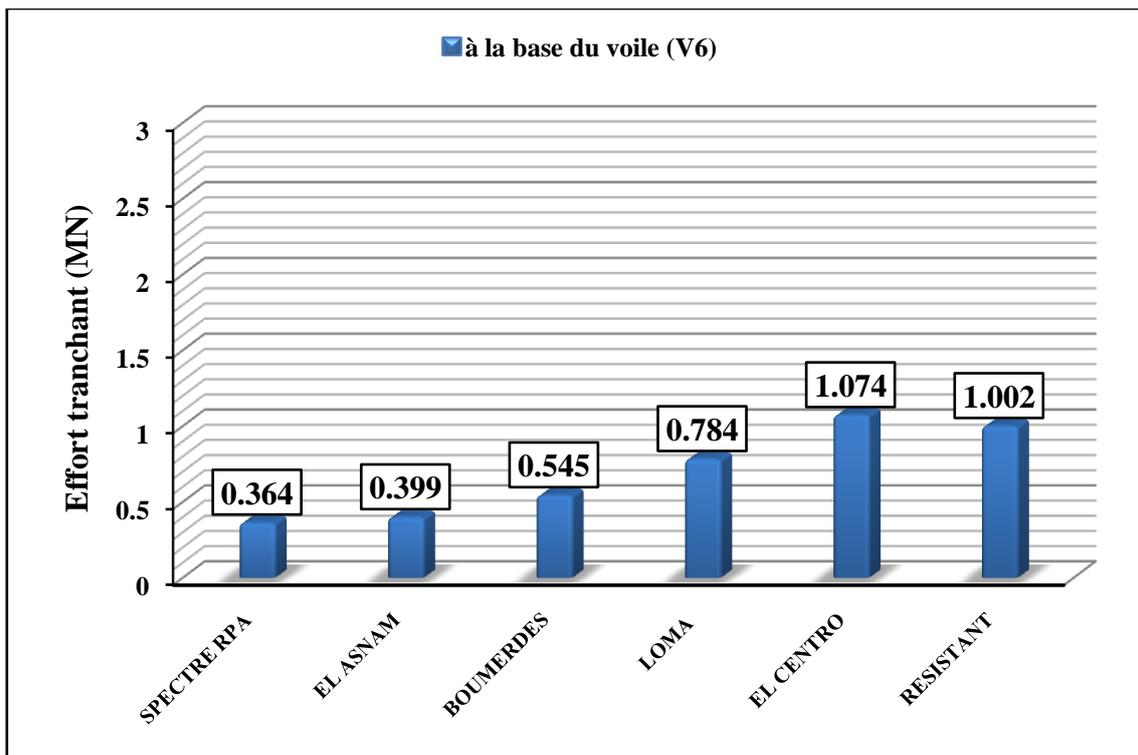


Figure 6.11 : Effort tranchant à la base du voile (V6) de la structure (SN5).

Concernant le voile (V4) de la direction (YY'), la figure (6.12) montre la même variation de l'effort tranchant que le (V6).

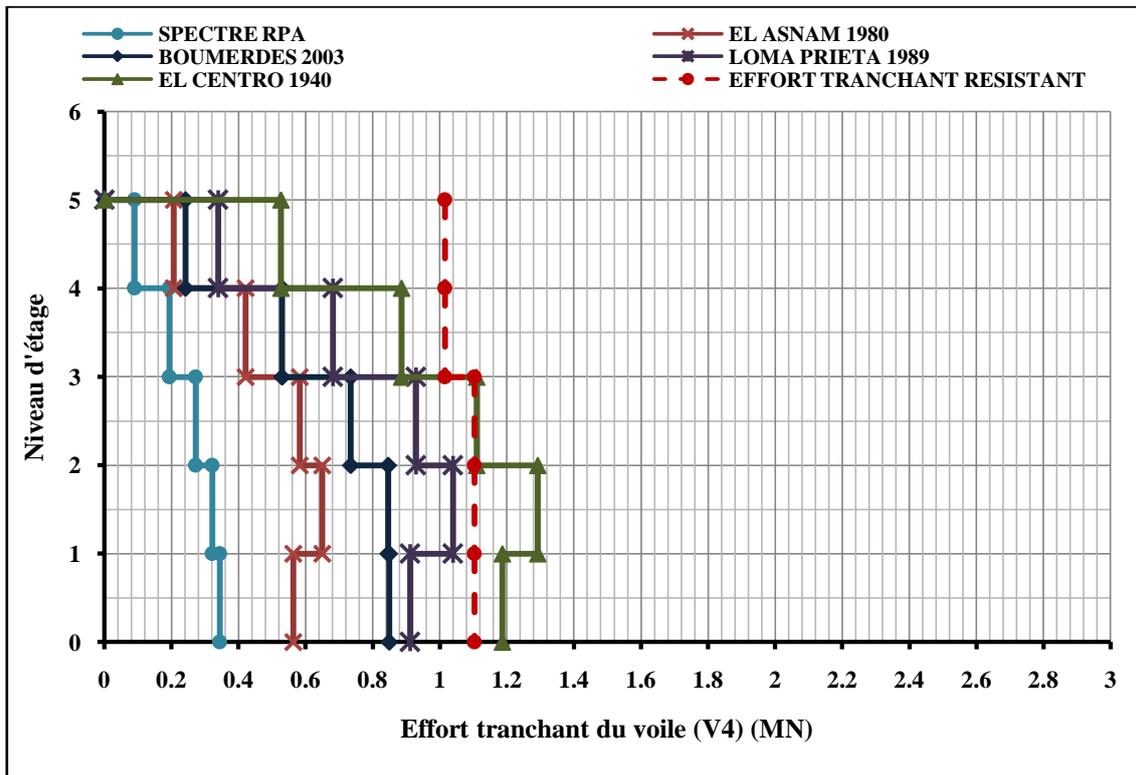


Figure 6.12 : Effort tranchant pour chaque étage de la structure (SN5) sens YY'.

6.4.2. Structure de 10 niveaux (SN10)

Les résultats d'analyse dynamique non linéaire de l'effort tranchant obtenus par le voile (V8) de la structure (SN10) sont illustrés dans la figure (6.13). Il est bien claire que les efforts tranchants sous les différents enregistrements sismiques utilisés, du voile (V8) de la direction XX' [figure (6.2.a)], sont largement inférieure à l'effort tranchant résistant, sauf l'effort tranchant à la base sous le séisme d'El Centro qui le dépasse légèrement comme montre l'histogramme de la figure (6.14). D'après cet histogramme, on remarque que les efforts tranchants obtenus sous les enregistrements sismiques de moyenne intensité à la base n'excèdent pas les 40% de la valeur du l'effort résistant contrairement à celui d'El Centro qui le dépasse de 10%. On note ici, que la structure (SN10) possède une bonne performance de l'effort tranchant sous les séismes locaux, comparativement sous le séisme d'EL Centro, donc la structure demande des dispositions constructives plus spéciales.

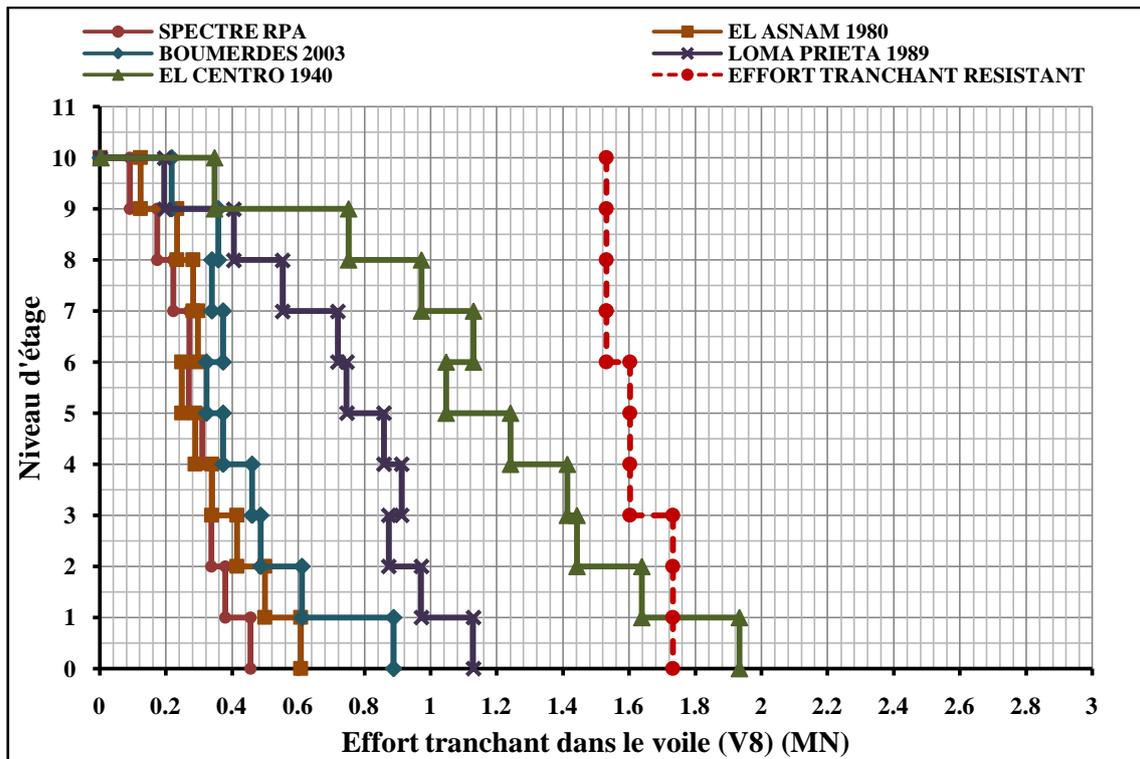


Figure 6.13 : Effort tranchant pour chaque étage de la structure (SN10) sens XX'.

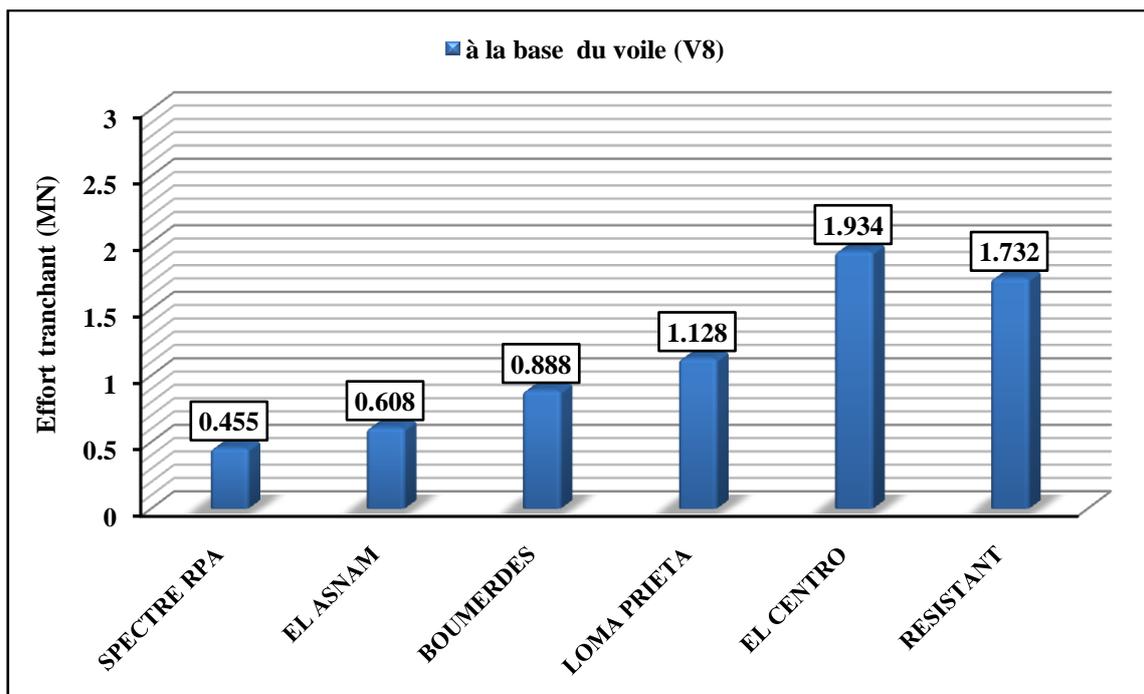


Figure 6.14 : Effort tranchant à la base du voile (V8) de la structure (SN10).

Cependant, la performance du voile (V2) du sens YY' à l'effort tranchant sous les enregistrements sismiques locaux suit le même constat que celui du voile (V8), c à d que les efforts tranchant restent dans le domaine limité par l'effort résistant comme montre la figure (6.15), par contre sous le séisme d'El Centro l'effort tranchant au deux étages inférieurs dépasse largement l'effort résistant.

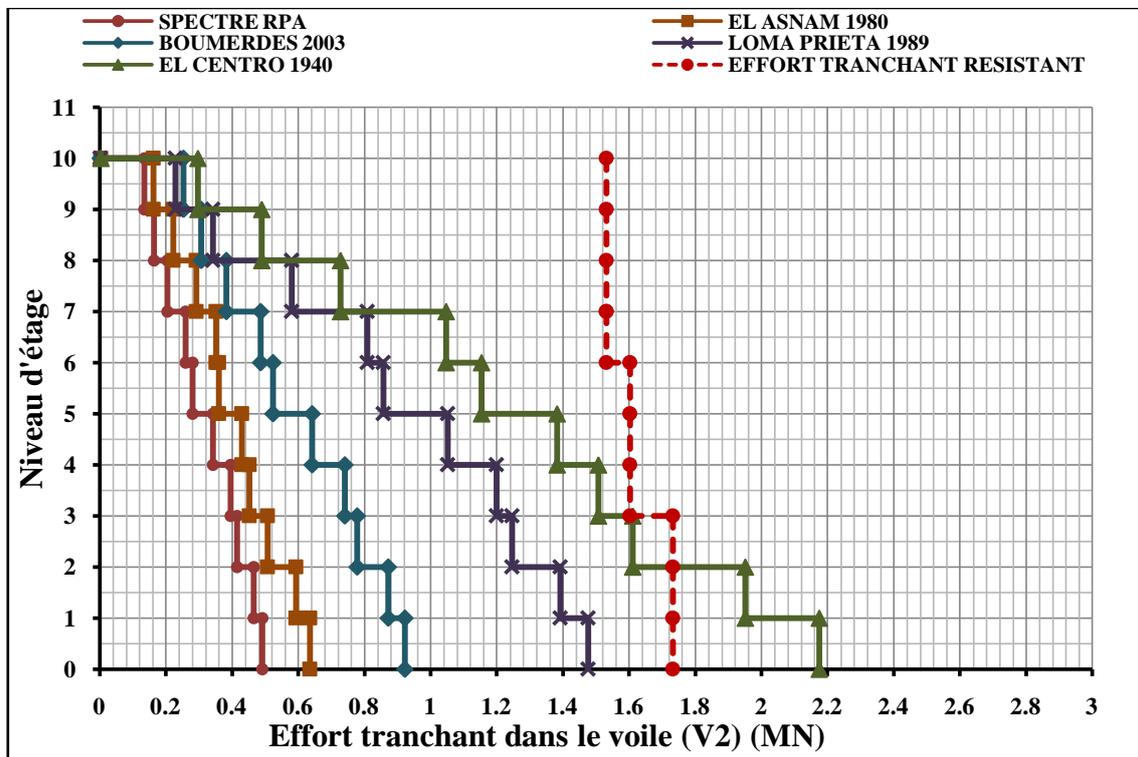


Figure 6.15 : Effort tranchant pour chaque étage de la structure (SN10) sens YY'.

6.4.3. Structure de 15 niveaux (SN15)

Le comportement des voiles (V5) et (V7) de la structure (SN15) [figures (6.16), (6.17)], vis-à-vis à l'effort tranchant, reste le même que ceux des structures (SN5) et (SN10), avec une diminution considérable dans l'intensité des efforts tranchants à la base, cela est dû au type du sol et la zone sismique où elle est implantée la structure (SN15).

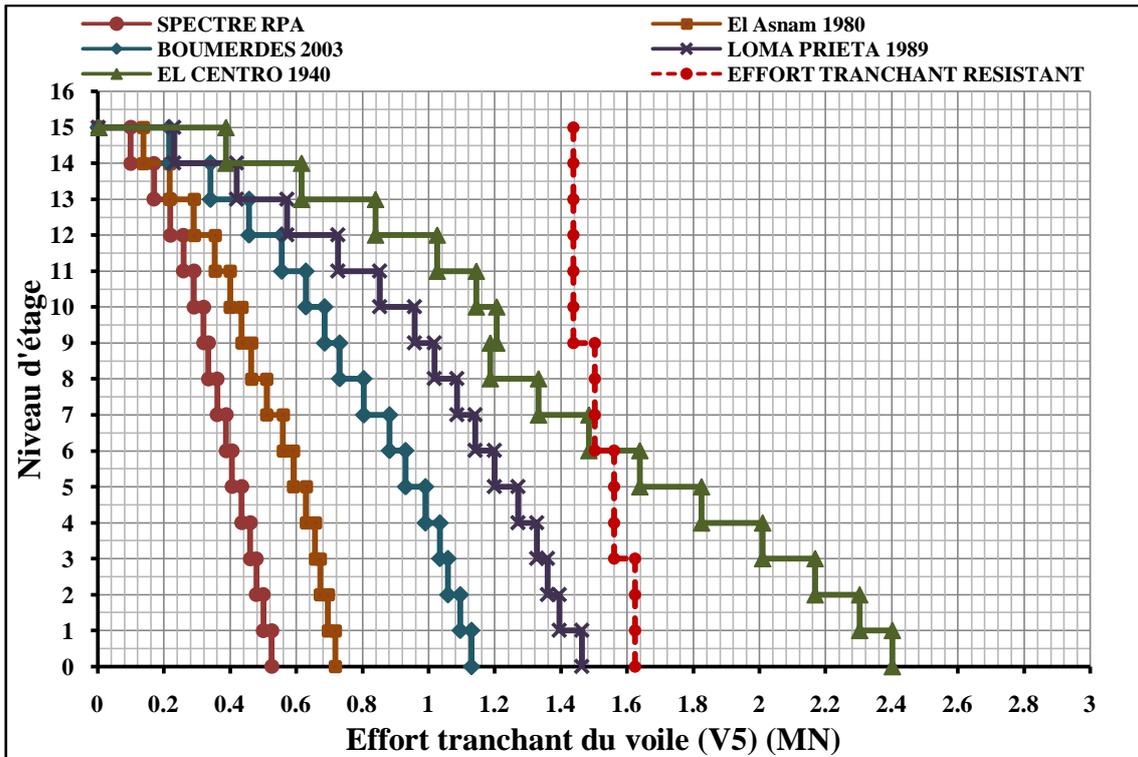


Figure 6.16 : Effort tranchant pour chaque étage de la structure (SN15) sens XX'.

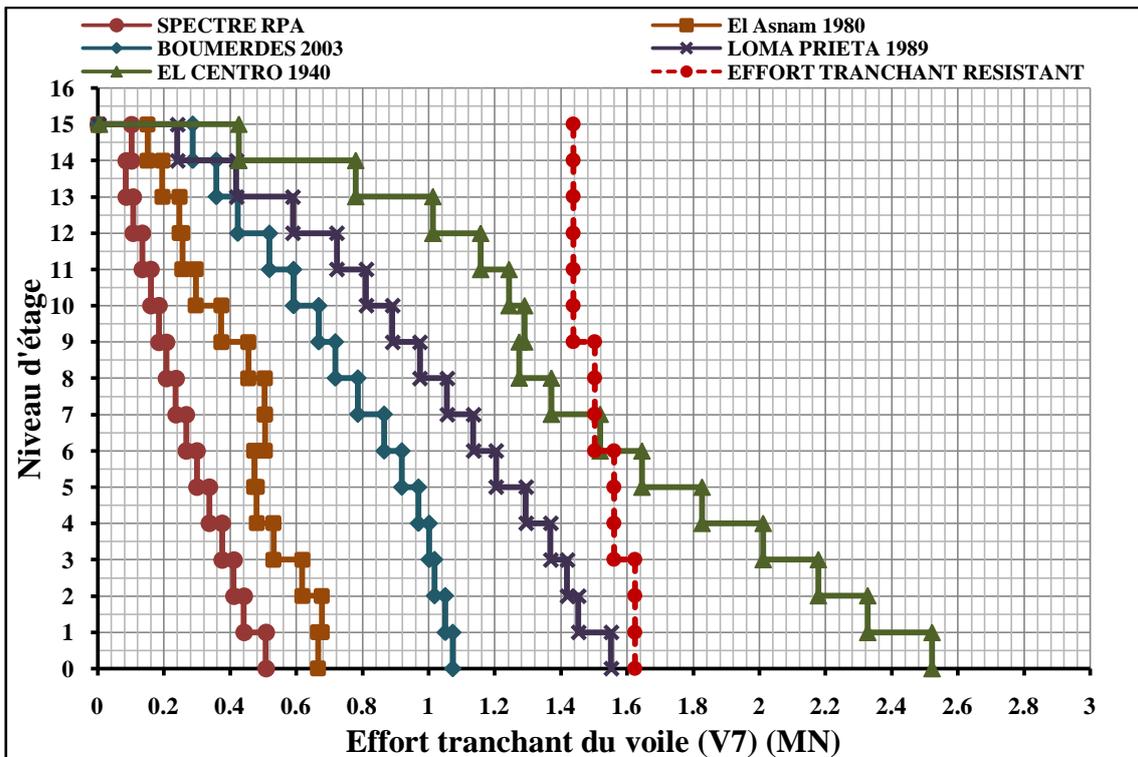


Figure 6.17 : Effort tranchant pour chaque étage de la structure (SN15) sens YY'.

En effet, les structures identifiées affirment une résistance au cisaillement très adéquate et acceptable sous les séismes locaux de moyenne intensité (Boumerdes), néanmoins sous les séismes de grande intensité (El Centro) la conception parasismique demande une amélioration assez spéciale.

6.5. ANALYSE DE LA RESISTANCE EN FLEXION DES STRUCTURES

Le moment fléchissant symbolisé par M , est une sollicitation ou effort interne, qu'une structure va développer en raison à des forces externes, c'est un couple, exprimé en N.m. Généralement, le moment fléchissant dans une section représente l'état de flexibilité de la structure en béton armé. Pour garder l'équilibre la condition de l'EC8 [37] doit être vérifiée :

$$M_{Ed} \leq M_{Rd}$$

Avec M_{Ed} : moment fléchissant disponible.

M_{Rd} : moment fléchissant résistant.

Les Figures (6.18) (6.20) (6.22) (6.24) (6.26) et (6.28) illustrent une comparaison entre le moment fléchissant disponible ou résistant déterminé par la méthode présentée dans le chapitre III d'une part, et ceux évalués sous différents chargements sismiques considérés pour les voiles dans les deux directions des trois structures identifiées.

6.5.1. Structure de 5 niveaux (SN5)

D'après la figure (6.18), malgré que les moments fléchissant sous différents enregistrements sismiques considérés soient largement au dessous de la courbe du moment résistant du voile (V6) déterminé par la formule (5.15) du chapitre V, le moment à la base sous le séisme d'El Centro excède le moment résistant avec un écart de 1,8 MN. Ce résultat est visiblement lu sur l'histogramme de la figure (6.19). D'une manière générale, la structure (SN5) manifeste une large résistance en flexion possible sous les enregistrements sismiques locaux, néanmoins cette performance sous le séisme d'El-Centro reste à améliorer par l'intégration de d'autres recommandations et dispositions constructives assez spéciales.

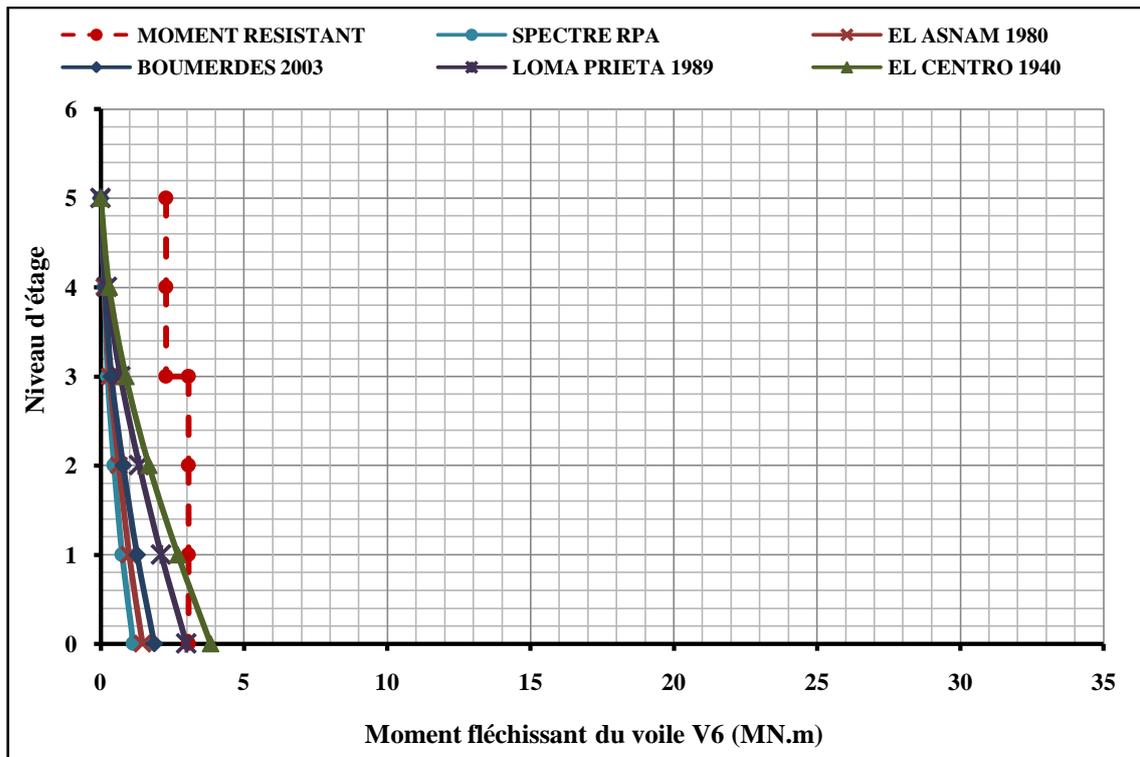


Figure 6.18 : Moment fléchissant pour chaque étage de la structure (SN5) sens XX'.

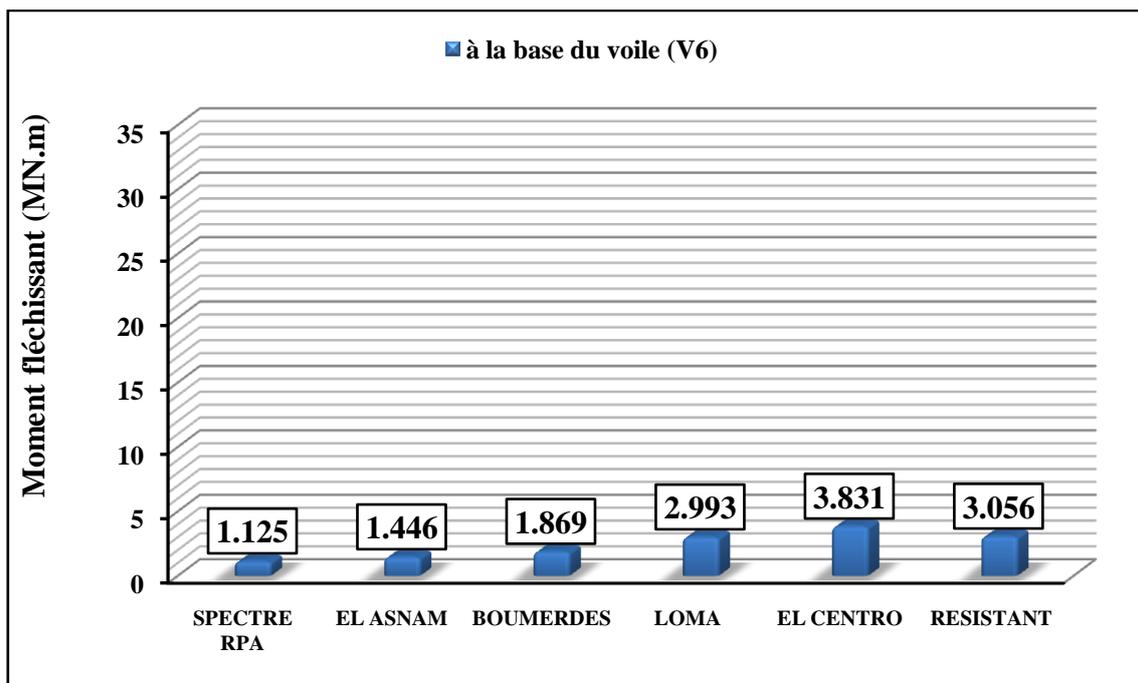


Figure 6.19 : Moment fléchissant à la base du voile (V6) de la structure (SN5).

Concernant le voile (V4) de la direction (YY'), la figure (6.20) illustre le même comportement que celui du voile (V6), avec une légère augmentation dans l'intensité du moment à la base.

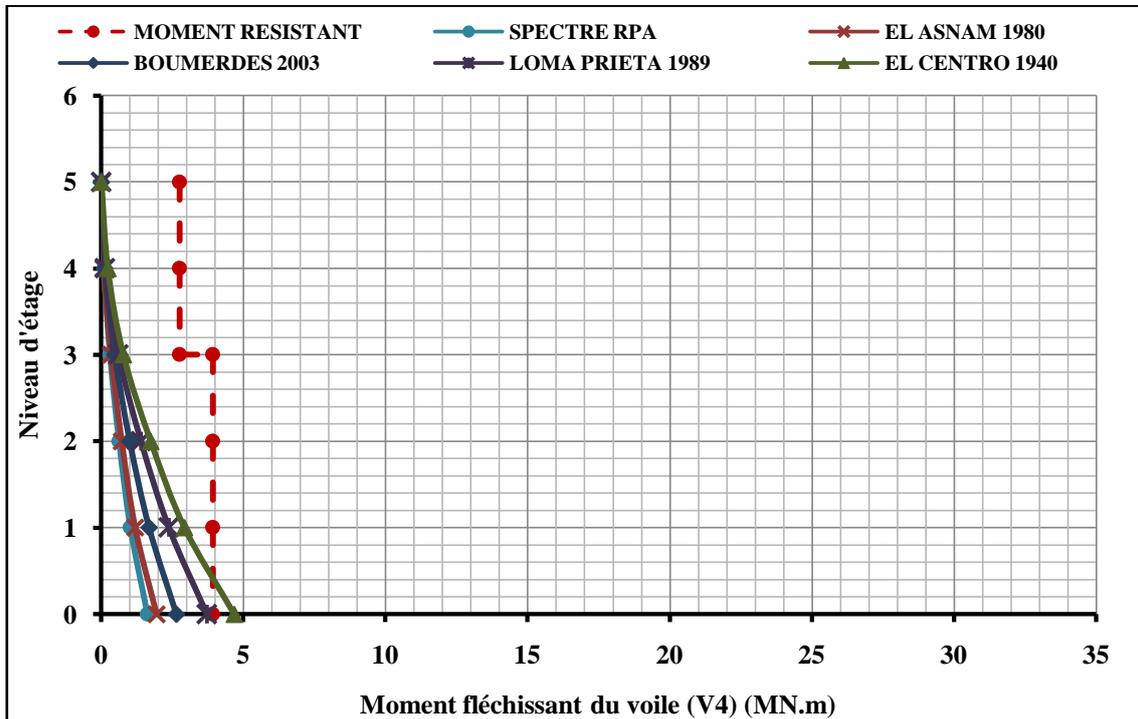


Figure 6.20 : Moment fléchissant pour chaque étage de la structure (SN5) sens YY'.

6.5.2. Structure de 10 niveaux (SN10)

Les variations des courbes des moments fléchissant sous les différents enregistrements sismiques des voiles (V8-sens XX') et (V2-sens YY') sont schématisées dans les figures (6.21) et (6.22). D'après ces deux figures, on observe presque le même constat que la structure (SN5), avec bien sûr une augmentation significative de l'intensité des moments fléchissant, vu l'augmentation du nombre d'étage.

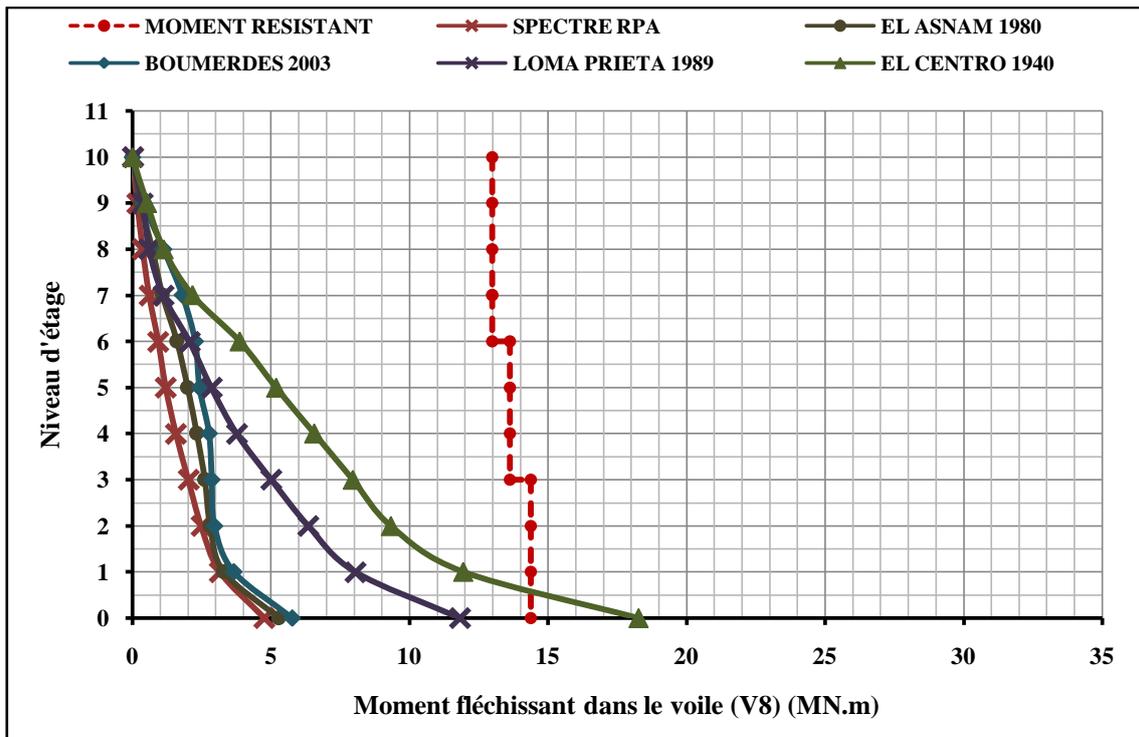


Figure 6.21 : Moment fléchissant pour chaque étage de la structure (10 niveaux) sens XX'.

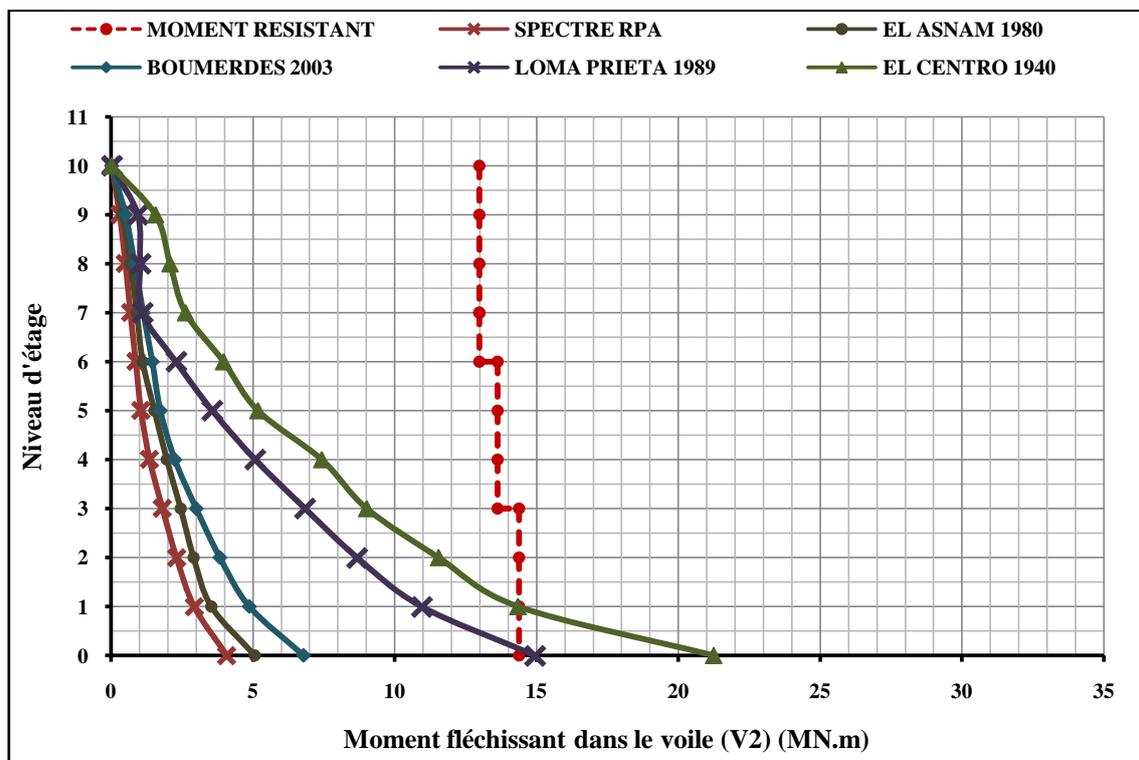


Figure 6.22 : Moment fléchissant pour chaque étage de la structure (10 niveaux) sens YY'.

Dans ce texte presque la même conclusion que la structure (SN5) est dégagée pour cette structure.

6.5.3. Structure de 15 niveaux (SN15)

Les figures (6.23) et (6.25) illustrent la variation des courbes des moments fléchissant dans les voiles (V5) et (V7) de la structure (SN15). D'après ces deux figures, le même comportement est distingué que les deux structures précédentes.

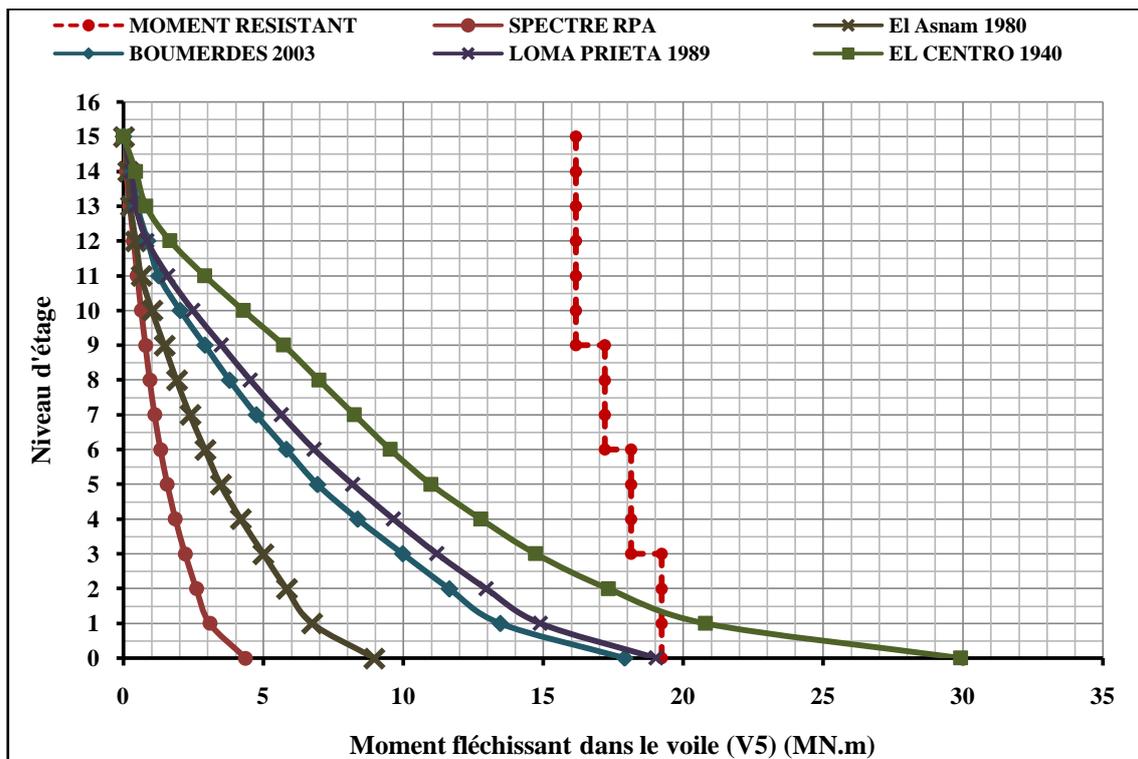


Figure 6.23 : Moment fléchissant pour chaque étage de la structure (SN15) sens XX'.

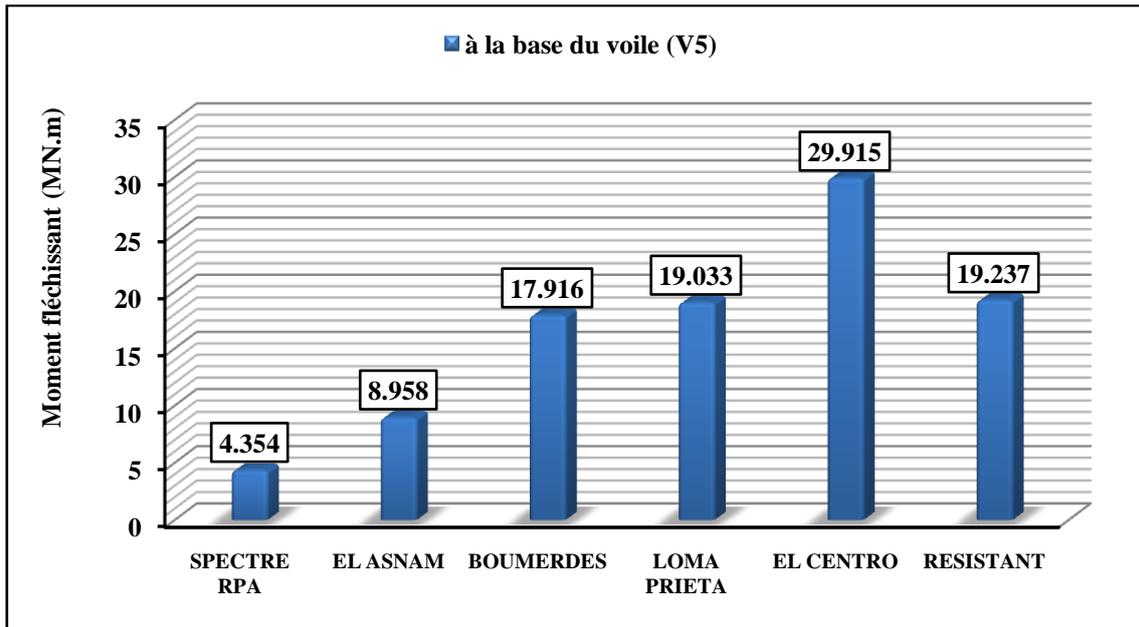


Figure 6.24 : Moment fléchissant à la base du voile (V5) de la structure (SN15).

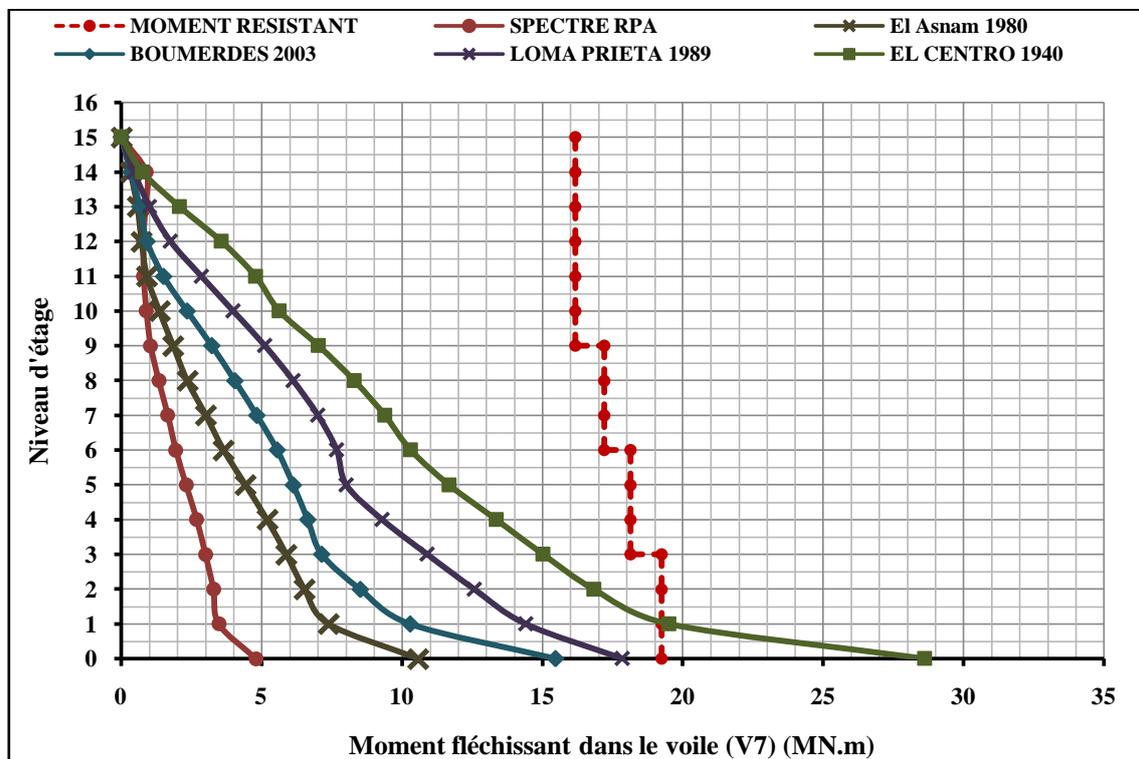


Figure 6.25 : Moment fléchissant pour chaque étage de la structure (SN15) sens YY'.

n	Moment fléchissant à la base (MNm)					
	moment résistant	spectre RPA	El Asnam	Boumerdes	Loma Prieta	El Centro
5	3,056	1,125	1,446	1,869	2,993	3,831
10	14,385	4,755	5,277	5,754	11,814	18,27
15	19,237	4,354	8,958	17,916	19,033	29,915

Tableau 6.5 : Moment à la base des voiles du sens (XX')

Le tableau (6.5) représente les moments fléchissant à la base des voiles du sens (XX') des trois structures considérées. Ceci montre que les voiles dimensionnés selon le RPA99/v2003, assure une résistante en flexion très adéquate sous les enregistrements sismiques locaux, néanmoins ce comportement sous les séismes de forte intensité comme d'El Centro demande une large amélioration par l'intégration de d'autres recommandations et dispositions constructives assez spéciales.

6.6. ANALYSE DE LA CAPACITE PORTANTE DES STRUCTURES

L'effort normal de compression est un effort interne agissant perpendiculairement à une section, provoque l'allongement ou le raccourcissement de cette dernière. Il est symbolisé par la lettre N. L'intensité de l'effort normal de compression est l'un des indicateurs très efficace pour la mise en évidence de la capacité portante dans les éléments structuraux. Pour assurer la résistance la condition de l'EC8 [37] doit être vérifiée : $N_{Ed} \leq N_{Rd}$

Avec N_{Ed} : effort normal de compression disponible.

N_{Rd} : effort normal de compression résistant.

Les Figures (6.29) (6.31) (6.32) (6.34) (6.35) et (6.37) montrent une confrontation entre l'effort de compression résistant déterminé par la méthode décrite précédemment dans le chapitre V formule (5.14) d'une part, et les efforts normaux de compression déterminés par l'analyse dynamique non linéaire sous différents enregistrements sismiques considérés dans cette étude, dans les deux directions des trois structures identifiées.

6.6.1. Structure de 5 niveaux (SN5)

La variation des efforts normaux de compression du voile (V6) de la structure (SN5) est dressée sur la figure (6.26). D'après cette figure, on remarque que les efforts de compression sous le spectre réglementaire du RPA99/v2003 et les différents enregistrements sismiques

locaux d'El Asnam et Boumerdes restent largement sous l'effort normal résistant. Par ailleurs, la capacité portante à la base de ce voile (V6), sous l'enregistrement sismique d'El Centro reste insuffisante, où la structure montre une souffrance dans la résistance avec un excès de 1,5 MN comme montre l'histogramme de la figure (6.27).

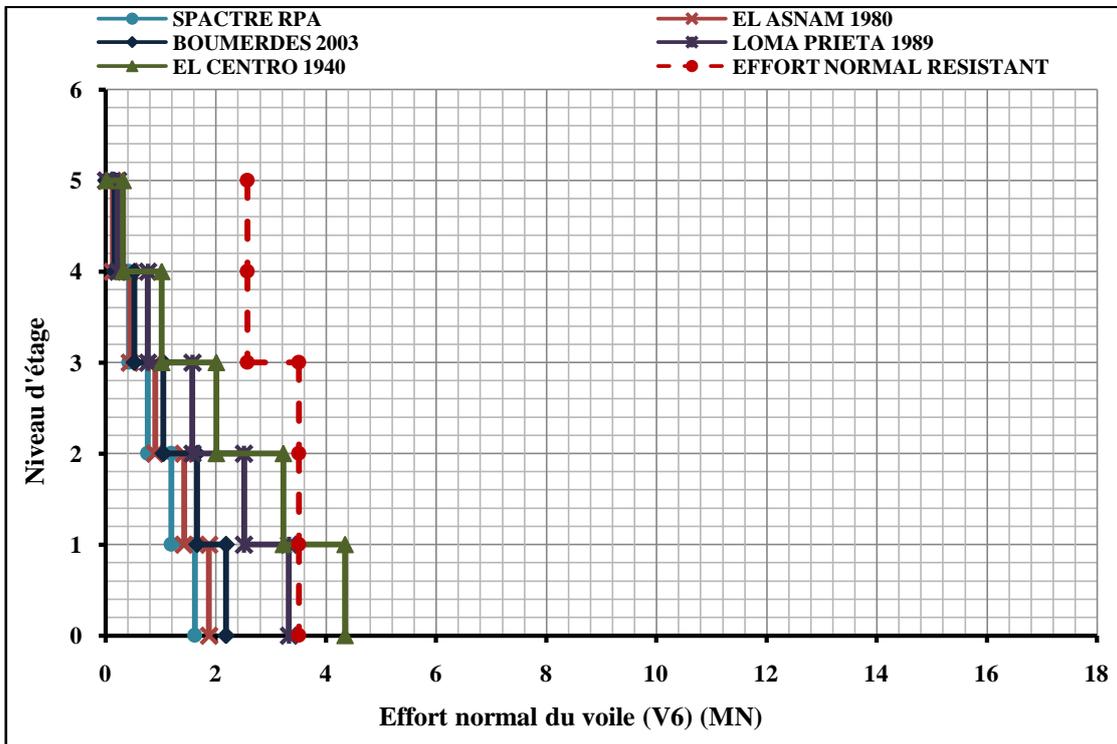


Figure 6.26 : Effort normal pour chaque étage de la structure (SN5) sens XX'.

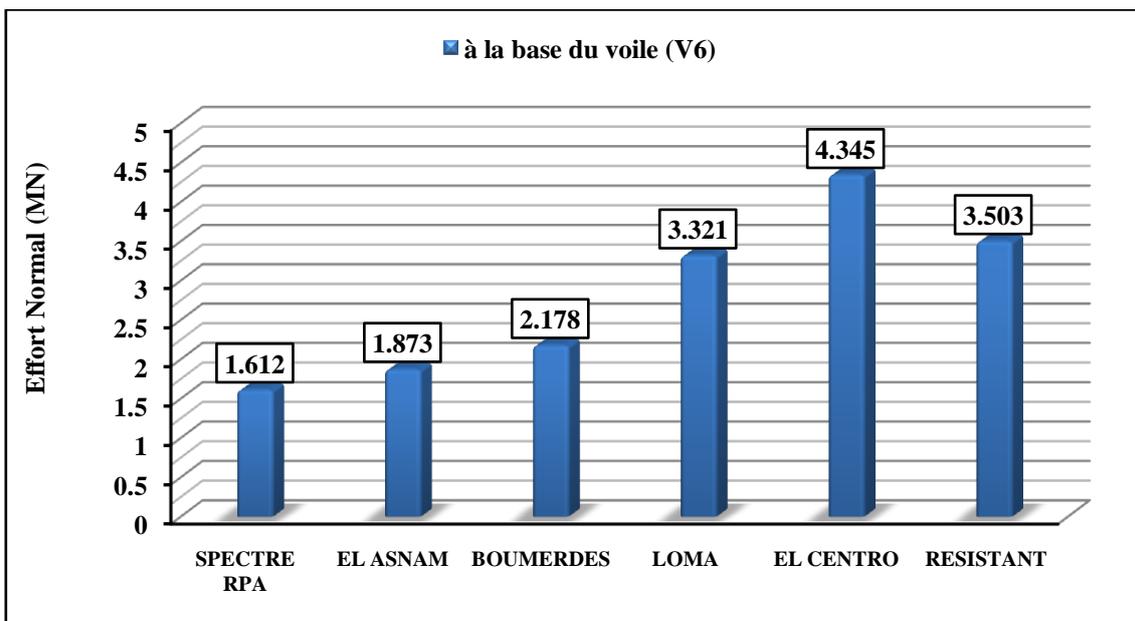


Figure 6.27 : Effort de compression à la base du voile (V6) de la structure (SN5).

Dans le même contexte, le voile (V4) du sens (YY') de la même structure (SN5) montre le même comportement que le voile (V6) avec un léger écart dans l'intensité de l'effort normal vu la géométrie de ce voile.

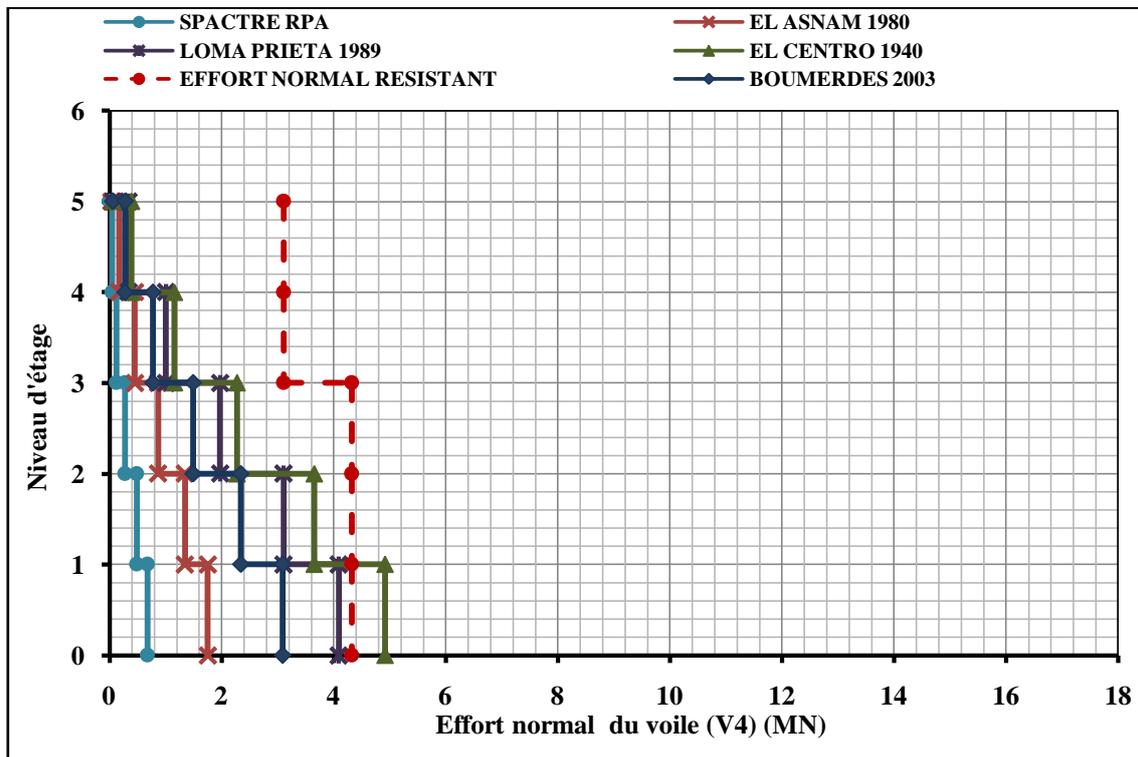


Figure 6.28 : Effort normal pour chaque étage de la structure (5 niveaux) sens YY'.

En conséquence, la capacité de la structure (SN5) sous les enregistrements sismiques locaux est très fiable, par contre pour éviter l'échec des structures pareil sous les séismes majeurs comme celui d'El Centro, il faut procéder vers un dimensionnement très judicieux qui répond aux critères de dimensionnement parasismique moderne.

6.6.2. Structure de 10 et 15 niveaux (SN10) et (SN15)

Pour les deux structures (SN10) et (SN15), les efforts normaux de compression des voiles dans les deux directions X et Y sont montrés sur les figures (6.29) (6.30) (6.31) et (6.32). D'après ces figures, malgré que la grandeur de ces efforts normaux augmente avec l'augmentation du nombre d'étage, que se soit à la base ou dans les autres niveaux, on observe la même variation pour les figures (6.26) et (6.28) de la structure (SN5).

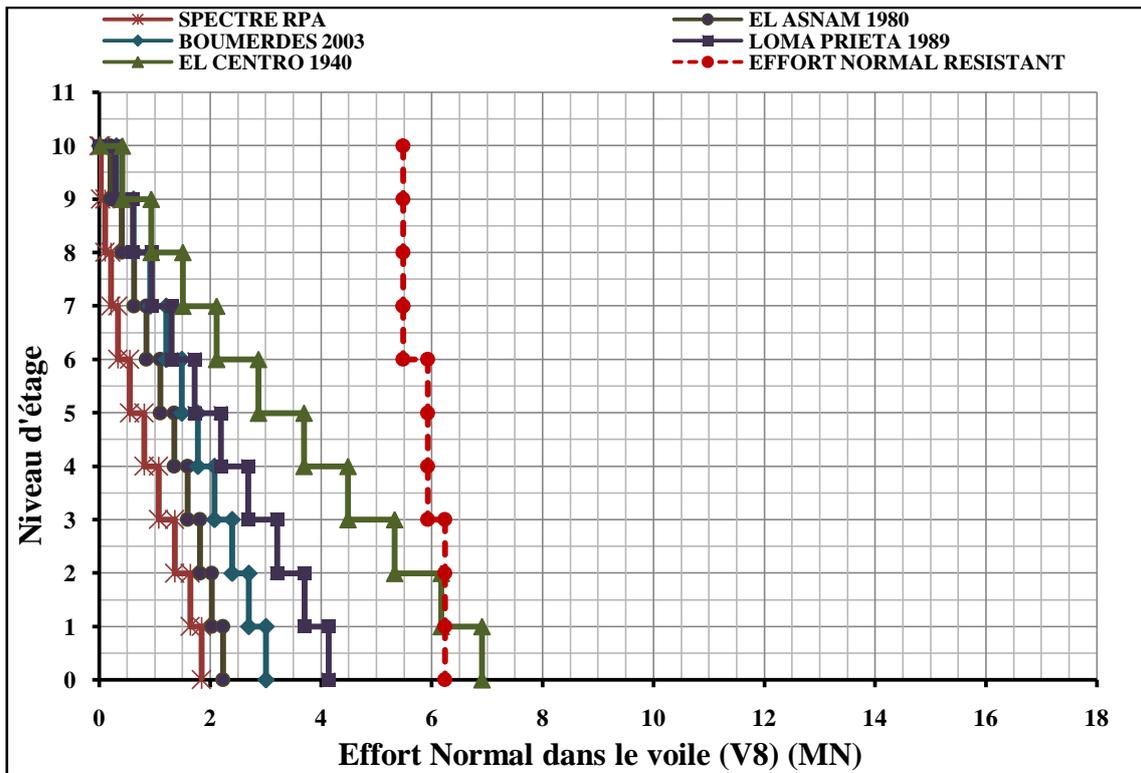


Figure 6.29 : Effort normal pour chaque étage de la structure (SN10) sens XX'.

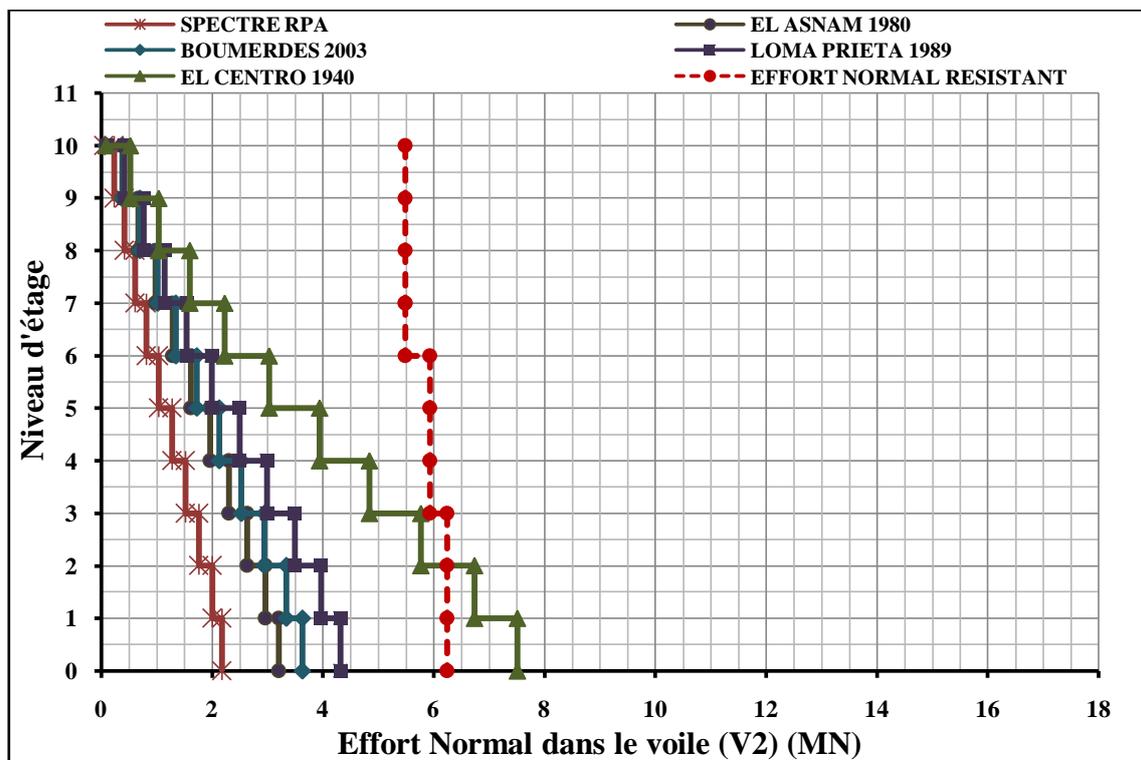


Figure 6.30 : Effort normal pour chaque étage de la structure (SN10) sens YY'.

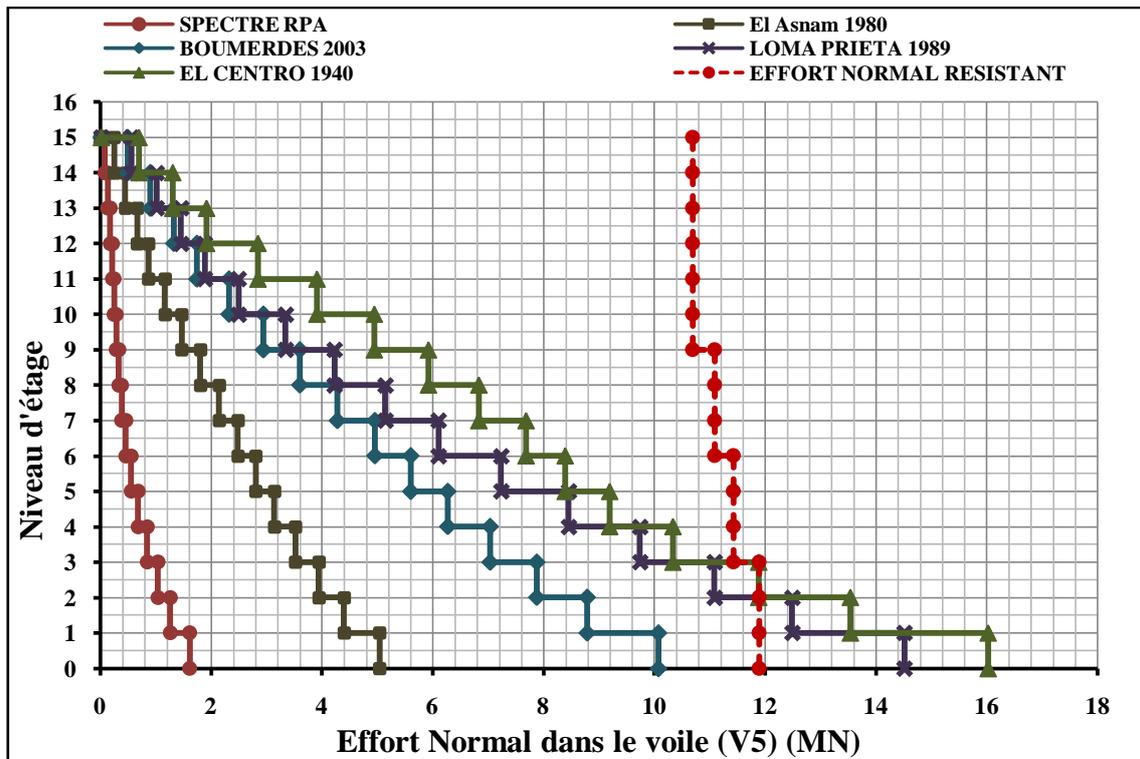


Figure 6.31 : Effort normal pour chaque étage de la structure (15 niveaux) sens XX'.

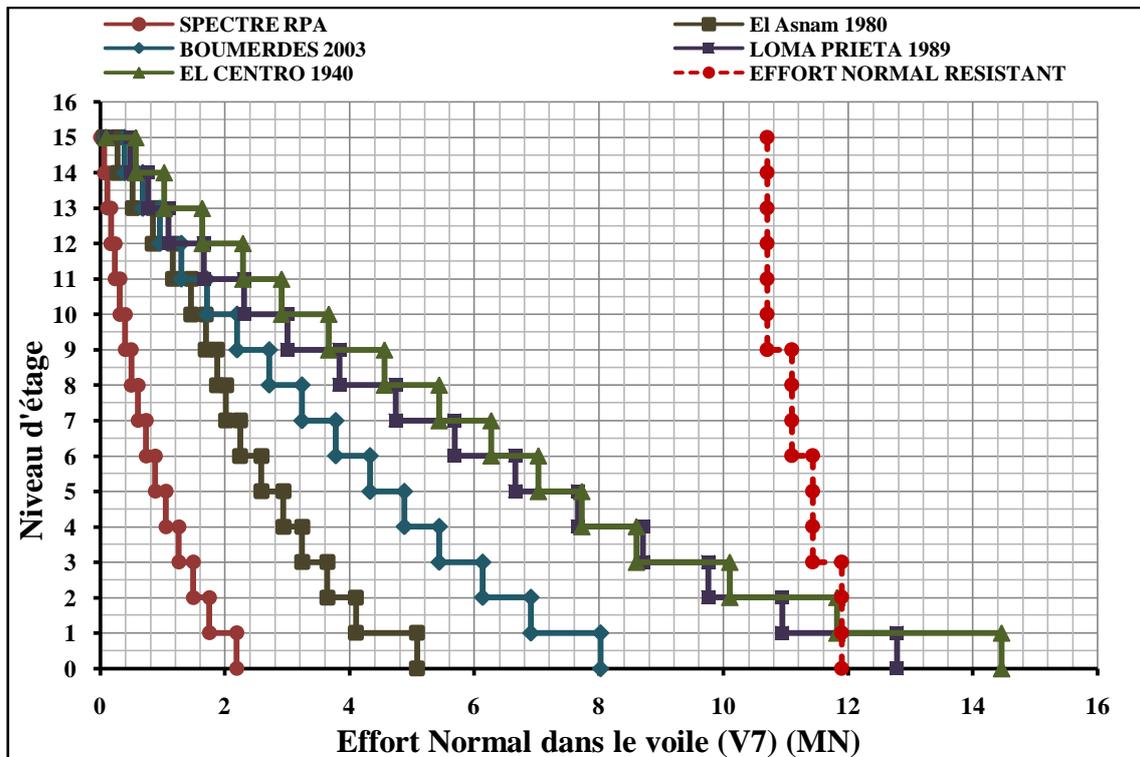


Figure 6.32 : Effort normal pour chaque étage de la structure (SN15) sens YY'.

En conclusion, la capacité portante des structures étudiées sous l'effort de compression reste non acceptable sous les séismes de grandes intensités et qui nécessite une amélioration considérable dans la conception parasismique, contrairement à celle obtenu sous les séismes locaux.

6.7. ANALYSE DE LA DUCTILITE LOCALE A LA BASE DES TROIS STRUCTURES

Les séismes majeurs sollicitent la structure en dehors du domaine élastique, or celle ci devrait préserver non seulement une résistance résiduelle appropriée aux actions engendrées, mais une ductilité suffisante pour garantir l'absorption de l'énergie sismique, sans qu'elle puisse subir des endommagements très préjudiciables [41]. Une importance particulière doit donc être accordée à la ductilité en vue d'augmenter la déformation de la structure dans le palier de plasticité. La ductilité est la capacité de la structure (élément) à subir une déformation après la fin de la phase élastique avec une dégradation significative de sa résistance ou de sa rigidité [42].

Comme on a définie dans le chapitre 3, le facteur de ductilité est le rapport entre la déformation maximale et la déformation obtenue à la fin de la phase élastique [41]. Ce facteur est exprimé en fonction des paramètres qui ont une relation avec la déformation, à savoir : le déplacement, la rotation, et la courbure, caractérisant respectivement la ductilité de déplacement ou globale de la structure, la ductilité de rotation ou intermédiaire de l'élément et la ductilité de courbure ou locale de la section. Souvent, dans l'analyse du comportement élasto - plastique des sections des éléments structurels en béton armé, on utilise la ductilité en courbure, qui est exprimée par le facteur de ductilité en courbure ou locale :

$$\mu_{\varphi} = \frac{\varphi_u}{\varphi_e} \quad (6.1)$$

Où φ_e est la courbure à la fin de la phase élastique et φ_u est la courbure ultime [41].

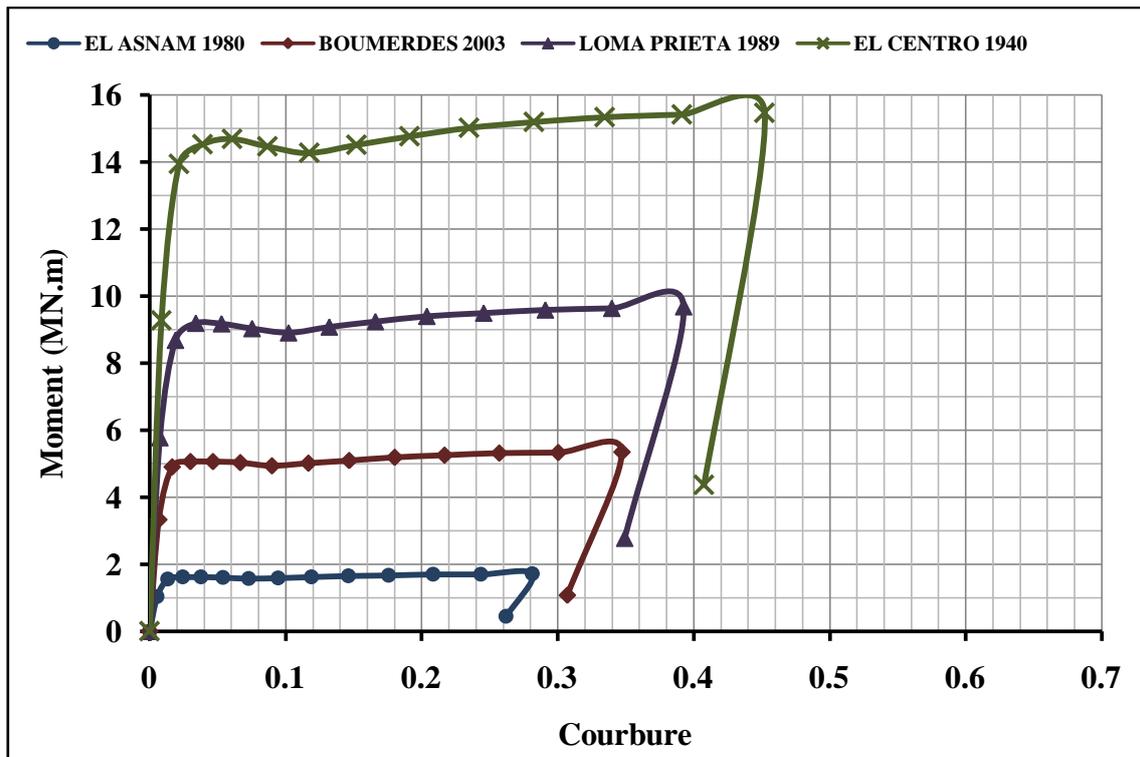
Les figures (6.33), (6.35) et (6.37) montrent la variation des relations Moment-Courbure dans les voiles dans les deux directions des trois structures identifiées. Chaque figure illustre la variation de $(M-\varphi)$ pour les quatre séismes identifiés dans le chapitre 1. Comme on a montré précédemment qu'on peut déduire le facteur de ductilité en courbure à partir de ces diagrammes.

A partir de la figure (6.33a), correspondant au voile (V5) de la structure (SN15), le facteur de ductilité en courbure varie entre 16,25 pour le séisme d'El Asnam à 11,19 pour le séisme d'El Centro. Le tableau (6.6), illustre clairement les différents facteurs de ductilité en courbure correspondants aux voiles (V5) et (V7) pour chaque séisme. D'après ces valeurs, on constate que la ductilité est largement suffisante dans ces voiles. Néanmoins, cette ductilité diminue substantiellement avec la magnitude du séisme comme montre la figure (6.34), où on constate que cette courbe diminue avec une droite moyenne de pente négative ($y=-3.009x+33.53$). D'ici, on peut dire que la demande de ductilité dans les structures augmente avec l'augmentation de la magnitude sismique pour l'absorption de l'énergie sismique libérée par le sol.

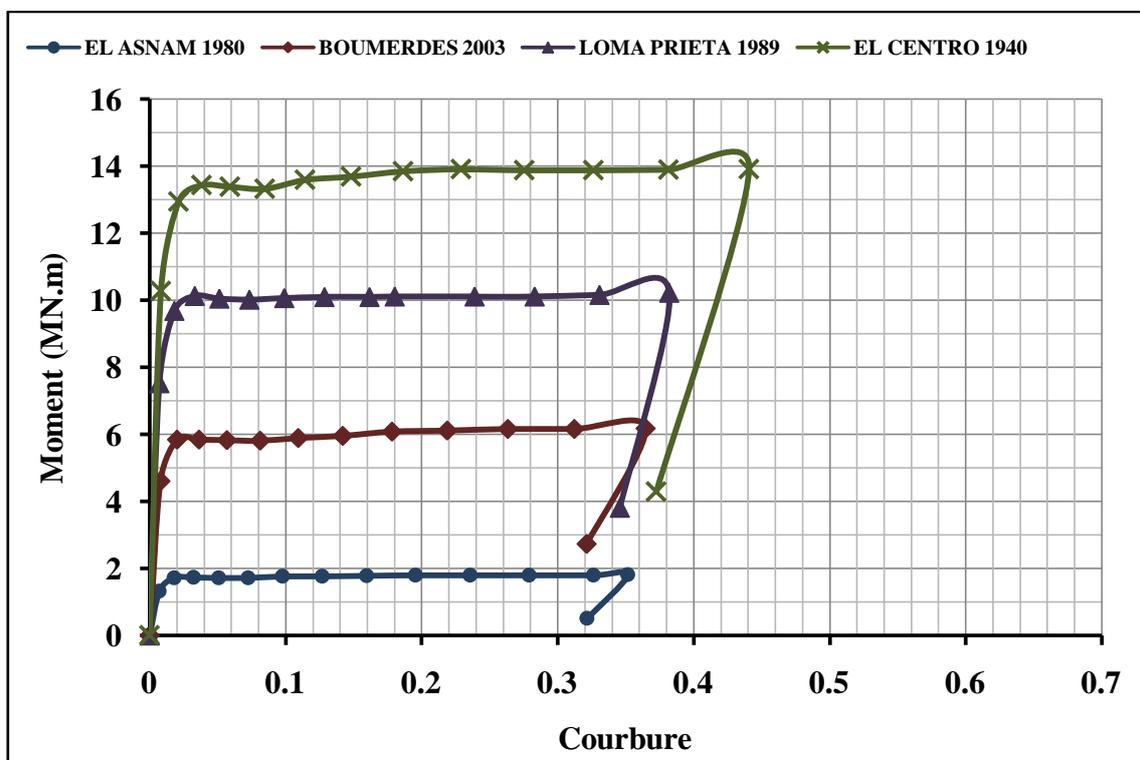
Pour les deux autres structures (SN10) et (SN5), les figures (6.35), (6.36), (6.37) et (6.38) montrent presque la même variation du facteur de ductilité en courbure. Par ailleurs, la comparaison entre les diagrammes moment- courbure $(M-\varphi)$ des trois structures montre que la courbure locale diminue avec l'augmentation du niveau d'étage. En d'autre terme, le palier de plasticité devient très important et ces structures deviennent plus déformable pour les structures de faible hauteur même avec des enregistrements sismiques élevés.

A partir de cette analyse, on peut déduire que :

- Les trois structures possèdent une ductilité largement suffisante dans les deux sens.
- La ductilité locale diminue proportionnellement avec l'augmentation de la magnitude sismique.
- La courbure diminue avec l'augmentation de la hauteur globale de la structure.



(a)- voile (V5) sens (XX').



(b)- voile (V7) sens (YY').

Figure 6.33 : Diagramme moment- courbure de la structure (SN15).

		El Asnam	Boumerdes	Loma Prieta	El Centro
Voile (V5) sens (XX')	ϕ_u	0.24	0.30	0.34	0.39
	ϕ_e	0.02	0.02	0.03	0.04
	μ_ϕ	16.25	15.02	11.33	11.19
Voile (V7) sens (YY')	ϕ_u	0.33	0.31	0.33	0.38
	ϕ_e	0.02	0.02	0.03	0.03
	μ_ϕ	19.20	15.61	13.23	11.56

Tableau6.6 : résumé des facteurs de ductilité en courbure de la structure (SN15).

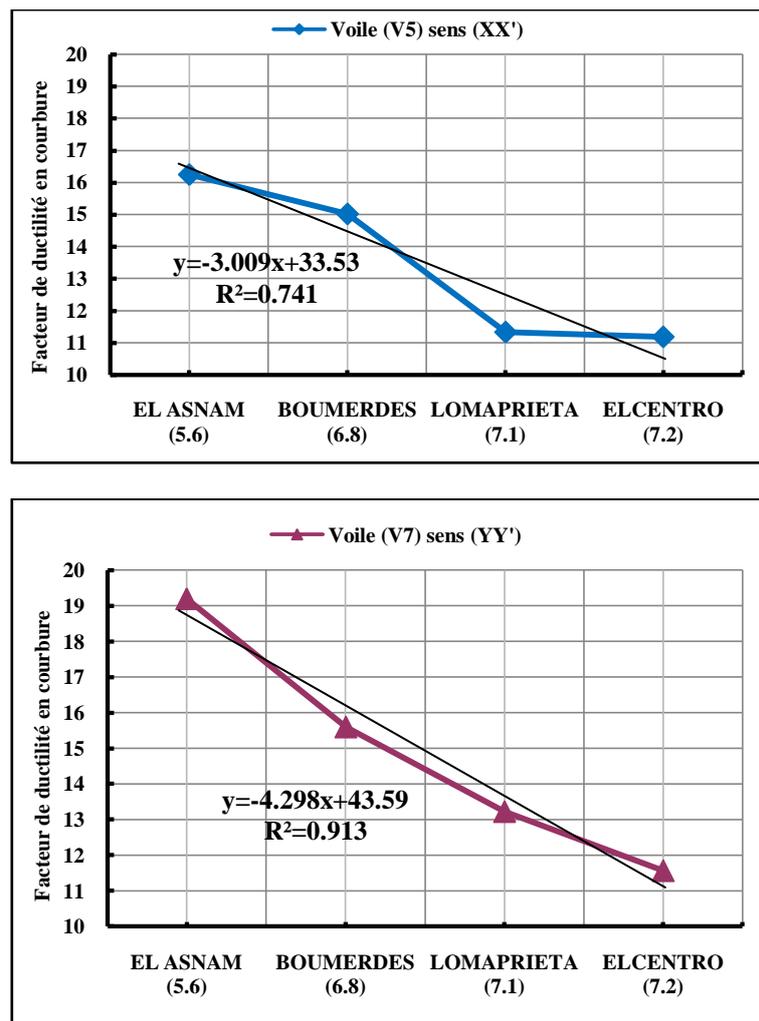
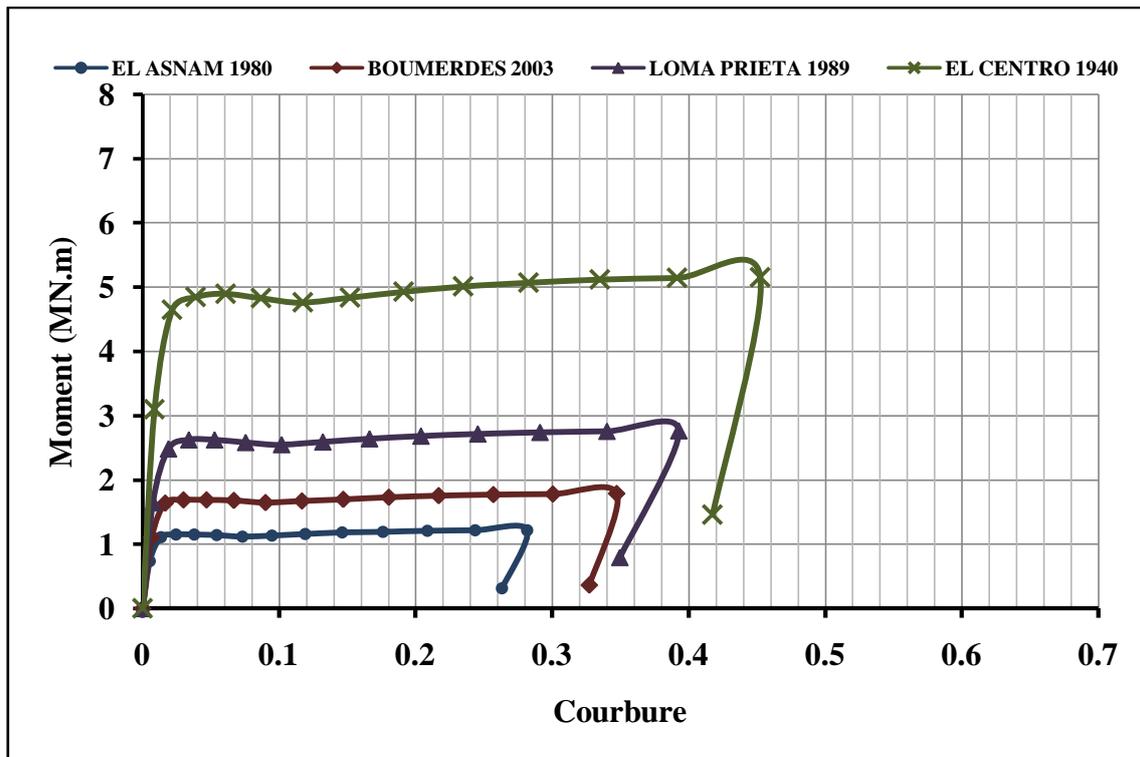
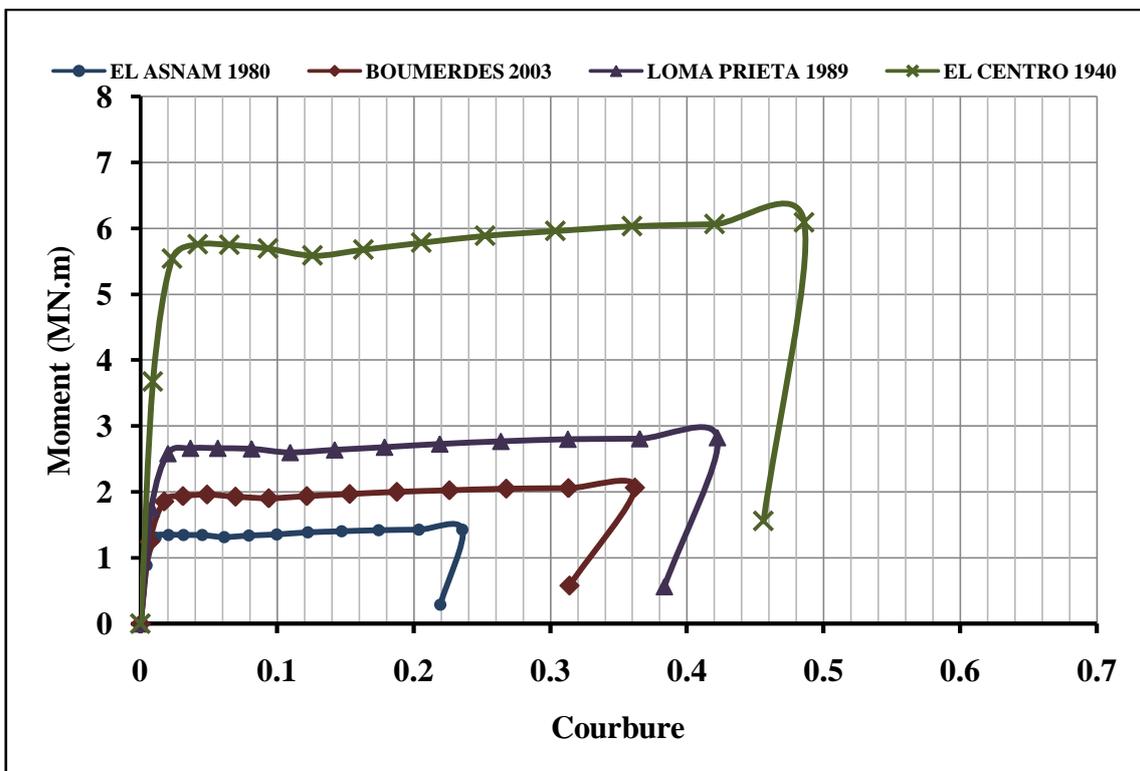


Figure 6.34 : Variation de la ductilité en fonction de la magnitude des séismes pour la structure (SN15).



(a)- voile (V8) sens (XX').



(b)- voile (V2) sens (YY').

Figure 6.35 : Diagramme moment- courbure de la structure (SN10).

		El Asnam	Boumerdes	Loma Prieta	El Centro
Voile (V8) sens (XX')	ϕ_u	0.24	0.30	0.34	0.39
	ϕ_e	0.02	0.02	0.02	0.03
	μ_ϕ	16.25	15.02	14.17	13.98
Voile (V2) sens (YY')	ϕ_u	0.20	0.31	0.37	0.42
	ϕ_e	0.01	0.02	0.03	0.03
	μ_ϕ	17.00	15.66	14.62	14.02

Tableau6.7 : résumé des facteurs de ductilité en courbure de la structure (SN10).

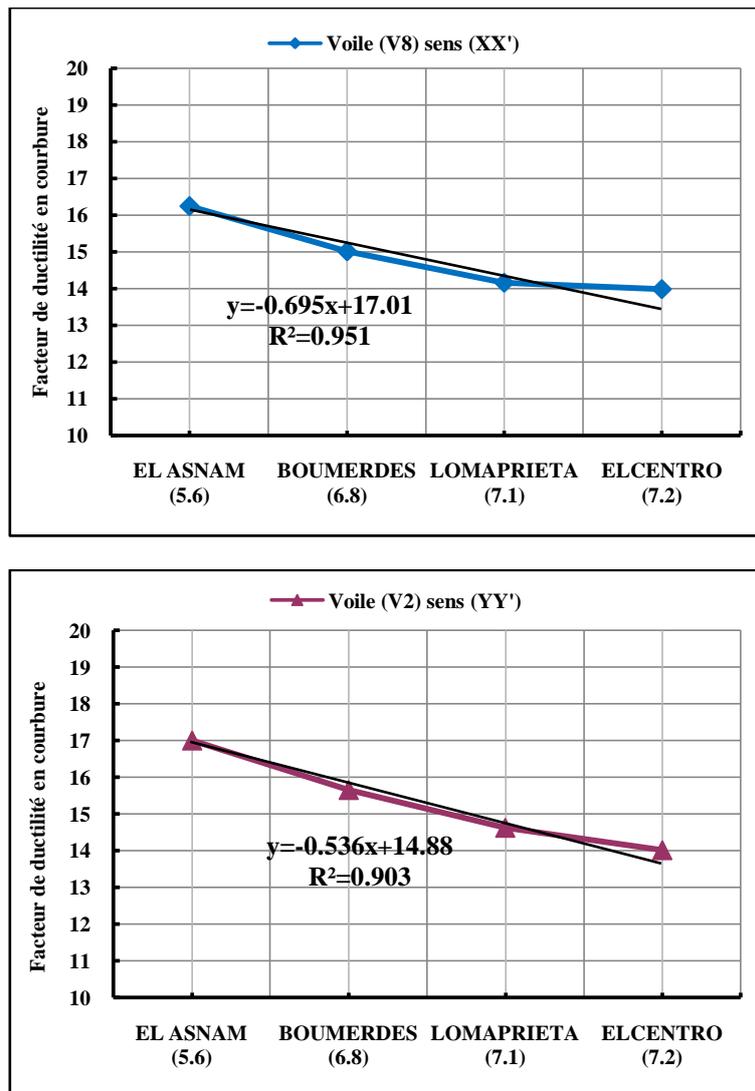
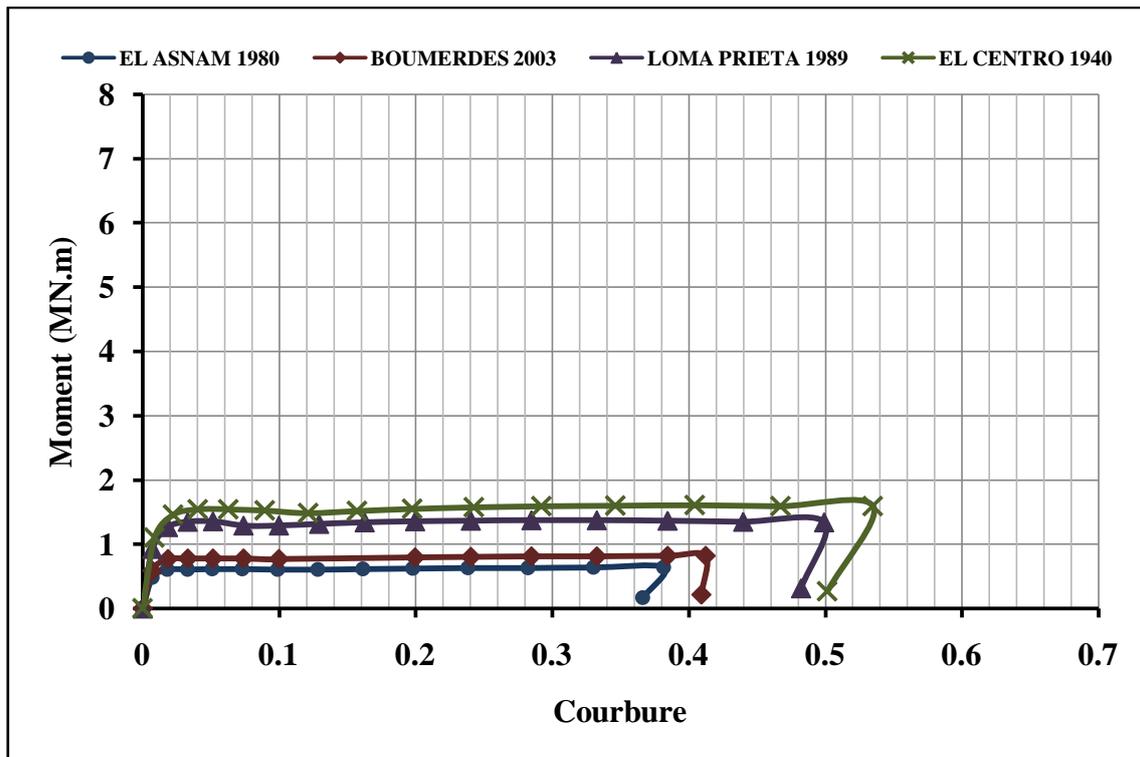
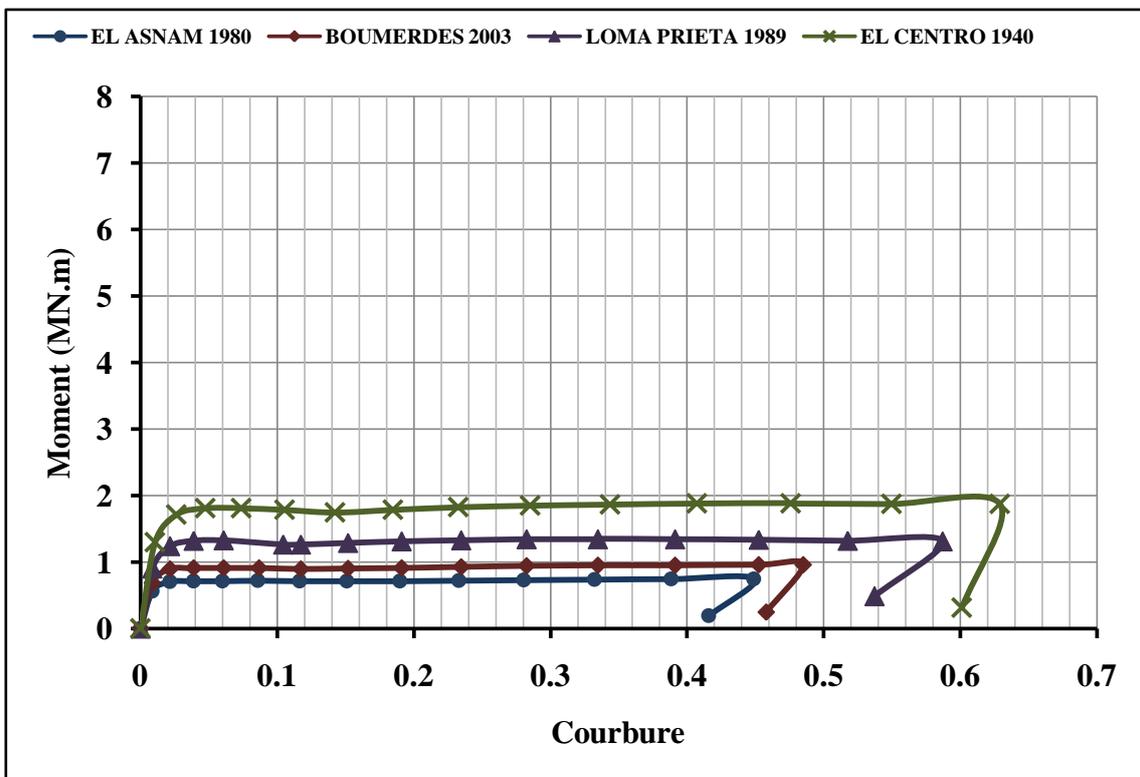


Figure 6.36 : Variation de la ductilité en fonction de la magnitude des séismes pour la structure (SN10).



(a)- voile (V6) sens (XX').



(b)- voile (V4) sens (YY').

Figure 6.37 : Diagramme moment- courbure de la structure (SN5).

		El Asnam	Boumerdes	Loma Prieta	El Centro
Voile (V6) sens (XX')	ϕ_u	0.33	0.38	0.44	0.47
	ϕ_e	0.02	0.02	0.03	0.04
	μ_ϕ	17.99	16.72	13.24	11.55
Voile (V4) sens (YY')	ϕ_u	0.39	0.45	0.52	0.55
	ϕ_e	0.02	0.03	0.04	0.05
	μ_ϕ	17.99	16.16	13.24	11.55

Tableau6.8 : résumé des facteurs de ductilité en courbure de la structure (SN5).

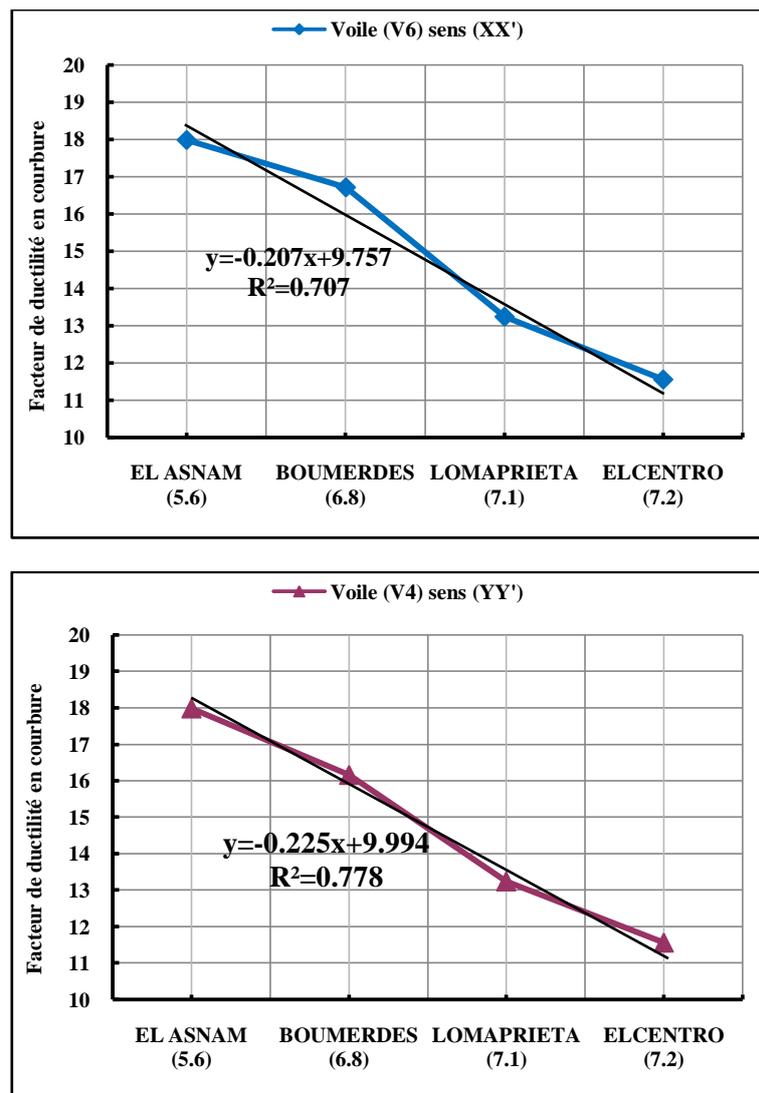


Figure 6.38 : Variation de la ductilité en fonction de la magnitude des séismes pour la structure (SN5).

6.8. CONCLUSION

D'après l'analyse du comportement dynamique non linéaire des trois structures identifiées sous les différents enregistrements sismiques considérés, on peut dégager les conclusions partielles suivantes:

-les structures identifiées ont montré une large déformabilité sous les différents enregistrements sismiques surtout sous les conditions exigées par le RPA99/v2003 qui autorise une large déformation inter-étage, comparativement à celui de l'Eurocode8.

-la résistance au cisaillement des structures étudiées s'avère très adéquate sous les séismes locaux de moyenne intensité.

-les structures traitées manifestent une large résistance en flexion possible sous les séismes locaux, néanmoins cette performance sous le séisme d'El-Centro reste à améliorer par l'intégration de d'autres recommandations et dispositions constructives assez spéciales.

-la capacité portante à la base des structures étudiées reste non acceptable sous le séisme d'EL Centro, et qui demande une amélioration dans la conception.

CHAPITRE 7 :

**CONCLUSIONS GENERALES
ET RECOMMANDATIONS**

7.1. CONCLUSIONS GENERALES

Le but de la thèse consistait à l'analyse du comportement dynamique non linéaire des structures en béton armé dimensionnées selon les règles parasismiques Algériennes soumises sous enregistrements sismiques locaux.

Dans la première partie on a présenté une synthèse bibliographique concernant quelques notions sur les séismes et les enregistrements sismiques. Ensuite, quelques méthodes pratiques d'évaluation de la performance sismique des structures en béton armé sont.

La deuxième partie a été réservée au développement de la méthode dynamique non linéaire pour l'analyse du comportement des structures identifiées.

La troisième partie a été destinée à l'étude du comportement dynamique non linéaire des structures contreventées par des voiles en béton armé. Après l'identification de trois structures de différents niveaux ($n = 5, 10, 15$ étages) dimensionnées à l'aide du logiciel SAP 2000 selon les règlements Algériens en vigueur (CBA-93 et RPA-99/2003), l'analyse de la performance des voiles de ces structures à l'aide de la méthodologie développée, nous a permis de dégager les conclusions suivantes :

- Les trois structures identifiées montrent une large déformation sous les enregistrements sismiques locaux, par contre sous les séismes majeurs comme celle d'El Centro la performance vis-à-vis à la déformabilité nécessite une conception structurale assez spéciale. Il est important de signaler que le règlement parasismique Algérien (RPA99/v2003) autorise une large déformabilité égale 1% de la hauteur d'étage comparativement à celui de l'Eurocode8, qui autorise 0,75% de la hauteur d'étage.
- Le temps de pic pour chaque enregistrement sismique augmente avec l'augmentation du nombre d'étage et ceci pour tous séisme étudié.
- Les structures identifiées affirment une résistance au cisaillement très appropriée et acceptable sous les séismes locaux de moyenne intensité (Boumerdes), néanmoins sous les séismes de grande intensité (El Centro) la conception parasismique demande une amélioration assez spéciale.
- Les voiles dimensionnés selon le RPA99/v2003, assure une résistante en flexion très adéquate sous les enregistrements sismiques locaux, néanmoins ce comportement sous les séismes de forte intensité comme d'El Centro demande une large amélioration par l'intégration de d'autres recommandations et dispositions constructives assez spéciales.

- La capacité portante des structures étudiées sous l'effort de compression reste non acceptable sous les séismes de grandes intensités et qui nécessite une amélioration considérable dans la conception parasismique, contrairement à celle obtenu sous les séismes locaux.
- Les trois structures possèdent une ductilité largement suffisante dans les deux sens.
- La ductilité locale diminue proportionnellement avec l'augmentation de la magnitude sismique.
- La courbure diminue avec l'augmentation de la hauteur globale de la structure.

En générale, Les résultats obtenus ont montré que les trois structures identifiées possèdent une performance acceptable sous les enregistrements sismiques locaux pour les constructions dimensionnées par le règlement parasismique Algérien (RPA99/v2003). Par ailleurs, sous l'enregistrement sismique de forte intensité comme celle d'El-Centro, cette performance demande une amélioration constructive assez spéciale dans les recommandations du code parasismique.

7.2. RECOMMANDATIONS

Par ailleurs, cette initiation à la recherche dans le domaine de génie parasismique possède un caractère analytique, plusieurs recommandations peuvent être également proposées, dont l'essentiel sont les suivantes:

- d'élaborer un logiciel pratique pour les ingénieurs de génie civil pour l'analyse rapide des structures dimensionnées selon les codes Algériens en vigueur.
- d'élargir cette étude pour les autres types de constructions (portiques auto stables, voiles porteurs, charpentes métalliques, maçonneries.....).
- une étude expérimentale sur les dispositions constructives préconisées par les règlements Algériennes et les matériaux locaux utilisés demeurent nécessaire afin de préserver mieux contrôlé le comportement non linéaire des structures.

REFERENCES
BIBLIOGRAPHIQUES

- [1] **Ali M. Memari**, Shahriar Rafiee, Alireza Y. Motlagh and Andrew Scanlon, *Comparative Evaluation of Seismic Assessment Methodologies Applied to a 32-Story Reinforced Concrete Office Building*, *JSEE*, Vol. 3, N° 1, 2001, p. 31- 44.
- [2] **Yannick Boivin** and Patrick Paultre, *Seismic performance of a 12-storey ductile concrete shear wall system designed according to the 2005 National building code of Canada and the 2004 Canadian Standard Association standard A23.3*, *Can. J. Civ. Eng.* Vol. 37, 2010, p. 1–16.
- [3] **Davidovici V.**, *Rapport préliminaire du séisme de Boumerdes – 21 mai 2003*, 92p.
- [4] **A. PLUMIER**, 2007, *construction en zone sismique*, ARGENCO, 300p
- [5] **Documents pédagogiques d'E.O.S.T** « école et observatoire des sciences de la terre de Strasbourg.
- [6] **P. Balandier**, 2004, *conception parasismique : sismologie appliquée à l'usage des architectes et ingénieurs*. 148p.
- [7] **FETHI SEMMANE**, 2002. *Caractérisation de la source sismique à partir des données en champ proche. Application aux séismes de Tottori (Japon) et Boumerdes (Algérie)*.p, N°52-55.
- [8] **Trifunac, M.D.** and Brady, A. G. (1975a), *On the correlation of seismic intensity with peaks of recorded strong ground motion*, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 65, 139-162.
- [9] **Bolt, B. A.** (1969), *Duration of strong motion, proceedings of the 4th world conference on earthquake*
- [10] **P. Lestuzzi**. Transp2. Cours de Génie parasismique : **Conception parasismique des bâtiments**, EPFL-ENAC-SGC 2007.63p.
- [11] **Rothé, J.P.** 1950. *Les séismes de Kherrata et la sismicité de l'Algérie*. Publ. Serv. Carte
- [12] **P. Lestuzzi**. Transp10. Cours de Génie parasismique : **Elements de Sismologie**, EPFL-ENAC-SGC 2005.28p.
- [13] **Peláez, J.A., Lopez Casado, C., Henares, J.**, 2002. *Deaggregation in magnitude, distance, and azimuth in the south and west of the Iberian Peninsula*. *Bull. Seismol. Soc. Am.* 92, 2177– 2185.
- [14] **Peláez, J.A.**, 2000. *Aggregation and deaggregation of expected accelerations in the Iberian Peninsula using background seismicity (in Spanish)*. PhD dissertation, University of Granada.
- [15] **Peláez, J.A., Lopez Casado, C.**, 2002. *Seismic hazard estimate at the Iberian Peninsula*. *Pure Appl. Geophys.* 159, 2699– 2713.
- [16] **RPA-99/version 2003**. *Règles parasismiques Algériennes 1999 version 2003*. DTR-BC 248 - Centre National de Recherche Appliquée en Génie sismique (CGS), Alger, 2004, 117p.

- [17] **CRRAG** (2003), The May 21st, 2003 Zemmouri Earthquake Report.
- [18] **NRC, 1984.** *El Asnam Alegria earthquake of october 10, 1980, Reconnaissance and engineering report*, NRC. 211p.
- [19] **AFPS**, 2003, *Rapport préliminaire de la mission AFPS : le séisme du 21 mai 2003 en Algérie*, 92p.
- [20] **N. Laouami** et al. 2003. Analysis of strong ground motions recorded during the 21 may 2003 boumerdes, algeria, earthquake.7p.
- [21] **M. Hamane**, M. Bensafi, D. Nedjar, F. Djellouli, K-E Ramdane, M. Hamada, K. Koganei, K. Meguro, M. Miyajima, T. Saito, *Dommages provoqués par le séisme de Boumerdes et recommandations pour la réduction du risque sismique, 7eme colloque national*, paris, 2007, 8p.
- [22] **N. Ayrault**, J-J.Tritsch, I. Vuidart, D. Gaston, *Risques Naturels et Environnement Industriel (DRA-013) : Opération a : synthèse sur les risques dus aux séismes, inondations, mouvements de terrain et tempêtes – accidentologie*. INERIS, 2001, 59 p.
- [23] **E. Choi**, T.-H. Nam, B.-S. Cho, *A new concept of isolation bearings for highway steel bridges using shape memory alloys*. 2005. NRC research press web. 11p.
- [24] **AFGC**, *Conception de bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages – Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali-réaction*, 2004.
- [25] **Eurocode 1**, ENV 1991-1, *Norme Européenne : Eurocode 1 : Bases de calculs et actions sur les structures – Partie 1 : Bases de Calcul*, AFNOR, Avril 1996.
- [26] **Cremona C.**, *Applications des notions de fiabilité à la gestion des ouvrages existants*, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2003.
- [27] **Florent ROBERT**, 1999. *Contribution à l'analyse non linéaire géométrique et linéaire des ossatures spatiales en génie civil application aux ouvrages d'art*. 250p.
- [28] **Peter Fajfar**, M. EERI, 2000. *A nonlinear analysis method for performance based seismic design*. Earthquake spectra. Vol16. N03. PP, 573-592.
- [29] **Han-Seon.L**, et Sung-Woo.W, 2001. *Seismic performance of a 3-story RC frame in a low-seismicity region*. Engineering structures. 16p.
- [30] **Stéphane Grange**, Jacky Mazars, Panagiotis Kotronis, 2007. *Analyse sismique du comportement d'une structure de 7 étages à échelle 1 en béton armé : benchmark international NEES*. 7ème Colloque National AFPS. 8p.
- [31] **Eurocode 2**, *Design of concrete structures - Part 1-1: General rules and rules for buildings*, 2004. 225 p

[32] **CBA-93**, 1994. *Code de béton algérien 1993*. Document technique réglementaire DTR-BC Centre National de Recherche Appliquée en Génie Parasismique (CGS), Alger.

[33] **CSI Manual** (Computer and Structure Inc) SAP2000 V14.1, *Analysis manual : Inelastic Time History Analysis*, 2009, 45 p.

[34] **Edward L. Wilson**, *Three-Dimensional Static and Dynamic Analysis of Structures : A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering*. Computers and Structures. Inc. Berkeley, California, USA, 2002.

[35] **Newmark**, N. M. 1959. "A Method of Computation for Structural Dynamics," *ASCE Journal of the Engineering Mechanics Division*. Vol. 85 No. EM3.

[36] **Tayeb** 2007. Chapitre 10: Batiments en béton armé. 24p.

[37] **Eurocode 8**, *Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*, 2005. 187p.

[38] **P. Lestuzzi**. Transp5. Cours de Génie parasismique : Comportement et dimensionnement à la torsion, EPFL-ENAC-SGC 2007.28p.

[39] **Park R.**, Paulay T., *Reinforced concrete structures*, New York, John Wiley & Sons, 1975.

[40] **Ir. P. Boeraeve**, 2008. *Cours de béton armé, chapitre 6 : Effort tranchant*. Source : Calcrete : the concrete centre. 9p.

[41] **Park R.**, « Evaluation of ductility structures and structural assemblages from laboratory testing », *Bulletin of the New Zeland National Society for Earthquake Engineering*, vol. 22, n° 3, Sep. 1989, p. 155-165.

[42] **Bertero V.V.**, « State of the art report –Ductility based structural design », *Proceedings of Ninth world conference on earthquake engineering* , Tokyo – Kyoto, August 2-9 1988, Japan, vol. 3, p. 673 – 686.