

République Algérienne Démocratiques Populaire

Ministère de l'enseignement supérieure de la recherche scientifique

Université Mouloud Mammeri de Tizi Ouzou

Faculté du Génie de la construction

Département de Génie Civil



Master Académique

Spécialité: Génie Civil

Option: Structures

Thème

Etude de la Performance sismique des structures auto-stables
en béton armé en évaluant leurs déplacements inter étages
selon différents codes parasismiques

Présenté Par :

M^{elle} Hamzaoui Yasmine

M^{elle} Ghemmour Dyhia

Devant les jurys :

M^r Hamizi Mohand

M^r Aliche Amar

M^r Nekkrouche Aghiles

M^{me} Bouzid Leyla

Président

Examineur

Invité

Promotrice

Promotion : 2021/2022

Remerciements



Nous remercions Dieu, le tout puissant de nous avoir donné la volonté et la patience nécessaire pour accomplir ce travail.

Tout travail de recherche n'est jamais l'œuvre d'une seule personne. A cet effet, nous adressons toute notre reconnaissance à la directrice de ce mémoire, Madame Bouzid Leyla pour sa patience, sa disponibilité et surtout ses judicieux conseils, qui ont contribué à alimenter notre réflexion.

On remercie également les membres de jury Mr Hamizi Mohand, Mr Aliche Amar et Mr Nekomouche Aghiles d'avoir accepté d'évaluer et de juger ce travail et de participer à notre soutenance. Nous remercions également tous les enseignants de l'université Mouloud Mammeri, qui ont contribué à notre formation durant tout notre cursus universitaire.

On remercie nos chers parents pour leur soutien e leurs encouragements durant toutes Les années d'étude.

Pour finir, on tient à remercier toutes les personnes qui ont participé avec nous de près et de loin.





Dédicace

Dieu merci pour la santé, la volonté, le courage et la détermination qui nous ont accompagnés tout au long de la préparation de ce mémoire de Master et qui nous ont permis d'achever ce travail.

Avec l'expression de ma reconnaissance, je dédie ce travail à ceux qui, quels que soient les termes embrassés, je n'arriverais jamais à leur exprimer mon amour sincère ;

A ma chère mère, la femme qui a souffert sans me laisser souffrir, qui n'a jamais dit non à mes exigences et qui n'a épargné aucun effort pour me rendre heureuse ;

A mon cher père, l'homme de ma vie, mon exemple éternel, celui qui s'est toujours sacrifié pour me voir réussir ;

A la mémoire de mes grands-parents paternel et maternel, que DIEU garde leurs âmes dans son vaste paradis ;

A ma chère sœur THIZIRI et son mari SLIMANE, à qui je souhaite que de santé, de bonheur et de succès dans leur vie ;

A mes petites sœurs FATTIMA, MELISSA et AMEL, pour l'amour qu'elles me réservent.

A mon petit frère adoré HOCINE, qui sait toujours comment procurer la joie et le bonheur pour toute la famille

A toutes mes amies, tout particulièrement, ZAHRA, KATY, MALIKA, NABILA, KAMELIA, SAMIA, avec qui j'ai passé des moments inoubliables

A mon cher binôme HAMZAOUY YASMINE, qui a contribué à la réalisation de ce travail, à qui je souhaite plus de succès

Et finalement, à tout mes collègues de promotion 2ème année master structure

Toute personne qui occupe une place dans mon cœur

Dyhia

Dédicace

Au nom d'Allah, le Tout Miséricordieux, le Très Miséricordieux. Tout d'abord je tiens à remercier le tout puissant de m'avoir donné le courage et la patience pour arriver à ce stade afin de réaliser ce travail que je dédie :

A ma très chère mère Djamila, qui n'a jamais cessé de prier pour moi et croire en moi

A mon très cher père Ahmed, pour ses encouragements et son soutien, surtout pour son amour et son sacrifice.

Vous êtes ma source de courage et de patience. Je vous suis éternellement reconnaissante.

Mes frères, Mohamed et Ali.

Mes sœurs, Nawal et son mari, Linda et son mari et faziya et son mari.

Mes neveux Aylan, Axel, Issirem, Tania, Céline, Ayane- Khaled, Mariam, Ania.

À ma meilleure amie qui était toujours là pour moi et qui m'a aidé beaucoup dans ce travail Samia

A tous mes amis (es)

A Ma binôme Dyhia et sa famille.

A tous ceux que j'ai connus, et qui reconnaitront.

A tous ceux que j'aime et ceux qui m'aiment.

Yasmine

Résumé

L'évaluation de la performance sismique est indispensable, afin d'avoir une meilleure compréhension du comportement d'une typologie de structure. Les nouvelles approches qui impliquent la définition d'un niveau de performance associé à un niveau de sollicitation sismique reposent d'une part, sur la capacité de ces approches à décrire l'endommagement correspondant, au niveau de performance visée, et d'autre part, montre que cette typologie doit supporter d'importants déplacements et par conséquent des dommages sévères sur ses éléments structuraux.

Le déplacement inter-étages est un indicateur important du comportement structurel dans l'analyse sismique basée sur les performances.

L'objectif de ce travail est l'étude de la performance sismique des structures en portique auto-stable en béton armé en évaluant leurs déplacement inter-étage selon les différents codes parasismiques suivant : le RPA 99 version 2003, l'Eurocode8, l'ASCE 7-02, et l'IBC 2000. L'étude porte sur deux modèles (R+3) et (R+5) implanté sur deux zones sismiques : zone II_a et zone III en utilisant le logiciel de modélisation ETABS 2018. Ainsi, l'étude de leurs déplacement inter-étage est effectuée dans le domaine linéaire en utilisant un spectre inélastique de dimensionnement. En second lieu, une étude statique non linéaire « Push-Over » est entreprise, où les ponts de performance des modèles sont évalués par la méthode dictée par le code Américain FEMA440, en utilisant un spectre de demande élastique. Dans cette partie, le déplacement inter-étage est réévalué, au point de performance 'PP', selon les quatre règlements susmentionnés. Enfin, une interprétation des résultats obtenus et des conclusions sont tirées.

Mot clé :

Déplacements inter-étage – zonage sismique – Structure auto-stable – Point de performance – analyse non-linéaire « PUSH-OVER » – RPA 99 version 2003 – l'Eurocode8 – l'ASCE 7-02 – l'IBC 2000.

Abstract

The evaluation of seismic performance is essential in order to have a better understanding of the behaviour of a structural typology. New approaches which involve the definition of a level of performance associated with a level of seismic stress are based on the ability of these approaches to describe the corresponding damage, on the one hand, at the level of the intended performance, On the other hand, shows that this typology has to endure significant displacements and consequently severe damage to its structural elements.

Inter-stage displacement is an important indicator of structural behaviour in performance-based seismic analysis.

The objective of this work is to study the seismic performance of self-stabilizing concrete structures by calculating their inter-story displacement according to the following different seismic codes: the RPA 99 version 2003, the Eurocode8, the ASCE 7-02, and the IBC 2000. The study focuses on two models (R+3 and R+5) located on two seismic zones: zone IIa and zone III using the modelling software ETABS 2018. Thus, the study of their inter-stage displacement is carried out in the linear domain using an inelastic spectrum of dimensioning. Second, a nonlinear static push-over study is undertaken, where the performance bridges of the models are evaluated by the method dictated by the American code FEMA440, using an elastic demand spectrum. In this part, inter-stage displacement is re-evaluated, at the 'PP' performance point, according to the four regulations mentioned above. Finally, an interpretation of the results obtained and conclusions are described.

Keyword:

inter-story displacement– Seismic Zoning – self-stabilizing structures, – Performance Point – PUSH-OVER Nonlinear Analysis – RPA 99 version 2003 – l'Eurocode8 – l'ASCE 7-02 – l'IBC 2000.

Chapitre I : recherche bibliographique

Figure I.1. Répartition des différentes plaques constituant la surface du globe terrestre	4
Figure I.2. déformation importante amplification des effets du séisme effet p delta.....	5
Figure I.3. mauvaise reprise des efforts mécanisme	5
Figure I.4. Contreventement assure par portique	7
Figure I.5. effets d'un chargement latéral	8
Figure I.6. mécanisme de ruine ((a) étage souple et (b) mécanisme global d'effondrement)....	8
Figure I.7. la rupture du nœud des poteaux _ poutres avec flambement local des aciers longitudinaux par manque de ferrailage de des aciers transversaux	9
Figure I.8 Formation de zones plastifiées (rotules plastiques).....	9
Figure I.9. Principe « poteaux forts - poutres faibles ». Le non-respect du principe peut avoir pour conséquence l'effondrement de la structure.....	10
Figure I.10. Effondrements de bâtiment dû au non-respect du principe « Poteaux forts - poutres faibles ».La résistance ultime des poutres-allèges en béton armé était supérieure à celle des poteaux. En outre, on peut observer l'effet de poteau court (séisme deTokachi-Oki, Japon 1968 et d'Izmit, Turquie 1999).....	10
Figure I.11. La section des poteaux étant souvent équivalente à celle des poutres la Plastification des nœuds se produit en tête ou en pied de poteau (séisme de Boumerdes 2003).....	11
Figure I.12. Rupture du nœud selon la petite inertie du poteau (Séisme de Boumerdes 2003).....	11
Figure I.13. Rotules plus accentuées aux extrémités des poteaux du premier niveau à la limite de l'effondrement (Séisme de Boumerdes 2003)	11
Figure I.14. Effondrement à cause de l'absence d'armatures transversales dans les nœuds et dans la zone critique du poteau (Séisme de Boumerdes 2003)	12
Figure. I.15. La Rupture du nœud poteaux – poutres avec flambement local des aciers longitudinaux par manque de fretage des aciers transversaux. (Séisme de Boumerdes 2003) ..	12
Figure I.16. Rupture en zone nodale (Davidovici)	12
Figure I.1. dislocation de la section (Davidovici 2003)	12
Figure I.18. Rotule dans le poteau (comportement à éviter) (Davidovici 2003)	12
Figure I.19. Fissuration par flexion dans la travée des poutres.....	13
Figure I.20. Mode de défaillance par cisaillement des poutres [11]	14
Figure I.21. Fissuration par cisaillement dans la poutre	14

Figure I.22. Rupture par cisaillement d'un nœud en béton armé.....	14
Figure I.23. Mécanisme de l'étage souple.	15
Figure I.24. Effondrement complet d'une construction au niveau 1	16
Figure I.25. Méthode des accélérations spectrales	23
Figure I.26. Spectre de réponse en accélération.....	25
Figure I.27. Principe de la méthode statique équivalente.	25
Figure I.28. Principe de la méthode modale spectrale.	26
Figure I.29 Principe de la méthode d'analyse plastique.	27
Figure I.30. Diagramme de la courbe de capacité Force-Déplacement (pushover).....	28
Figure I.31. Niveau d'endommagement décrit par une courbe de capacité.....	32
Figure I.32. Représentation de la courbe de capacité selon l'ATC40.....	33
Figure I.33 La relation de Force-déformation d'une charnière plastique typique (FEMA356, 2000).....	34
Figure I.34. Transformation de la courbe de capacité. [28]	35
Figure I.35. Méthode du spectre de capacité.....	36
Figure I.36. Principe d'obtention du point de performance [11]	37

Chapitre II Présentation et Dimensionnement des structures à étudier

Figure II. 1 structure R+3.....	39
Figure II. 2 structure R+5.....	39
Figure II. 3 Vue en plan des bâtiments, R+3, R+5étudie.....	40
Figure II. 4 Éléments d'un plancher en corps creux.	42
Figure II. 5 Plancher en corps creux.	43
Figure II. 6 Dimensionnement d'un nœud poutre – poteau [33].	47
Figure II. 7 disposition des armatures [33].	60

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

Figure III.1. Spectre de réponse pour la zone de sismicité IIa	64
Figure III.2. déplacement- inter étage de model R+3 situer dans la zone IIa selon RPA99/Version2003 et EC 8 sens x-x	67
Figure III.3. déplacement- inter étage de model R+3 situer dans la zone IIa selon RPA99/Version2003 et EC 8 sens y-y	67
Figure III.4. déplacement- inter étage de model R+3 situer dans la zone IIa selon IBC2000 et ASCE 7-02 sens x-x.....	71
Figure III.5. déplacement- inter étage de model R+3 situer dans la zone IIa selon IBC2000 et ASCE 7-02 sens y-y.....	72
Figure III.6. déplacement- inter étage de model R+5 situer dans la zone IIa selon RPA99/Version2003et EC 8 sens x-x.....	74
Figure III.7. déplacement- inter étage de model R+5 situer dans la zone IIa selon RPA99/Version2003 et EC 8 sens y-y	74
Figure III.8 déplacement- inter étage de model R+5 situer dans la zone IIa selon IBC2000 et ASCE 7-02 sens x-x.....	76
Figure III.9. déplacement- inter étage de model R+5 situer dans la zone IIa selon IBC2000 et ASCE 7-02 sens y-y.....	77
Figure III.10. Spectre de réponse pour une zone de forte sismicité.....	78
Figure III.11. déplacement- inter étage de model R+3 situer dans la zone III selon RPA99/Version2003et EC 8 sens x-x.....	79
Figure III.12. déplacement- inter étage de model R+3 situer dans la zone III selon RPA99/Version2003et EC 8 sens y-y.....	80
Figure III.13. déplacement- inter étage de model R+3 situer dans la zone III selon IBC2000 et ASCE 7-02 sens x-x.....	83
Figure III.14 déplacement- inter étage de model R+3 situer dans la zone III selon IBC2000 et ASCE 7-02 sens y-y.....	83
Figure III.15. déplacement- inter étage de model R+5 situer dans la zone III selon RPA99/Version2003et EC 8 sens x-x.....	86
Figure III.16. déplacement- inter étage de model R+5 situer dans la zone III selon RPA99/Version2003et EC 8 sens x-x.....	86

Figure III.17. déplacement- inter étage de model R+5 situer dans la zone III selon IBC2000 et ASCE 7-02 sens x-x.....	88
Figure III.18. déplacement- inter étage de model R+5 situer dans la zone III selon IBC2000 et ASCE 7-02 sens y-y.....	89

Chapitre IV Analyse statique non-linéaire et Vérifications des Déplacement inter-étages aux points de performance des modèles étudiés

Figure IV.1 Courbe de capacité statique d'une structure [Louzai, 2016].....	93
Figure IV.2 Courbes de capacité des deux modèles à 4 et 6 niveaux selon le sens x-x de la poussée progressive.	93
Figure IV.3 Courbes de capacité des deux modèles à 4 et 6 niveaux selon le sens y-y de la poussée progressive.	94
Figure IV.4 Schématique de l'obtention d'un spectre de dimensionnement inélastique selon les codes parasismiques existants. [35].....	95
Figure IV. 5 Courbes de demande élastique (R=1) selon les deux zones sismiques considérées.	96
Figure IV.6 Courbes de demande tel qu'introduite dans le logiciel de modélisation Etabs V18.....	96
Figure IV.7 Détermination du point de performance PP [35]	97
Figure IV.8 Distribution des rotules plastiques dans la structure (R+3) (zone IIa ; site S3) (au point de performance) selon les deux sens.....	98
Figure IV. 9 Distribution des rotules plastiques dans la structure (R+3) (zone III ; site S3) au point de performance, selon les deux sens.	98
Figure IV. 10 Distribution des rotules plastiques dans la structure (R+5) (zone IIa ; site S3) (au point de performance) selon les deux sens.	99
Figure IV.11. Distribution Des Rotules Plastiques Dans La Structure (R+5) (Zone III ; Site S3) (au point de performance) Selon Les Deux Sens.	99
Figure IV.12. déplacement inter-étage au point de performance du model R+3 situé dans la zone II _a selon RPA 99/2003 et l'Eurocade 8 dans le sens x-x.....	102
Figure IV.13. déplacement inter-étage au point de performance du model R+3 situé dans la zone II _a selon RPA 99/2003 et l'Eurocode 8 dans le sens y-y.....	103
Figure IV.14 déplacement inter-étage au point de performance du model R+5 situé dans la zone II _a selon RPA 99/2003 et l'Eurocode 8 dans le sens x-x.....	104
Figure IV.15. déplacement inter-étage au point de performance du model R+5 situé dans la zone II _a selon RPA 99/2003 et l'Eurocode 8 dans le sens (y-y).....	104

Figure IV.16 déplacement inter-étage au point de performance du model R+3 situé dans la zone II_a selon l'IBC 2000 et l'ASCE 7-02 dans le sens (x-x).....	107
Figure IV. 17. déplacement inter-étage au point de performance du model R+3 situé dans la zone II_a selon l'IBC 2000 et l'ASCE 7-02 dans le sens (y-y).....	107
Figure IV.18. déplacement inter-étage au point de performance du model R+5 situé dans la zone II_a selon l'IBC 2000 et l'ASCE 7-02 dans le sens (x-x).....	108
Figure IV.19. déplacement inter-étage au point de performance du model R+5 situé dans la zone II_a selon l'IBC 2000 et l'ASCE 7-02 dans le sens (y-y).....	108
Figure IV. 20. déplacement inter-étage au point de performance du model R+3 situé dans la zone III selon le RPA 99/v 2003 l'Eurocode 8 dans le sens (x-x)	111
Figure IV. 21. déplacement inter-étage au point de performance du model R+3 situé dans la zone III selon le RPA 99/v 2003 l'Eurocode 8 dans le sens (y-y)	111
Figure IV. 22. déplacement inter-étage au point de performance du model R+5 situé dans la zone III selon le RPA 99/v 2003 l'Eurocode 8 dans le sens (x-x)	112
Figure IV. 23. déplacement inter-étage au point de performance du model R+5 situé dans la zone III selon le RPA 99/v 2003 l'Eurocode 8 dans le sens (y-y)	113
Figure IV. 24. déplacement inter-étage au point de performance du model R+3 situé dans la zone III selon l'ASCE 7-02 et l'IBC 2000 dans le sens (x-x).....	116
Figure IV. 25. déplacement inter-étage au point de performance du model R+3 situé dans la zone III selon l'ASCE 7-02 et l'IBC 2000 dans le sens (y-y).....	116
Figure IV. 26. déplacement inter-étage au point de performance du model R+5 situé dans la zone III selon l'ASCE 7-02 et l'IBC 2000 dans le sens (x-x).....	117
Figure IV. 27. déplacement inter-étage au point de performance du model R+5 situé dans la zone III selon l'ASCE 7-02 et l'IBC 2000 dans le sens (y-y).....	117

Liste des tableaux

Chapitre II : Présentation et Dimensionnement des Structures étudiées

Tableau II. 1 dimension en plan des structures étudiées	40
Tableau II. 2 Désignation de charges pour le plancher des étages courants.....	49
Tableau II. 3 Désignation des charges du plancher terrasse (inaccessible)	49
Tableau II. 4 Vérification de l'effort normal de R+3 réduit pour chaque poteau.....	52
Tableau II. 5 Vérification de l'effort normal de R+5 réduit pour chaque poteau.....	52
Tableau II. 6 Coefficients d'accélération de zone A. [33].....	53
Tableau II. 7 La section d'armature adoptée pour chaque section de poteau de R+3	60
Tableau II. 8 La section d'armature adoptée pour chaque section de poteau de R+5	61
Tableau II. 9 Le ferrailage des poutres des deux structures étudiées	62

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

Tableau III. 1 Vérification des déplacements inter-étages de la structure (R+3) selon le RPA 99/2003.....	65
Tableau III. 2 Vérification déplacement inter-étage de la structure (R+3) selon EC8.....	66
Tableau III. 3 Vérification des déplacements inter-étage de la structure (R+3) selon ASCE 7-02.....	70
Tableau III. 4 Vérification des déplacements inter-étage de la structure (R+3) selon l'IBC ..	71
Tableau III. 5 Vérification des déplacements inter-étages de la structure (R+5) selon RPA 99/ version 2003	73
Tableau III. 6 Vérification des déplacements inter-étages de la structure (R+5) selon EC8 ..	73
Tableau III. 7 Vérification des déplacements inter-étage de la structure (R+5) selon l'ASCE 7-02.....	75
Tableau III. 8 Vérification des déplacements inter-étage de la structure (R+5) selon IBC	75

Liste des tableaux

Tableau III. 9 Vérification des déplacements inter-étage du modèle à 4 niveaux (R+3) selon la réglementation Algérienne RPA99/2003.	78
Tableau III. 10 Vérification des déplacements inter-étage du modèle à 4 niveaux (R+3) selon la réglementation Eurocode 8.....	79
Tableau III. 11 Vérification déplacement inter-étage de la structure (R+3) selon l'ASCE	81
Tableau III. 12 Vérification déplacement inter-étage de la structure (R+3) selon IBC 2000 ..	82
Tableau III. 13 Vérification des déplacements inter-étage de la structure (R+5) selon RPA 99/ version 2003.....	85
Tableau III. 14 Vérification déplacement inter-étage de la structure (R+5) selon l'EC 8	85
Tableau III. 15 Vérification déplacement inter-étage de la structure (R+5) selon ASCE7.02.....	87
Tableau III. 16 Vérification déplacement inter-étage de la structure (R+5) selon IBC 2000....	88

Chapitre IV Analyse statique non-linéaire et vérification des déplacements inter-étage aux points de performance des modèles étudiés

Tableau IV.1 Déplacements aux points de performance et step de la poussée progressivecorrespondant.....	97
Tableau IV. 2 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 4 niveaux sur zone de moyenne sismicité selon les normes RPA99/2003	100
Tableau IV.3 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 6 niveaux sur zone de moyenne sismicité selon les normes RPA99/2003	101
Tableau IV. 4 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 4 niveaux sur zone de moyenne sismicité selon les normes Eurocode 8 (NF EN 1998-1)	101
Tableau IV. 5 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 6 niveaux sur zone de moyenne sismicité selon les normes Eurocode 8 (NF EN 1998-1)	101
Tableau IV. 6 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 4 niveaux sur une zone de moyenne sismicité selon les normes de l'ASCE 7-02	105
Tableau IV. 7 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 6 niveaux sur une zone de moyenne sismicité selon les normes de l'ASCE 7-02	105
Tableau IV. 8 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 4 niveaux sur une zone de moyenne sismicité selon les normes de l'IBC 2000	106

Liste des tableaux

Tableau IV. 9 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 6 niveaux sur une zone de moyenne sismicité selon les normes de l'IBC 2000	106
Tableau IV. 10 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 4 niveaux sur une zone de forte sismicité selon les normes de RPA 99 version 2003	109
Tableau IV. 11 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 6 niveaux sur une zone de forte sismicité selon les normes de RPA 99 version 2003	110
Tableau IV. 12 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 4 niveaux sur une zone de forte sismicité selon les normes de l'Eurocode 8	110
Tableau IV. 13 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 6 niveaux sur une zone de forte sismicité selon les normes de l'Eurocode 8	110
Tableau IV. 14 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 4 niveaux sur une zone de forte sismicité selon les normes de l'ASCE 7-02	114
Tableau IV. 15 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 6 niveaux sur une zone de forte sismicité selon les normes de l'ASCE 7-02	114
Tableau IV. 16 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 4 niveaux sur une zone de forte sismicité selon les normes de l'IBC 2000	115
Tableau IV. 17 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 6 niveaux sur une zone de forte sismicité selon les normes de l'IBC 2000	115

Table des matières

Introduction générale

Introduction.....	1
Problématique.....	2
Objectif du travail.....	3
Structuration du mémoire	3

Chapitre I : recherche bibliographique

I.1 Introduction.....	4
I.2 Le Séisme.....	4
I.3 Les contreventements.....	5
I.3.1 Définition	5
I.3.2 le rôle de contreventement	5
I.3.3 Choix du contreventement	6
I.3.4 Contreventement assuré par portiques	6
I.3.5 Comportement des portiques auto-stables sous chargement sismique.....	7
I.3.6 Dommages subis par les structures contreventées par portiques Auto-stables	8
I.3.6.1 Dommages au voisinage du nœud	8
I.3.6.2 Dommages sur l'élément poutre.....	13
I.3.6.3 Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poutres ...	13
I.4. l'étage souple	15
I.5 Le déplacement inter-étage	16
I.5.1 Evaluation de déplacement inter-étages suivant les différents Règlements.....	17
i. Limite de déplacement inter-étage selon le RPA 99 version 2003.....	17
I.6.Performances sismiques [7]	21
I.6.1Conception des bâtiments basés sur leur performance.....	22
I.7 Spectres de réponse.....	24
I.8 Les différentes méthodes de calcul	25
I.8.1 Méthodes élastiques linéaires.....	25
A. Méthode statique équivalent.....	25
B. Méthode spectrale modale	26
C. Méthode d'analyse temporelle élastique	26

I.8.2 Méthodes non linéaires.....	27
a. Méthode d'analyse plastique	27
b. Description de la méthode pushover	27
I.8.3 Méthode du spectre de capacité selon l'ATC 40.....	35
I.8.3.1 Principe de la méthode.....	35
I.8.3.2 Le but de la méthode.....	35
I.8.3.3 Hypothèses de la méthode	36
I.8.4 Les méthodes Pushover et leurs applications dans les règlements sismiques récents	37
I.8.4.1 Règlement ATC 40 (Applied Technology Council 40):	37
I.8.4.2 Règlement FEMA365 (Federal Emergency Management 365):	38
I.8.4.3 L'Eurocode 8	38
I.9 Conclusion	38

Chapitre II Présentation et Dimensionnement des structures à étudier

II.1 Introduction	39
II.2 Présentation de l'ouvrage	39
II.3 pré-dimensionnement des éléments.....	41
II.3.1 Pré-dimensionnement du plancher.....	41
II.3.2 Pré-dimensionnement des poutres	43
II.3.3 Pré-dimensionnement poteaux.....	46
II.3.4 Pré-dimensionnement en vérifiant le principe poteaux fort-poutres faibles.....	47
II.4 Charges appliquées	48
II.4.1 Charges gravitaires.....	48
II.4.2 Charges sismiques.....	50
II.5 Visualisation des résultats et vérification selon les exigences du RPA99/ modifié 2003 .	51
II.5.1. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux.....	51
II.5.2 Vérification de l'effort tranchant à la base	52
II.5.3 Estimation empirique de la période fondamentale.....	54
II.4 Le ferrailage du portique	60
II.4.1 Ferrailage des poteaux	60
II.4.1 Ferrailage des poutres	62

II.5 conclusion 62

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

III.1 Introduction..... 63

III.2 Calcul et vérification des déplacements latéraux inter-étages des deux structures modélisées sur zone de moyenne sismicité 63

 III.2.1 Modèle à 4 niveaux (R+3) 64

 III.2.1.1 Limite des déplacements inter-étages selon le RPA 99 version 2003 64

 III.2.1.3 Représentation des déplacements inter-étages en fonction de la hauteur d'étage du modèle R+3, calculés et vérifiés selon les deux règlements RPA99/2003 et Eurocode 8..... 67

 III.2.1.4 Limite de déplacement inter-étage selon le Code Américain (ASCE 7.02) 69

 III.2.1.5 Limite des déplacements inter-étage selon le Code Américain IBC2000 70

 III.2.1.6 Représentation des déplacements inter-étages en fonction de la hauteur d'étage du modèle R+3, calculés et vérifiés selon les deux règlements ASCE7-02 et IBC2000.... 71

 III.2.1.7 Conclusion partielle 1 72

 III.2.2 Modèle à 6 niveaux (R+5) 73

 III.2.2.1 Limite des déplacements inter-étages selon le RPA 99 version 2003 73

 III.2.2.2 Limite des déplacements inter-étages selon l'Eurocode 8(NF ...) 72

 III.2.2.3 Représentation des déplacements inter-étages en fonction de la hauteur d'étage du modèle R+5, calculés et vérifiés selon les deux règlements RPA99/2003 et Eurocode 8..... 74

 III.2.2.4 Limite de déplacement inter-étage selon le code Américain (ASCE 7.02) 75

 Tableau.III 7 .Vérification des déplacements inter-étage de la structure (R+5) selon..... 75

 III.2.2.5 Limite de déplacement inter-étage selon le Code Américain (IBC2000)..... 75

 III.2.1.6 Représentation des déplacements inter-étages en fonction de la hauteur d'étage du modèle R+5, calculés et vérifiés selon les deux règlements ASCE7-02 et IBC2000.... 76

 III.2.2.7 Conclusion partielle 2 77

III.3 Calcul et vérification des déplacements latéraux inter- étages des deux structures modélisées sur zone de forte sismicité 78

 III.3.1 Modèle à 4 niveaux (R+3) 78

III.3.1.1 Limite de déplacement inter-étage selon le RPA 99 version 2003	78
III.3.1.2 Limite du déplacement inter-étage selon l'Eurocode8 (NF EN 1998-1)	79
III.3.1.2 Représentation des déplacements inter-étages en fonction de la hauteur d'étage du modèle R+3, calculés et vérifiés selon les deux règlements RPA99/2003 et Eurocode8.....	79
III.3.1.4 Limite de déplacement inter-étage selon le Code Américain (ASCE 7.02)	81
III.3.1.5 Limite des déplacements inter-étage selon le Code Américain IBC2000	82
III.3.1.6 Représentation des déplacements inter-étages en fonction de la hauteur d'étage du modèle R+3, calculés et vérifiés selon les deux règlements ASCE 7.02 et IBC2000 ...	83
III.3.1.7 Conclusion partielle 3	84
III.3.2 Modèle à 6 niveaux (R+5) implanté dans une zone de forte sismicité.....	85
III.3.2.1 Limite du déplacement inter-étage selon le RPA 99 version 2003.....	85
III.3.2.2 Limite du déplacement inter-étage selon l'Eurocode8 (NF EN 1998-1).....	85
III.3.2.3 Représentation des déplacements inter-étages en fonction de la hauteur d'étage du modèle R+5, calculés et vérifiés selon les deux règlements RPA99/2003 et Eurocode8	86
III.3.2.4 Limite de déplacement inter-étage selon le Code Américain ASCE 7.02).....	87
III.3.2.5 Limite de déplacement inter-étage selon le Code Américain (IBC2000).....	88
III.3.2.6 Représentation des déplacements inter-étages en fonction de la hauteur d'étage du modèle R+5, calculés et vérifiés selon les deux règlements ASCE 7.02 et IBC2000 ...	88
III.3.2.7 Conclusion partielle 4	89
III.4 Conclusion.....	90

Chapitre IV Analyse statique non-linéaire et Vérifications des Déplacement inter-étages aux points de performance des modèles étudiés

IV.1 Introduction.....	92
IV. 2 Analyse statique non-linéaire [38]	92
IV.2.1 Courbe de capacité	93
IV.2.2 Courbes de demande	94
IV.2.3 Point de performance.....	97
IV.3 Comportement des modèles étudiés aux points de performance	97
IV.3.1 Déplacements aux points de performance.....	97

IV.3.2 Distribution des plastifications aux points de performance	98
IV.3.2 .1 Interprétation.....	98
IV.3.2.2 Interprétation.....	100
IV.4 Calcul des déplacements inter-étages aux points de performance selon les quatre règlementations, pour les deux modèles (4 et 6 niveaux) sur zone IIa	100
IV.4.1 Selon le RPA 99/V2003	100
IV.4.1.1 Pour le modèle à 4 niveaux.....	100
IV.4.1 .2 Pour le modèle à 6 niveaux.....	101
IV.4.2 Selon L'Eurocode8 (NF EN 1998-1)	101
IV.4.2 .1 Pour le modèle à 4 niveaux.....	101
IV.4.2 .2 Pour le modèle à 6 niveaux.....	101
IV.4.3 Représentation des graphes de déplacement inter-étage aux points de performance pour selon les deux règlementations Algérienne et Européenne	102
IV.4.3.1 Pour la structure le modèle à 4 niveaux.....	102
IV.4.3.2 Pour la structure de R+5	104
IV.4.4 Selon l'ASCE 7-02.....	105
IV.4.4.1 Pour le modèle à 4 niveaux.....	105
IV.4.4.2 Pour le modèle à 6 niveaux.....	105
IV.4.5 Selon l'IBC 2000.....	106
IV.4.5.1 Pour le modèle à 4 niveaux.....	106
IV.4.5 .2 Pour le modèle à 6 niveaux.....	106
IV.4.6 Représentation des graphes de déplacement inter-étage aux points de performance selon les deux règlementations Américaines.....	107
IV.4.6.1 Pour le modèle à 4 niveaux	107
IV.4.6.2 Pour le modèle à 6 niveaux.....	108
IV.4.6 Conclusion partielle 1.....	109
IV.5 Calcul des déplacements inter-étages aux points de performance selon les quatre règlementations, pour les deux modèles (4 et 6 niveaux) sur zone III.....	109
IV.5.1 Selon le RPA 99 version 2003	109
IV.5.1.1 Modèle à 4 niveaux.....	109
IV.5.1.2 Modèle à 6 niveaux.....	110
IV.5.2 Selon L'Eurocode 8 (NF EN 1998-1)	110
IV.5.2.1 Modèle à 4 niveaux.....	110
IV.5.2.2 Modèle à 6 niveaux.....	110

IV.5.3 Représentation de déplacement inter-étage (au PP) en fonction de la hauteur d'étage en zone de forte sismicité selon les codes Algérien et Européen	111
IV.5.3.1 Pour la structure R+3	111
IV.5.3.2 Pour la structure R+5	112
IV.5.4 Selon l'ASCE 7-02	114
IV.5.4.1 Modèle à 4 niveaux.....	114
IV.5.4.2 Modèle à 6 niveaux.....	114
IV.5.5 Selon l'IBC 2000.....	115
IV.5.5.1 Modèle à 4 niveau.....	115
IV.5.5.2 Modèle à 6 niveaux.....	115
IV.5.6 Représentation de déplacement inter-étage au PP en fonction de la hauteur d'étage pour le modèle à 4 niveaux selon les normes Américaines	115
IV.5.6.1 Pour la structure R+3	115
IV.5.6.2 Pour la structure R+5	117
IV.5.7 Conclusion partielle 2.....	118
IV.6 Conclusion	118

Conclusion générale

Conclusion générale	120
---------------------------	-----

Introduction générale

Introduction générale

Introduction :

Depuis le dernier grand séisme en date du 21 mai 2003, les structures dépassant un certains nombres de niveaux sont contreventés par des voiles de béton armé. Les structures en poteaux-poutres de béton armé font partie des typologies rencontrées dans le patrimoine immobilier du pays. De ce fait, la compréhension du comportement de cette typologie poteaux-poutres est un enjeu important surtout que l'ajout de voiles systématique reste à discuter quant à sa pertinence d'un point de vue conception, faisabilité architecturale, économie et temps d'exécution.

Ainsi, maîtriser la typologie poteaux poutre passe par plusieurs étapes de compréhension. C'est dans cette optique que s'inscrit la thématique de ce mémoire de fin d'étude.

En effet, le paramètre déplacement inter-étages est étudié, selon des calculs, modélisations et vérifications.

Ainsi, ce paramètre déplacement relatif entre étages est important pour la maîtrise et la compréhension du comportement des structures en poteaux poutres, surtout lors d'une excitation sismique générée par un spectre de demande élastique réel.

Elle permet de donner un aperçu du comportement réel de la structure. En effet, le déplacement inter-étages directement lié à la différence de rigidité entre deux étages successifs, mets l'accent sur le dimensionnement adéquat de cette typologie de constructions.

La réglementation parasismique de notre pays donne des restrictions selon un déplacement limite à respecter. Celle-ci est directement liée à la hauteur d'étage. Fixée à 1% de cette hauteur, cette limite est indépendante de tout autre paramètre lié à la structure, au zonage sismique ou même au système de contreventement de la structure. C'est pourquoi que la comparaison avec d'autres règlements s'avère intéressante.

Ainsi, dans ce présent travail, le calcul des déplacements inter-étage selon trois autres réglementations est effectuée. La réglementation Européenne Eurocode 8 et deux règlementations Américaines : ASCE (American Society of Civil Engineering) et IBC (International Building Code).

Quatre points de comparaisons sont traités dans ce mémoire :

- La première liée à la relation entre hauteur de structures en poteaux-poutres et zonage sismique. A cet effet, deux cas sont étudiés ; 4 niveaux (13.26 m) et 6 niveaux (19.38 m).
- La seconde est liée à la différence entre le calcul des déplacements inter-étages selon deux zones sismiques d'implantations IIa (moyenne sismicité) et III (forte sismicité).
- La troisième est liée à la comparaison de l'étude des déplacements inter-étages selon quatre règlements, à savoir : RPA99/2003, EC 8, ASCE 7.02 et IBC2000.
- En partie IV, une étude statique non linéaire pour les deux structures selon les deux zones sismiques d'implantation est effectuée. A cet effet, l'accent est mis sur le réel comportement des structures d'un point de vue déplacement inter étages selon la demande réelle élastique régi par le point de performance. Ainsi, un comparatif entre ces déplacements réels selon les quatre réglementations susmentionnées est discuté.

Enfin, des discussions et analyses des résultats en ces points de performance aura pour but de contribuer à la recherche pour une meilleure maîtrise du comportement de la typologie poteaux-poutres.

Problématique :

Le déplacement inter étages constitue un paramètre majeur dans la conception et le dimensionnement de structures en zone sismique. Plusieurs formules, sont proposées dans différents règlements Parasismiques à travers le monde. Ces formules, sont souvent en fonction des caractéristiques géométriques de la structure (hauteur H, dimension horizontale dans la direction de l'action sismique).

Plusieurs codes parasismiques se basent sur des calculs réels comme le codes de calcul tel que l'Eurocode 8, les guides de calcul Américain (ATC-40 et FEMA-273-356, FEMA440 ,IBC , ASCE etc...) favorisent les systèmes de contreventement auto-stables en béton armé considérés comme étant relativement flexibles, et en théorie, censé avoir un bon comportement sous un chargement sismique avec une bonne dissipation d'énergie et en introduisant des méthodes d'analyse et de calcul plus avancées dans les phases de conception et de dimensionnement, tel que la méthode statique non linéaire (Push-over analysis) ainsi que les méthodes de calcul en performance , ce qui n'est pas encore considéré dans les règles parasismiques algériennes

C'est pourquoi, les règlements parasismiques exigent certaines normes pour éviter l'effondrement des constructions tel que la limitation des déplacements inter-étage.

Objectifs du travail :

L'objectif de ce présent mémoire est de montrer la performance sismique des structures en portique en béton armé selon leurs déplacements inter-étages implantées dans deux zones d'implantation sismiques (moyenne et forte sismicité). Cela a été effectué par l'application la méthode de calcul en capacité (Push-over), après calcul du bâtiment suivant la réglementation algérienne en vigueur (RPA99version 2003 et BAEL91), a fin de faire une comparaison entre les exigences du RPA99/2003et les codes de calcul American (ASCE et IBC2000) et le règlement Européen (EC8).

Plan du mémoire :

Le présent mémoire est structuré en quatre chapitres :

Commençant par une introduction générale.

Le premier chapitre est consacré à la recherche bibliographique.

Le deuxième chapitre est constitué de deux parties :

- ✓ **La partie 1** est consacrée à la présentation de structure étudié et pré-dimensionnement.
- ✓ **La partie 2** est consacrée au vérification de RPA.

Le troisième chapitre est consacré à la vérification des déplacements inter-étages des deux structures étudiées, dans le domaine statique linéaire, selon les différents règlements avec une comparaison entre les résultats obtenus.

Dans le dernier chapitre, la performance sismique des structures est évaluée en effectuant une analyse non-linéaire « PUSHOVER » pour les structures étudiées, en utilisant le logiciel de calcul ETABS2018. En second lieu, les déplacements inter- étage sont calculés aux points de performance, pour les différents codes selon le spectre de demande élastique réel.

Enfin, une conclusion générale exprimant toutes les conclusions obtenues tout au long de ce travail est donnée.

Mot clé : Déplacements inter-étage – zonage sismique – Structure en portiques – Point de performance – analyse non-linéaire « PUSHOVER »– RPA 99 version 2003 – l'Eurocode8 – l'ASCE 7-02 – l'IBC 2000.

Chapitre I :
Recherche bibliographique

Recherche bibliographique

Chapitre I :

I.1 Introduction

Les séismes ou tremblements de terre sont l'une des manifestations de la tectonique des plaques, c'est un phénomène géologique qui peut terroriser la population vivante.

Le risque sismique se mesure sous forme de probabilité établie d'après deux variables sont l'aléa sismique, les biens et les populations qui y sont soumises, et leur vulnérabilité face à cet aléa. En fonction des situations géodynamiques, politiques, sociales et économiques, le risque sismique dans le monde est très variable, selon les régions considérées

I.2 Le Séisme

Le séisme est un phénomène lié à l'existence de mouvements tectoniques continuellement en action qui soulèvent des chaînes de montagnes et creusent des tranchées océaniques à la surface de la terre. Ces mouvements affectent une quinzaine de plaques et engendrent des contraintes sur les lignes de contact des plaques. Lorsque ces contraintes deviennent trop élevées et supérieures à la résistance au frottement, une rupture brutale se produit : c'est un tremblement de terre, à la suite duquel un nouvel état provisoire de stabilité est réalisé [3].

D'après cette description il existe des régions du monde plus exposé au risque sismique que d'autres régions ça il est dû à leur localisation géographique par rapport aux zones des jonctions des plaques La figure (I.1) la figure suivante nous montre la répartition des plaques sur le contenu global.

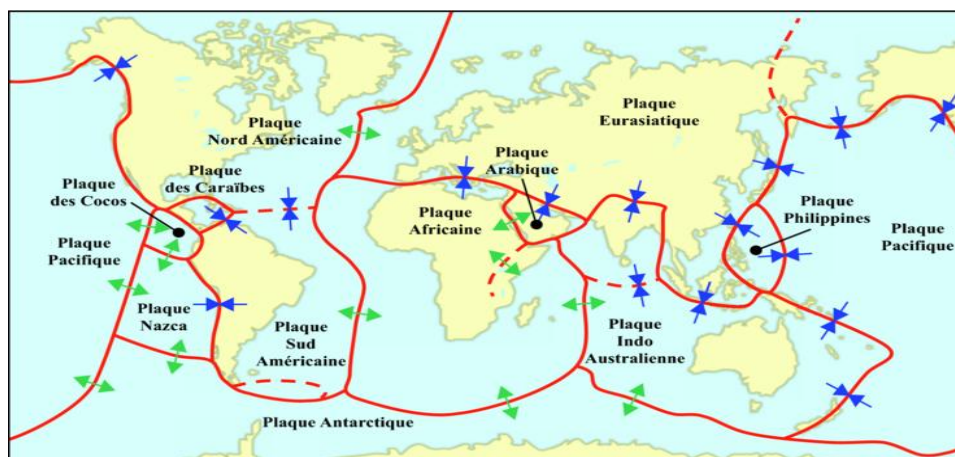


Figure I.1 Répartition des différentes plaques constituant la surface du globe terrestre

I.3 Les contreventements

I.3.1 Définition

Le contreventement est un élément stabilisateur qui permet d'assurer la stabilité et la rigidité Global des structures non auto stable vis-à-vis des forces horizontales provoquées par le séisme, le vent, la neige etc.... il doit être constitué d'une façon non négligeable. Il sert également à la stabilité Locale de certains éléments principales d'une structure tels que les poteaux et les poutres afin d'éviter certains phénomènes d'instabilité comme le flambage le déversement...

Pour assurer cette stabilité, il est nécessaire que la structure soit contreventée selon au moins trois plan verticaux non colinéaires et un plan horizontal.

- Reprendre une charge verticale suffisante pour assurer leur stabilité
- Assurer une transmission directe des forces aux fondations
- Minimiser les effets de torsion

Une structure en béton armé est contreventée soit en portiques auto stables, en voiles uniquement ou en contreventement mixte (portique + voile).

I.3.2 le rôle de contreventement

- Continuité de charge : il sert à transférer les charges horizontales aux fondations
- Assurer la rigidité de la structure afin d'éviter la ruine de la structure.
- Un contreventement limite les déformations de la structure pour qu'elle reste dans une fourchette acceptable qui est définie par les normes et les règlements (Compatibilité).

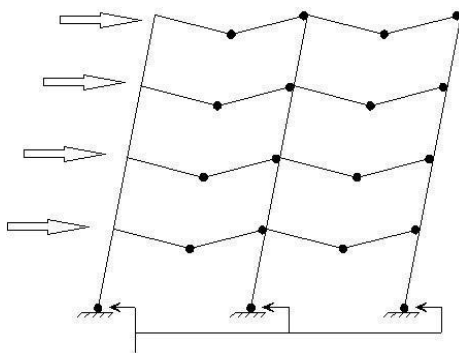


Figure I. 3 mauvaise reprise des efforts mécanisme

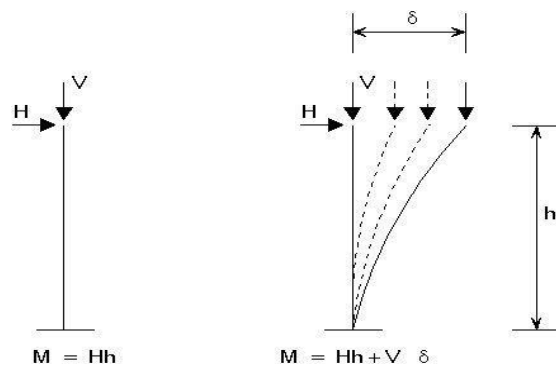


Figure I. 2 déformation importante amplification des effets du séisme effet p delta

I.3.3 Choix du contreventement

Le contreventement permet d'assurer une stabilité horizontale et verticale de la structure lors des secousses qui, rappelons-le, ont des composantes dans les trois directions. Le rôle du contreventement horizontal est de transmettre les actions latérales aux éléments verticaux appelés palées de stabilité.

Pour assurer le contreventement horizontal, les planchers et toitures faisant office de diaphragme rigide ne devraient pas être affaiblis par des percements trop grands ou mal placés pouvant nuire à leur résistance et leur rigidité. Les diaphragmes flexibles devraient être évités pour combattre le déversement des murs notamment en maçonnerie.

Le contreventement vertical par palées devrait répondre à des critères spécifiques tels que

- **leur nombre** : au moins trois palées non parallèles et non concourantes par étage.
- **leur disposition** : elles seront situées le plus symétriquement possible par rapport au centre de gravité des planchers et de préférence aux angles avec une largeur suffisante.
- **leur distribution verticale** : être régulière ; les palées seront de préférence superposées afin de conférer aux différents niveaux, une rigidité comparable aussi bien en translation qu'en torsion.[6]

I.3.4 Contreventement assuré par portiques

Les portiques doivent être conçus pour résister non seulement aux forces de pesanteur, mais également aux forces horizontales ; cette résistance implique la rigidité des nœuds. Cette solution conduit en général à des sections de béton et d'armatures plus importantes, et à des dispositions de ferrailage plus complexes que celles usuellement adoptées dans les structures les plus courantes de bâtiments.

À moins que l'on ne puisse prévoir, dans chaque plan de contreventement, des portiques comportant un nombre relativement important de travées, cette solution de contreventement est onéreuse, et on ne la retient guère que lorsqu'il n'est pas possible d'en choisir une autre. Il faut cependant lui reconnaître l'avantage de ne pas créer d'obstacles à la présence d'ouvertures de grandes dimensions dans le plan des portiques. [6]



Figure I.3 .Contreventement assurent par portique

I.3.5 Comportement des portiques auto-stables sous chargement sismique

Les constructions en béton armé ont souvent subi des dégâts importants lors des tremblements de terre, plus particulièrement les ossatures en portiques auto stable. Ces dégâts sont dus en général à une conception incorrecte du point de vue parasismique, à un ferrailage inadéquat ou à une mauvaise qualité d'exécution. Lorsque les règles de conception parasismique ainsi que les prescriptions courantes sont rigoureusement respectées, les structures en portique peuvent présenter un comportement aux séismes tout à fait satisfaisant. Il convient cependant d'accepter des déformations post-élastiques qui provoquent des détériorations locales du béton et nécessitent par conséquent des réparations structurales après les séismes violents [7]. Dans ce type de structure, il est prévu que le comportement ductile se manifeste par la formation de rotules plastiques par flexion dans les poutres et rarement par formation de rotules plastiques en cisaillement dans l'âme des poteaux ou par combinaison de mécanismes de dissipation d'énergie [FEMA 350, 2000]

En raison de leur souplesse inhérente, lorsque ces structures seront soumises à des mouvements sismiques importants, ces dernières peuvent développer d'importants déplacements relatifs d'étages. D'autres types de dommages sont liés au développement des efforts de cisaillement dans les panneaux d'âme des poteaux, soumis à subir de grandes déformations localisées dans les ailes des poteaux résultant d'importants déplacements relatifs d'étages. Ce type de dommages a été observé à la suite de plusieurs événements sismiques importants. [8]

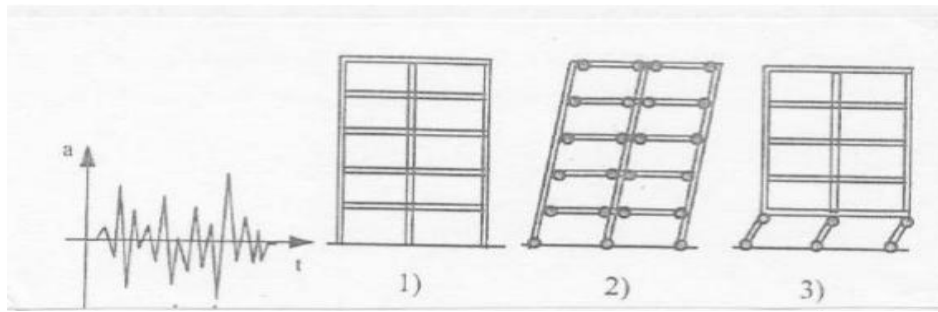


Figure I.4 effets d'un chargement latéral



Figure I.5. Mécanisme de ruine ((a) étage souple et (b) mécanisme global d'effondrement)

I.3.6 Dommages subis par les structures contreventées par portiques Auto-stables

Les structures contreventées par portique auto-stable sont les plus touchées par les séismes car elle doit supporter leur d'un chargement horizontal des efforts tel que les moments et le cisaillement .et on doit s'intéresser en premier lieu à la zone nodale qui est l'essence même du portique

I.3.6.1 Dommages au voisinage du nœud

a) Zone nodale

La zone nodale est un endroit de la structure qui subit des contraintes plus élevées. C'est donc potentiellement la ou la dégradation du béton ou sa rupture fragile commence. Dans le cas des ossatures auto-stables, la tête et le pied du poteau subissent des efforts alternés élevés qui peuvent détruire rapidement l'adhérence du béton sur l'acier.

Les règles de construction en béton armé nous indiquent comment armer ces zones pour éviter la rupture « Figure I.7» [7]



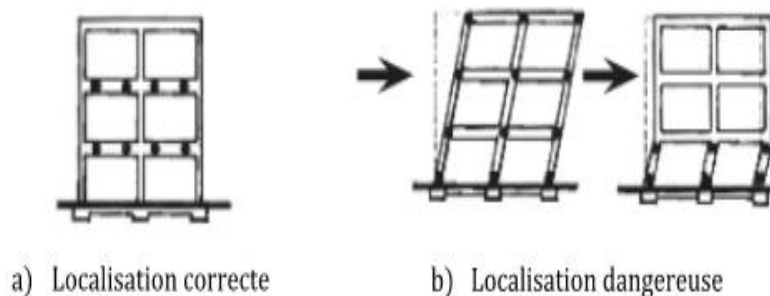
Figure I.6 la rupture du nœud des poteaux _ poutres avec flambement local des aciers longitudinaux par manque de ferrailage des aciers transversaux

b) Rotule plastique aux nœuds poteau-poutre [2]

On désigne par rotule plastique la dimension fictive qui permet le calcul simplifié de déformations d'un élément de construction en cours de plastification. Toute rotule plastique est caractérisée par sa position, ses rotations et la valeur de la longueur plastique L_p qui dépend de plusieurs facteurs à savoir:

- le niveau de l'effort axial.
- le niveau de la contrainte de cisaillement dans les rotules plastiques.
- les propriétés mécaniques des armatures transversales et longitudinales.
- la résistance du béton et le confinement des sections surtout au niveau des zones Plastiques.

C'est une zone d'un élément de structure (poteaux, poutres, voile) subissant des déformations irréversibles, capable de dissiper de l'énergie sous sollicitations alternées. Au delà d'un seuil, de sollicitation, elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément.



a) Localisation correcte

b) Localisation dangereuse

Figure. I. 7. Formation de zones plastifiées (rotules plastiques)

c) Le principe poteaux forts - poutres faibles

Le principe consiste à concevoir les portiques de sorte que les poutres possèdent une résistance ultime inférieure à celle des poteaux et des nœuds. Le but est de localiser les dommages sismiques structuraux (rotules plastiques, cf. Glossaire) dans les poutres, facilement réparables, et de prévenir leur apparition dans les poteaux ou les nœuds, qui assurent la stabilité du bâtiment (Figure I.9). Cette démarche est exigée par les règles parasismiques, mais elle peut être favorisée par des choix de conception judicieux. Par exemple, l'utilisation de poutres-allèges dans un système en portiques rend le respect du principe « poteaux forts - poutres faibles » pratiquement impossible (Figure I.9). [10]

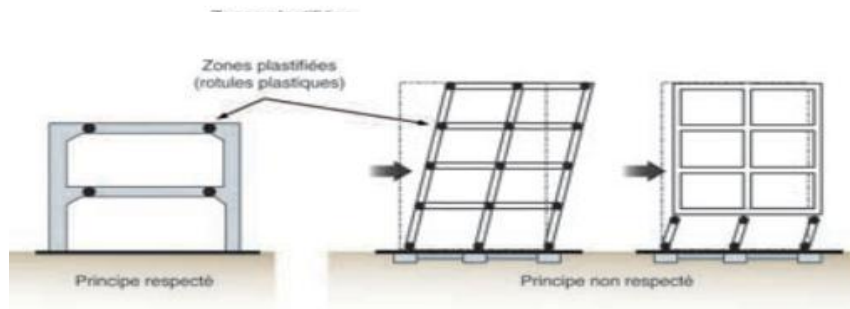


Figure I. 8 .Principe « poteaux forts - poutres faibles ». Le non-respect du principe peut avoir pour conséquence l'effondrement de la structure



Figure. I. 9 Effondrements de bâtiment dû au non-respect du principe « Poteaux forts - poutres faibles ».La résistance ultime des poutres-allèges en béton armé était supérieure à celle des poteaux. En outre, on peut observer l'effet de poteau court (séisme de Tokachi-Oki, Japon 1968 et d'Izmit, Turquie 1999)



Figure I. 10 La section des poteaux étant souvent équivalente à celle des poutres la Plastification des nœuds se produit en tête ou en pied de poteau (séisme de Boumerdes 2003)



Figure. I. 11.Rupture du nœud selon la petite inertie du poteau (Séisme de Boumerdes 2003)



Figure I. 12. Rotules plus accentuées aux extrémités des poteaux du premier niveau à la limite de l'effondrement (Séisme de Boumerdes 2003)



Figure.I.14:Effondrement à cause de l'absence d'armatures transversales dans les nœuds et dans la zone critique du poteau (Séisme de Boumerdes 2003)



Figure. I. 13 La Rupture du nœud poteaux – poutres avec flambement local des aciers longitudinaux par manque de frettage des aciers transversaux. (Séisme de Boumerdes 2003)



Figure .I 15 Rupture en zone nodale section (Davidovici 2003)



Figure I.16: Dislocation de la (Davidovici 2003)



Figure I. 17: Rotule dans le poteau (comportement à éviter) (Davidovici 2003)

Comme on peut constater sur les figures l'endommagement des portiques qui est dû au manque des armatures transversales et au non-respect de principe poteau fort - poutre faible, on trouve souvent la section des poteaux équivalente à la section des poutres.

I.3.6.2 Dommages sur l'élément poutre

Les fissurations il est dommage par flexion dans les travées des poutres sont dues en premier lieu au charge gravitationnelle ou aux effets de compression verticale du séisme qui affluence sur la sécurité Global de bâtiment. (Figure. I.19)



Figure. I. 18 Fissuration par flexion dans la travée des poutres

(Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003). [11]

Le cisaillement par glissement est un comportement indésirable il agit par une fissure verticale en profondeur est dû à la ductilité des poutres en béton armé et ça c'est la conséquence de manque d'espacement des étriers et l'utilisation des aciers longitudinaux lisses. Ces fissures conduisent à leur tour, à la réduction de la force due à la flexion et au cisaillement.

Le mécanisme de cisaillement devrait toujours être évité dans les éléments de la structure en portique, car ils sont des collaborateurs à faible dissipation d'énergie et une défaillance brusque (également connu sous le nom, rupture fragile). [11]

I.3.6.3 Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poutres

Les fissures par cisaillement sentent dû à l'insuffisance des armatures de cisaillement sont plus dangereuses que les fissures par flexion mais en général ne touche pas à la sécurité globale de bâtiment.

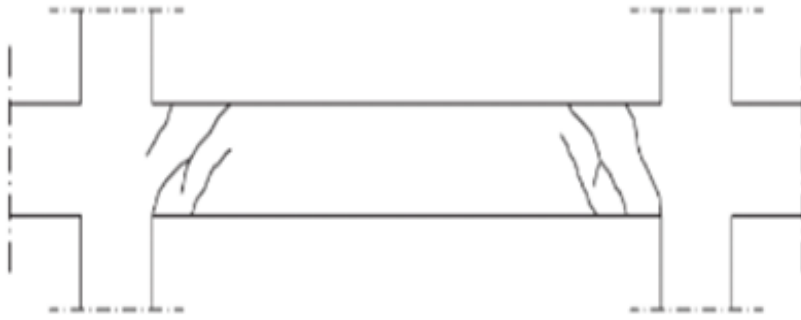


Figure. I. 19. Mode de défaillance par cisaillement des poutres [11]



Figure. I. 20. Fissuration par cisaillement dans la poutre
(Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003) [11]



Figure I. 21. Rupture par cisaillement d'un nœud en béton armé
(Séisme de Boumerdes, Algérie, 2003)

I.4. l'étage souple

L'étage souple est un étage qui présente une faible rigidité, et ce en le comparant à la rigidité de l'étage de dessus. Ce phénomène pourra se manifester à n'importe quel niveau mais le problème devient crucial s'il paraît au niveau 1, (Parce que les forces sont plus grandes à ce niveau). Si tous les étages ont la même résistance et la même rigidité, le déplacement dans la même structure, sous une force sismique, sera égal à chaque niveau. Mais si le niveau 1 a une faible résistance et plus souple, une grande partie du déplacement global de la construction se concentre à ce niveau. [14]

L'étage souple provient d'une utilisation du niveau un comme parking de voitures salon d'accueil ou à utilités commerciales. Cette utilisation demande l'augmentation de la hauteur du rez-de-chaussée ou la réalisation des murs qui ne se continuent pas vers le niveau bas. En raison de cette forme irrégulière, la résistance et la rigidité du niveau 1 seront plus faibles que celles des étages d'au-dessus. Donc, pendant un séisme, le niveau 1 est soumis, par conséquent, à un grand effort tranchant, avec un grand déplacement concentré à ce niveau, ce qui crée la formation des rotules aux extrémités des poteaux [16]. Ensuite, Les rotules sont soumises aux grandes rotations plastiques tandis qu'une grande énergie se dissipe. C'est ce qui cause la dégradation de la résistance du poteau, qui à son tour, devient incapable de supporter les charges gravitaires, l'effet P- Δ augmente l'instabilité et par la suite le bâtiment s'effondrera totalement. [15]

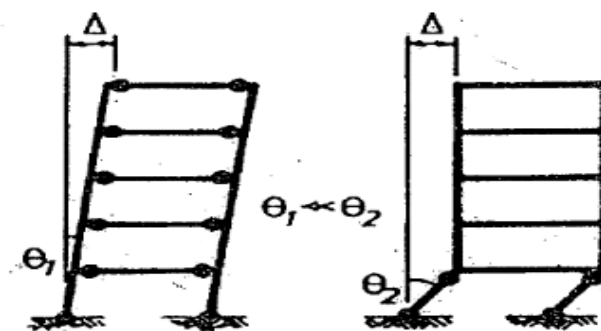


Figure I. 22: Mécanisme de l'étage souple.



Figure I.23. Effondrement complet d'une construction au niveau 1
(Boumerdes, Algérie 2003)

I.5 Le déplacement inter-étage

Le déplacement inter étages d'un bâtiment correspondant à la force latérale, en tenant compte du déplacement dû à la déformation verticale du système d'isolation. Il sert à fournir des informations précieuses sur son comportement structural sous actions sismiques. Ceux-ci peuvent provoquer des déformations horizontales importantes et même des instabilités. Certaines normes exigent donc un contrôle du déplacement relatif entre étages, à leurs centres de gravité. L'analyse de ces déplacements peut par exemple indiquer si une analyse de second ordre (effet P- Δ) est nécessaire.

La déformabilité latérale des systèmes structuraux est mesurée par le déplacement relatif horizontal entre deux niveaux successifs. Les déplacements relatifs inter-étages sont généralement exprimés sous forme de rapport δ / h où δ est le déplacement latéral et h est la hauteur d'étage. Les déplacements relatifs au sommet Δ sont normalisés par la hauteur totale H du bâtiment Δ / H , ils sont également utilisés pour quantifier la rigidité latérale des systèmes structuraux. [1]

Les déplacements relatifs inter-étages sont causés par la flexion, le cisaillement et les déformations axiales des éléments structuraux, par ex. poutres, poteaux, et voiles. Les déformations axiales dues au raccourcissement ou à l'allongement des éléments sont généralement négligeables ; les déformations de flexion et de cisaillement sont la principale cause des dommages structuraux. [1]

Le déplacement entre étages constitue un paramètre majeur dans la conception et le dimensionnement de structures en zone sismique Plusieurs formules, sont proposées dans

différents règlements Parasismiques à travers le monde. Ces formules, sont souvent en fonction des caractéristiques géométriques de la structure (hauteur H, dimension horizontale dans la direction de l'action sismique).

I.5.1 Evaluation de déplacement inter-étages suivant les différents Règlements

i. Limite de déplacement inter-étage selon le RPA 99 version 2003

Selon l'article 5.10 RPA 99 /2003 les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents, ne doivent pas dépasser 1% de la hauteur de l'étage [33].

Le déplacement relatif au niveau "k" par rapport au niveau "k-1" est égal à :

$$\left. \begin{array}{l} \Delta_{kx} \leq \bar{\Delta}_k \\ \text{Et} \\ \Delta_{ky} \leq \bar{\Delta}_k \end{array} \right\} \text{(RPA99 / Version 2003, Art. 5.10)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \Delta_{kx} = \delta_x^k - \delta_x^{k-1} \\ \text{Et} \\ \Delta_{ky} = \delta_y^k - \delta_y^{k-1} \end{array} \right\} \text{(RPA99 / Version 2003, Art. 4.43)}$$

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\left. \begin{array}{l} \delta^k = R \delta_{ek} \\ \text{Et} \\ \bar{\Delta}_1 = h/100 \end{array} \right\} \text{(RPA99/Version2003,Art.4.43)}$$

R : Coefficient de comportement de la structure.

δ_{ek} : Déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion).

Δ_{kx} : Déplacement relatif du niveau k par rapport à un niveau k-1 dans le sens x.

Δ_{ky} : Déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens y.

$\bar{\Delta}_K$: Déplacement relatif admissible du niveau k.

δ_{ex}^k : Déplacement absolu selon x.

δ_{ey}^k : Déplacement absolu selon y.

ii. Limite de déplacement inter-étages selon l'Eurocode 8 (NF EN 1998-1)

L'eurocode 8 exige les limites suivantes qui doivent être respectées :

- ✓ Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux composés de matériaux fragiles fixés à la structure :

$$d_{r,v} \leq 0,005h \quad (\text{eurocode 8 article 4.31})$$

- ✓ Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles :

$$d_{r,v} \leq 0,0075h \quad (\text{eurocode 8 article 4.32})$$

- ✓ Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux fixés de manière à ne pas interférer avec les déformations de la structure ou n'ayant pas d'éléments non structuraux :

$$d_{r,v} \leq 0,010h \quad (\text{eurocode 8 article 4.33})$$

Avec :

d_r : déplacement relatif de calcul entre étages, pris comme la différence de déplacement latéral moyen entre le haut et le bas du niveau considéré selon l'article (4.3.4 : $dr = \Delta ds$). de l'eurocode 8

h : hauteur entre étages.

v : coefficient de réduction

Le déplacement à chaque niveau d_s de la structure est calculé comme suit :

$$d_s = q_d \times d_e \quad (\text{Art 4.3.4 EC8})$$

Avec :

d_s : déplacement d'un point du système structural, dû à l'action sismique de calcul ;

q_d : coefficient de comportement du déplacement supposé égal à q .

d_e : déplacement du même point du système structural, déterminé par une analyse linéaire basée sur le spectre.

Coefficient de comportement q :

Ce coefficient dépend de la classification des systèmes de contreventement et de ductilité des structures expliqués précédemment.

$$q = q_0 k_w \quad \text{article (5.5.2.2) EC 8}$$

Avec :

$k_w = 1$, dans le cas d'un système de contreventement auto-stable .article (5.5.2.2) EC 8

q_0 : valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de système structural et de la régularité en élévation donné dans le tableau. 5.1 de EC 8

Avec :

- $q = q_0 \times k_w = 3 \times (\alpha_u / \alpha_1) \times K_w = 3.9 \times 1 = 3.9$

Avec $q_0 = 3 \times (\alpha_u / \alpha_1) = 3 \times 1.3 = 3.9 \rightarrow$ tableau. 5.1 d'EC 8

Différentes valeurs de ν peuvent être définies pour les différentes zones sismiques d'un pays, en fonction des conditions de l'aléa sismique et de l'objectif de protection des biens. Les valeurs recommandées sont $\nu = 0,4$ pour les catégories d'importance III et IV et $\nu = 0,5$ pour les catégories d'importance I et II. (leurocode 8 article 4.4.3.2) [37]

iii. Limite de déplacement inter-étages selon le Code ASCE 7.02

Le déplacement maximal inter-étage correspondant à l'effort latéral de calcul, y compris le déplacement dû à la déformation verticale du système d'isolation, ne doit pas dépasser les limites suivantes : [35] (l'ASCE 7-02 article 9.13.4.7.4)

- ✓ Le déplacement inter-étage maximale d'une structure isolée calculée par l'analyse du spectre de réponse ne doit pas dépasser $0.015h_{sx}$.
- ✓ Le déplacement inter-étage maximale d'une structure isolée calculée par une analyse temporelle basée sur les caractéristiques de déviation des forces des éléments non linéaires du système résistant aux forces latérales ne doit pas dépasser $0.020h_n$

Avec :

h_{sx} : la hauteur de l'étage sous le niveau x avec $x = (h_x - h_{x-1})$

h_n : la hauteur au-dessus du niveau de base respectivement

Le déplacement doit être calculé à l'aide de l'équation. (L'ASCE 7-02 article 9.5.5.7.1)

$$\delta x = \frac{c_d \cdot \delta_{xe}}{I_e} \quad (\text{l'équation 9.5.5.7.1 L'ASCE 7-02})$$

Avec :

δx : Dérive totale d'un étage

c_d : Facteur d'amplification de la flèche défini dans le Tableau le Tableau (9.5.2.2) de l'ASCE 7-02

δ_{xe} : Flèche à l'emplacement requis, déterminée par une analyse élastique

I_e : Facteur d'importance défini dans le tableau (9.1.4) de l'ASCE 7-02

RI : Coefficient numérique lié au type de système de résistance aux forces latérale au-dessus du système d'isolation

Remarque : le Facteur c_d doit être égal au Facteur R_I définis dans l'article (9.13.3.4.2) de l'ASCE 7-02. Le facteur RI doit être basé sur le type de système résistant à la force utilisé pour la structure ci-dessus doit être de trois huitièmes de la Valeur R donnée dans le tableau (9.5.2.2) de l'ASCE 7-02 avec une borne supérieure de valeur ne dépassant pas 2,0 et une valeur limite inférieure ne dépasse pas 1,0.

Avec :

$$c_d = R_I = 3/8 R$$

iv. Limite de déplacements inter-étages selon le Code IBC2000

Le déplacement inter- étage qui correspond à la force latérale donné par le Code IBC qui prend en considération le déplacement dû à la force verticale du système d'isolation et donnait comme suit : [36] (IBC 2000 article 1623.3.64)

- ✓ le déplacement inter étage d'une structure isolée calculer par la méthode spectrale ne doit pas dépasser $0.015 h_{sx}$
- ✓ le déplacement inter étage d'une structure isolé calculée par accélérogramme ne doit pas dépasser $0.020h_{sx}$
- h_{sx} : est la hauteur de l'étage en dessous de niveau x

Le déplacement doit être calculé à l'aide de l'équation suivante (IBC 2000 article 1617.4.61) :

$$\delta x = \frac{c_d * \delta_{xe}}{I_e} \quad (\text{équation 16-46 de l'IBC 2000})$$

δx : Dérive totale d'un étage

c_d : Facteur d'amplification de la flèche défini dans Tableau 9.5.2.2 de l'IBC 2000

δ_{xe} : Flèche à l'emplacement requis, déterminée par une analyse élastique

I_e : Facteur d'importance défini dans le tableau 1604.5 de l'IBC 2000

I.6. Performances sismiques [7]

La connaissance des performances sismiques d'une structure nécessite le recours à des procédures numériques sophistiquées, car l'évaluation quantitative des dommages structurels ne peut être établie qu'en utilisant des analyses dynamiques non-linéaires. Comme ces analyses ne sont pas obligatoires dans la pratique, des procédures simplifiées permettant l'évaluation de la performance sismique inélastique pour différents critères de dimensionnement doivent être établies. Plusieurs interprétations ont été faites sur l'approche en performance et la définition la plus appropriée est celle qui se réfère à la méthodologie dans laquelle les critères de dimensionnement structurel sont exprimés en terme d'objectifs de performance à atteindre ; ces objectifs pouvant être :

- Un niveau de contrainte à ne pas dépasser,
- Une charge limite,
- Un déplacement limite à respecter,

- Un état d'endommagement prédéfini.

La conception basée sur la performance consiste à sélectionner des critères de dimensionnement de façon que pour un niveau d'excitation sismique et avec des niveaux de fiabilité définis, un système structurel ne sera pas endommagé au-delà des états limites prédéfinis.

Des chercheurs en ingénierie structurelle ont montré un intérêt croissant au dimensionnement basé sur le déplacement, dû au fait que dans le cadre des actions sismiques, les déplacements décrivent d'une manière explicite la réponse structurelle en cas de séisme. Pour une performance structurelle définie en termes d'un état d'endommagement, la déformation reste le meilleur indicateur. En terme de déplacement la réponse structurelle peut être reliée à un état limite de déformation, qui à son tour est supposé être directement lié à un certain niveau d'endommagement

I.6.1 Calcul des bâtiments basés sur leur performance [17]

Les méthodes traditionnelles de conception des bâtiments sous chargement sismiques ont basé sur l'utilisation des accélérations spectrales. On suppose que le système peut être représenté par un oscillateur d'un degré de liberté, de masse M de période élastique T_e et d'amortissement ζ .

On connaît aussi un spectre d'accélération élastiques de conception provenant du code de calcul respectif avec ce spectre et les propriétés de l'oscillateur, l'effort tranchant élastique à la base (V_e) est :

$$V_e = Mg \left(\frac{Sa(T_e \zeta)}{g} \right) [31]$$

- $\left(\frac{Sa(T_e \zeta)}{g} \right)$: Est l'accélération du spectre élastique correspondante à la période élastique T_e et au taux d'amortissement ζ (figure I.25).

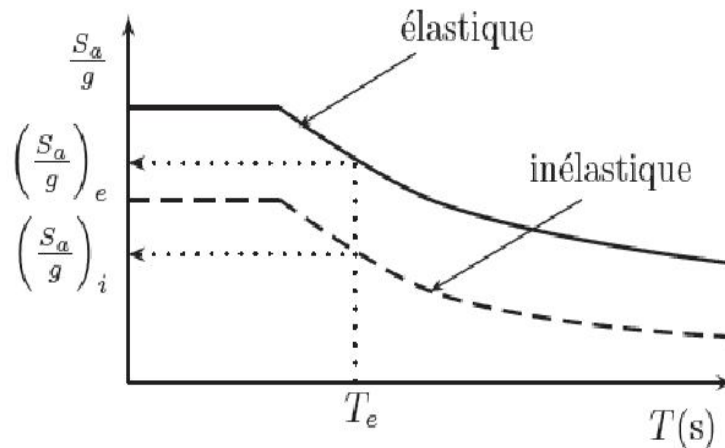


Figure I.24 Méthode des accélérations spectrales [17]

Si le système est conçu pour un effort tranchant V_i inférieur à V_e on peut s'attendre à ce que le système subisse un comportement inélastique. Ce comportement induira une augmentation du taux d'amortissement du système, et donc une diminution des accélérations subies par la structure. Avec la prise en compte du comportement inélastique on peut construire un nouveau spectre de réponse (figure I.25). Si on suppose que la période reste approximativement constante et égale à T_e on obtient.

$$V_e = Mg \left(\frac{Sa(T_e \zeta)}{g} \right) = \frac{V_e}{R}$$

Où R est le coefficient de réductions des forces. Du point de vue économique, la conception d'un système qui reste élastique seulement jusqu'à la valeur V_i est moins coûteuse que celle d'un système qui reste élastique jusqu'à V_e . Mais, pour profiter de cette économie, il est nécessaire de garantir que les différents éléments des bâtiments (structurels et non-structurels) puissent développer le comportement inélastique requis. En plus, de façon implicite on doit accepter l'apparition d'un certain niveau de dommage après le mouvement sismique. Les principales limitations de la méthode de conception par accélérations sont liées au choix du coefficient R et sur la vérification des éléments structuraux :

Le coefficient R est normalement fixé par une réglementation, en fonction des matériaux de construction et du système structural. Sa valeur est normalement obtenue en fonction des observations faites après les séismes passés et avec l'expérience des ingénieurs. Sa valeur est difficile à justifier et a seulement un sens moyen du point de vue du comportement attendu. Pour des situations plus particulières, l'emploi du coefficient R peut être assez éloigné du comportement réel développé par la structure.

Les déplacements ne sont pas traités de façon directe, sinon vérifiés avec certains critères à la fin du processus de conception. La conception de chaque élément est basée fondamentalement sur les forces obtenues avec l'incorporation du coefficient R. Par contre, il est bien plus naturel de définir la défaillance des éléments structurels en fonctions des déplacements au lieu des forces. Une approche qui prend en compte directement les déformations des éléments et les déplacements de la structure semble être plus naturelle. C'est le but des méthodes de conception de bâtiments basées sur la notion de performance. Suivant cette méthodologie, on impose des limites aux déformations de service pour les séismes moyens, de façon à prévenir les dommages des éléments structuraux et non-structuraux. Pour les séismes majeurs, on impose des limites de déformations pour prévenir la défaillance de la structure.

I.7 Spectres de réponse

Lors d'un séisme les constructions subies des dommages qui est due aux vibrations du sol qui sont enregistrés notamment par accéléromètres, sous forme de série temporelle retraçant l'histoire de l'accélération subie par le sol en prenant en considération les caractéristiques du site et de la structure et celle-ci elle est considérée à un seul degré de liberté en déplacement.

Dans la réglementation, un spectre de réponse est déterminé par l'accélération d'ancrage (accélération à la période nulle) et les valeurs des périodes T_B , T_C et T_D définies ci-après (Figure I.26).[4]

- T : période de vibration d'un oscillateur simple (système linéaire à un seul degré de liberté)
- a : amplitude d'accélération maximale de l'oscillateur simple de période propre T
- T_B : limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante
- T_C : limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante
- T_D : valeur définissant le début de la branche à déplacement constant

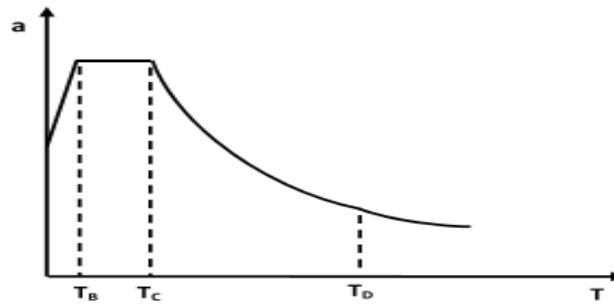


Figure I. 25. Spectre de réponse en accélération [4]

I.8 Les différentes méthodes de calcul

Une étude sismique vise principalement à évaluer les forces et les déplacements dans les différents éléments structuraux lors d'un séisme donné afin de pouvoir dimensionner correctement une structure. Pour arriver à ce but, plusieurs méthodes élastiques linéaires, non-linéaires ou inélastiques non-linéaires sont utilisées. [31]

I.8.1 Méthodes élastiques linéaires

A. Méthode statique équivalente

C'est la méthode d'analyse la plus ancienne, la plus simple et la plus utilisée pour le dimensionnement des bâtiments. Elle est basée sur l'hypothèse que, le comportement structurel est prescrit par le mode de vibration fondamentale. La distribution horizontale des charges statiquement appliquées est, proche du premier mode ce qui représente une grande simplification (figure I.27). Son utilisation se limite aux bâtiments réguliers, faiblement et moyennement élevés. Afin de tenir compte de la capacité de dissipation d'énergie de la structure, le spectre de dimensionnement n'est autre que, le spectre élastique corrigé à l'aide d'un coefficient réducteur R appelé aussi coefficient de comportement. [18]

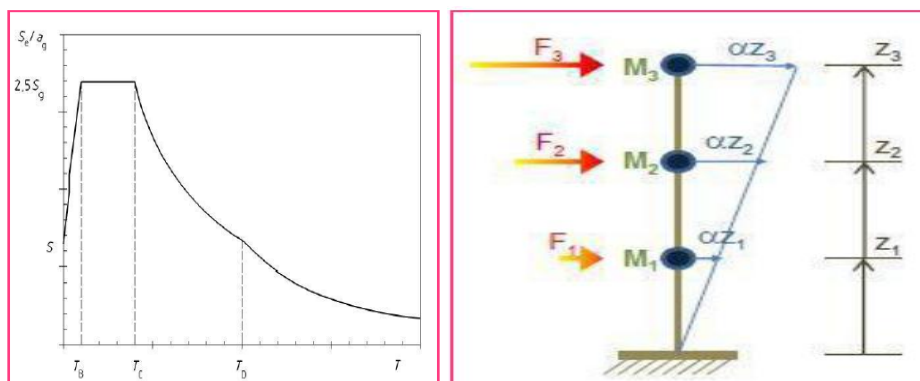


Figure I. 26: Principe de la méthode statique équivalente. [20]

B. Méthode spectrale modale

Cette méthode est largement reconnue comme une méthode puissante pour le calcul de la réponse dynamique linéaire des systèmes élastiquement amortis. Cette méthode s'avère intéressante car la réponse des systèmes à plusieurs degrés de liberté (MDOF) est exprimée à travers une superposition modale, la réponse de chaque mode est déterminée à partir de l'analyse spectrale des systèmes à un seul degré de liberté (SDOF).

L'analyse modale consiste à combiner les réponses des différents modes par des règles de superposition afin d'obtenir la moyenne de la réponse structurelle maximale. Cependant cette méthode présente 2 principaux inconvénients à savoir :

Le calcul des fréquences de vibration pour chaque mode, qui varie réellement durant l'évènement sismique à cause du changement de rigidité (formation des rotules plastiques, l'endommagement des éléments structuraux et non structuraux) et la rigidité du sol d'assise (adoucissement du sol pour de larges déformations, interaction sol - structure)

L'utilisation d'un facteur de comportement constant pour un niveau de ductilité donné (car le facteur de comportement est fonction de la période de vibration).

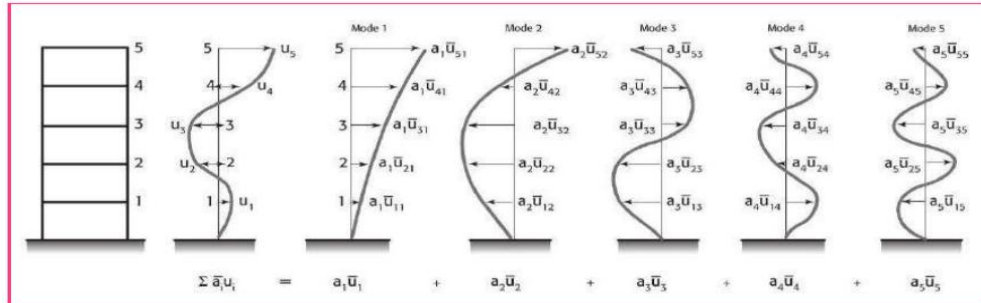


Figure I. 27: Principe de la méthode modale spectrale. [20]

C. Méthode d'analyse temporelle élastique

C'est l'analyse de la réponse dynamique linéaire faite par intégration directe dans le temps des équations du mouvement [21]. Elle donne la valeur de la réponse de la structure en fonction du temps. L'analyse transitoire est en fait une analyse modale pour laquelle l'accélération de chaque mode est déterminée en fonction du temps par l'intégrale de Duhamel de l'accélérogrammes. Elle se différencie donc principalement de l'analyse modale spectrale par le fait que pour cette dernière, le spectre de réponse de l'oscillateur donne directement le maximum d'accélération pour chaque mode [20]

I.8.2 Méthodes non linéaires

a. Méthode d'analyse plastique [11] :

Cette procédure a été initialement développée pour les portiques métalliques, afin de tirer profit de la redistribution des contraintes dans des systèmes redondants ductiles au-delà des charges élastiques limites. Elle est généralement utilisée pour établir le mécanisme de ruine afin de comprendre le comportement ultime de la structure

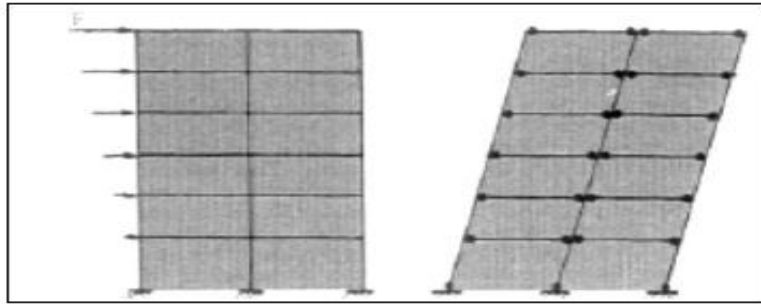


Figure I. 28 Principe de la méthode d'analyse plastique. [11]

b. Description de la méthode pushover [23] :

L'analyse en poussée progressive (pushover) est une procédure statique non linéaire dans laquelle la structure subit des charges latérales suivant un certain modèle prédéfini en augmentant l'intensité des charges jusqu'à ce que les modes d'effondrement commencent à apparaître dans la structures, les résultats de cette analyse sont représentés sous formes de courbes qui relient les efforts tranchants à la base en fonction du déplacement de la structure[22].cette méthode est un outil puissant pour la méthodologie de conception basée sur la performance, qui est présentée dans plusieurs règlement et directives sismiques récentes Les résultats de l'analyse Pushover sont employés pour estimer la capacité du bâtiment en traçant la variation du déplacement au sommet en fonction de l'effort tranchant à la base du bâtiment . Cette courbe est connue sous le nom « Courbe Pushover » comme illustré sur la (figure I-30)

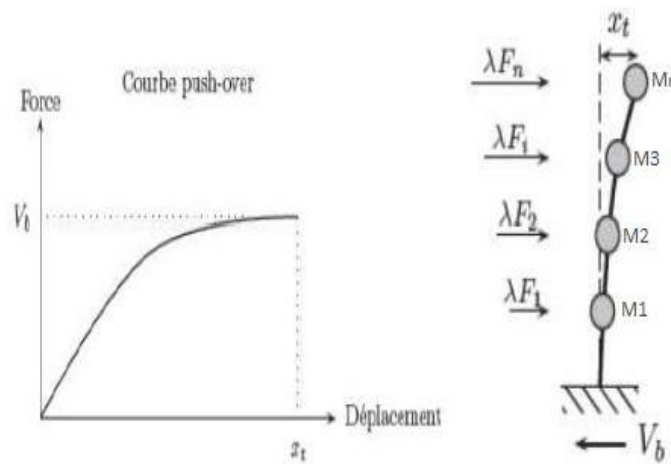


Figure I. 29. : Diagramme de la courbe de capacité Force-Déplacement (pushover) [23]

➤ But de l'analyse Pushover

L'exécution d'un calcul Pushover a pour objectif d'éviter des élaner dans des méthodes plus poussées comme par exemple des calculs non linéaires dynamiques temporels. Le Pushover représente un moyen satisfaisant de calcul qui permet d'acquérir des connaissances utiles sur le comportement de la structure on peut citer :

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans les quelles les déformations sont supposées être grandes.
- L'identification des discontinuités de résistance en plan et en élévation qui entraînent des variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.
- L'estimation des déplacements inter-étage qui tiennent compte des discontinuités de la rigidité et de la résistance qui peut être utilisés dans le contrôle de l'endommagement.

➤ Formation de l'analyse Pushover

L'analyse Pushover est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être reliée à la réponse d'un système équivalent à un seul degré de liberté. Plusieurs recherches ont montré que le déplacement d'un système à plusieurs degrés de liberté peut être approximativement égal à celui d'un système à un seul degré de liberté quand la réponse dominante est celle du premier mode [25].

La formulation du système équivalent à un seul degré de liberté n'est pas unique mais la supposition fondamentale commune à toutes les approches est que la forme de la déformée du système à plusieurs degrés de liberté peut être représentée par un vecteur propre $\{\Phi\}$ qui reste constant durant toute l'analyse indépendamment du niveau de déformation. [24]

Acceptant cette hypothèse et définissant le vecteur du déplacement relatif X d'un système à plusieurs degrés de liberté par $\mathbf{X} = \{\Phi\}x_i$ (x_i : déplacement au sommet de la structure), l'équation différentielle du système à plusieurs degrés de liberté peut être écrite sous la forme suivante :

$$[M]\{\Phi\}\ddot{x}_i + [C]\{\Phi\}\dot{x}_i + Q = -M\{I\}\ddot{x}_g \dots (1)$$

Avec :

M et **C** : sont les matrices masse et amortissement.

Q : le vecteur des forces dans les niveaux,

I: la matrice identité et

G : est l'action sismique.

En définissant le déplacement équivalent du système SDOF, (système à un seul degré de liberté) x^* par :

$$x^* = \frac{\{\Phi\}^T[M]\{\Phi\}}{\{\Phi\}^T[M]\{I\}} x_i \dots \dots (2)$$

En multipliant l'équation(1) par $\{\Phi\}^T$, et en substituant l'équation(2) dans l'équation (1) on obtient l'équation différentielle du système équivalent SDOF

$$[M]^* \ddot{x}^* + [C]^* \dot{x}^* + [Q]^* = -[M]^* \ddot{x}_g$$

Où: M, C et Q sont les propriétés du système équivalent SDOF à un seul degré de liberté.

Présumant que le vecteur propre $\{\Phi\}$ est connu, la relation force-déformation F^*x^* du système équivalent à un seul degré de liberté peut être déterminée à partir des résultats de l'analyse incrémentale non linéaire du système à plusieurs degrés de liberté MDOF, qui résulte la courbe de capacité (effort tranchant à la base en fonction du déplacement au sommet). [24]

➤ **Le déplacement cible [28]**

C'est le déplacement au sommet au centre de la masse de la structure qui est donc relié au déplacement d'un système à un seul DDL équivalent. Ce déplacement permet de relier les résultats de l'analyse Pushover « offre de déformation » à « la demande de déformation »

➤ **Formes de la force latérale [28]**

Pour évaluer la performance, la forme de la force latérale doit être un paramètre à prendre en considération, car elle a pour but de représenter et de borner la distribution des forces d'inertie lors d'un séisme, du fait qu'un modèle seul de la force n'est pas capable de capturer les variations dans les demandes locales espérées dans une conception parasismique.

Il est donc recommandé d'utiliser au moins deux formes de forces de celles illustrées en méthodologie.

▪ **Méthodologie [28] :**

La procédure statique non linéaire conformément à (**l'Eurocode8, 2003**) [26] et (**FEMA, 1996**) [27], nécessite le développement d'une courbe pushover ; en appliquant d'abord des charges, ensuite des forces latérales monotones croissantes avec une distribution bien spécifique suivant la hauteur.

• *Distribution de mode fondamentale :*

$$S_j = m_j \Phi_j$$

Où

m_j : est la masse

Φ_j : la valeur du mode propre à l'étage j .

• *Force latérale équivalente (ELF) :*

$$S_j = \frac{m_j \Phi_{j1}}{\sum m_j \Phi_{j1}} S$$

Où :

h_j : est la hauteur d'étage j à partir de la base

k : l'exposant : $k=1$ pour la période fondamentale $T_1 \leq 0.5$ s, $k=2$ pour $T_1 \leq 2.5$ s, et k varie linéairement entre eux.

- *Distribution SRSS :*

S est défini par les forces latérales calculées à partir des efforts tranchants par niveaux, déterminés par une analyse spectrale de la structure supposée être élastique et linéaire.

- *Distribution uniforme :*

$$S_j = m_j$$

Où la force à chaque niveau est proportionnelle à sa masse.

- *Distribution modale :*

Elle doit être utilisée si plus de 75% de la masse totale participe au mode fondamental dans la direction prise en considération.

$$S_j = \frac{m_j \Phi_{j1}}{\sum m_j \Phi_{j1}} S$$

Avec :

S_j : force latérale à l'étage j ,

m_j : masse de l'étage j ,

Φ_{j1} : l'amplitude du mode fondamentale au niveau j .

S : l'effort tranchant à la base.

➤ **Paramètres de l'analyse pushover**

Pour réaliser l'analyse non linéaire il est important de connaître certains paramètres qui influencent sur les résultats

a. Courbe de capacité [7]

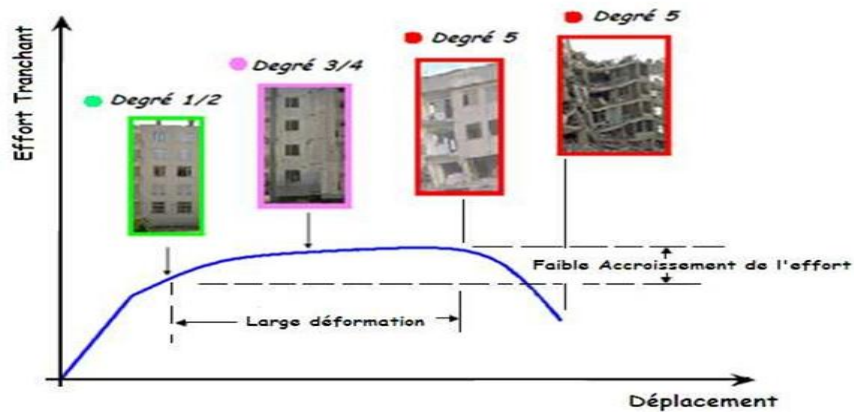


Figure I. 30 Niveau d'endommagement décrit par une courbe de capacité [7]

Cette courbe représente une nouvelle approche d'estimation de dommages (structurels et non structurels), incluant notamment les effets du comportement post-élastique (Voir figure I 31.).

La courbe de capacités en général est formée par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base suite à un petit déplacement de la structure. Les stades de plastification, ainsi que les différents degrés d'endommagement, peuvent donc être introduits sur cette courbe.

D'après la figure I.31 on remarque que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement.

Degré 1/2 : correspond au comportement élastique de la structure et représente le niveau de conception parasismique habituel. Il indique par conséquent un état d'endommagement superficiel (ou bien de non endommagement).

Degré 3 /4 : l'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toute fois un endommagement mineur est susceptible de se développer.

Degrés : représente un état d'endommagement avancé, sa stabilité étant en danger. Au-delà de ce niveau, la structure est susceptible à l'effondrement, ne présentant aucune capacité de résistance. [7]

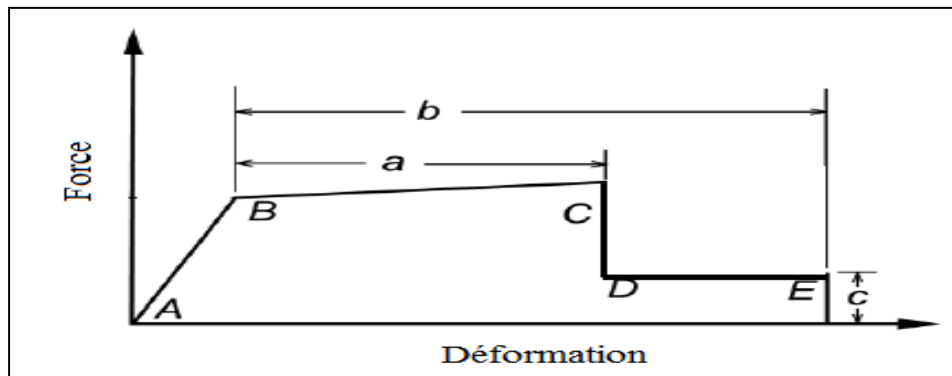


Figure I.31: Représentation de la courbe de capacité selon l'ATC40.

D'où :

Le point A est le point d'origine.

Le point B correspond à la plastification.

Le point C est la capacité ultime de l'analyse pushover.

Le point D représente la résistance résiduelle (l'élément répond avec une résistance réduite).

Le point E correspond à la rupture totale des éléments.

Par ailleurs, le code (**FEMA 273, 1997**) [27] a inséré plus de points à la courbe de capacité, afin d'évaluer le niveau de performance des rotules plastiques.

b. Critères d'acceptation et niveau de performance de la rotule plastique [27]

Selon FEMA 356 (figure I.33), les niveaux de performance structurelle discrets trois critères d'acceptation sont définis en fonction des niveaux de déformation de la rotule plastique, qui vont être étudiés, sont l'occupation immédiate (Immediate Occupancy, IO), la sécurité de la vie (Life Safety, LS) et la prévention d'effondrement (Collapse Prevention, CP)

- **Occupation immédiate (Immediate Occupancy, IO)**

A ce niveau, l'endommagement post-sismique doit être au niveau pour lequel la structure doit rester sûre à occuper et ne présente aucun danger pour les habitants. Les systèmes structuraux ne sont pas affectés. Par conséquent un endommagement mineur peut se produire et qui peut être facilement réparé.

- *Sécurité de la vie (Life Safety, LS)*

A ce stade, les dommages après le séisme doivent être au niveau où la structure a subi des dommages considérables, mais conserve cependant une marge de sécurité par rapport à l'apparition d'un effondrement partiel ou total. Certains éléments et composants de la structure sont gravement endommagés et il existe un risque sur la vie humaine. Il pourrait être possible de réparer la structure et la réparation peut être moins économique par rapport à la reconstruction complète.

- *Prévention d'effondrement (Collapse Prevention, CP)*

À ce stade, les dommages après le séisme devraient être au niveau où le bâtiment est sur le point de subir un effondrement partiel ou total. La structure a subi des dommages complets, ainsi qu'une énorme dégradation de la résistance et de la rigidité du système de résistance à la charge sismique. La construction n'est pas sûre pour la réoccupation et ne peut pas être techniquement réparée.

- *Effondrement (Collapse, C)*

A ce stade, les dommages après le séisme devraient être au niveau où la structure a subi un effondrement total et ne satisfait à aucun des critères mentionnés ci-dessus, ce qui signifie que la réoccupation de la structure ne devrait pas être autorisée parce que la structure est au niveau d'effondrement.

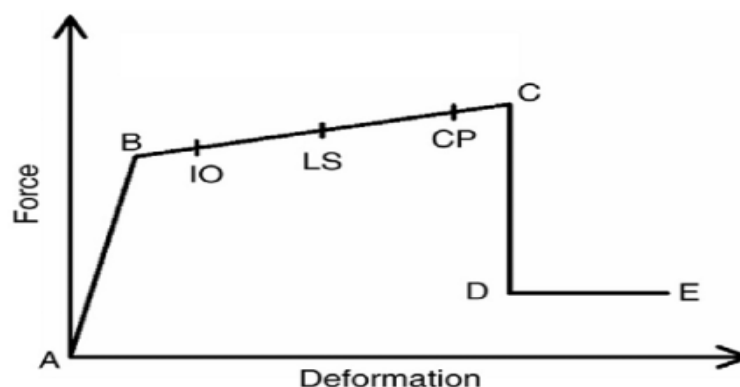


Figure I. 32 La relation de Force-déformation d'une charnière plastique typique (FEMA356, 2000)

c. Transformation de la courbe de capacité [28]

Pour effectuer une analyse pushover, il est nécessaire de convertir la courbe de capacité, qui est sous la forme effort tranchant à la base et le déplacement en tête ($V - d$).

En un spectre de capacité qui est la représentation de la courbe de capacité en format accélération spectrale – déplacement spectrale ($S_a - S_d$).

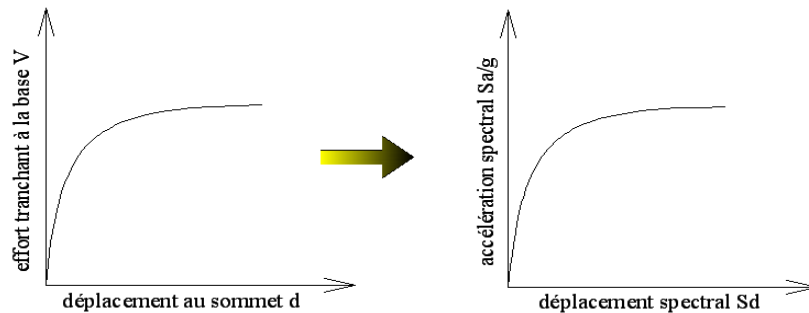


Figure I.33 Transformation de la courbe de capacité. [28]

I.8.3 Méthode du spectre de capacité selon l'ATC 40 [37]

I.8.3.1 Principe de la méthode

La méthode du spectre de capacité est l'une des premières méthodes utilisées pour une estimation rapide de la performance sismique des structures. La méthode a été développée par Freeman en 1975, et est passée par plusieurs modifications jusqu'à aujourd'hui. Cette méthode propose trois procédures (A, B, et C) présentées en détail dans l'ATC 40. La méthode du spectre de capacité considère que la réponse de la structure inélastique peut être approchée par une succession de résolutions d'une structure linéaire dont l'amortissement est ajusté de manière itérative pour rendre en compte de la dissipation d'énergie liée à l'endommagement. Pour cette raison, le spectre élastique est remplacé par des spectres inélastiques à des ductilités constantes.

I.8.3.2 Le but de la méthode

La méthode consiste à comparer la capacité de la structure à se déformer au besoin de déformation imposé par le séisme. La capacité à se déformer est évaluée par un calcul statique non-linéaire sous un champ d'efforts représentant les forces d'inerties engendrées par le séisme.

I.8.3.3 Hypothèses de la méthode

L'application de cette méthode est basée sur certaines hypothèses et approximations :

- La distribution des forces latérales dans l'analyse Pushover tient compte uniquement du premier mode de vibration de la structure.
- La déformation inélastique d'un système à un seul degré de liberté est estimée à partir d'une série de systèmes linéaires équivalents à travers une procédure itérative, ce qui évite l'utilisation d'une analyse dynamique d'un système inélastique.

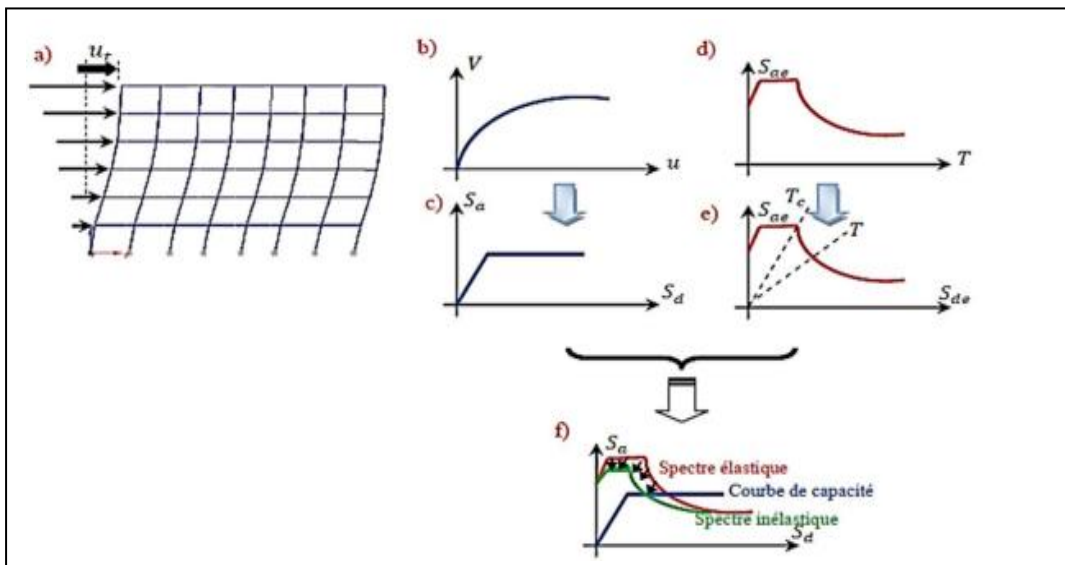


Figure I. 34: Méthode du spectre de capacité [37]

▪ Point de performance [11]

A partir de la courbe de capacité, il devient alors intéressant de comparer celle-ci avec la sollicitation d'un séisme. Pour considérer la demande d'un séisme, on utilise en général des spectres de réponse en accélération ou en déplacement.

Plusieurs méthodes d'assemblage des deux courbes sont applicables. L'EC 8 par exemple, permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux. Les normes américaines, par contre, prévoient des itérations avec plusieurs spectres représentant différents coefficients d'amortissement visqueux. Dans les deux cas on trouve ce que l'on appelle un point de performance qui permet de faire plusieurs considérations concernant le comportement de la structure face au séisme.

Les normes américaines FEMA-273 prévoient de croiser la courbe de capacité avec plusieurs spectres. Le comportement inélastique est approché par l'accroissement du coefficient

d'amortissement visqueux (FEMA-273). L'itération consiste en principe à trouver le point d'équilibre entre ductilité demandée et amortissement requis. Le point de croisement de la courbe avec un spectre permet de définir la ductilité nécessaire à la structure. La performance sismique du système équivalent à un seul degré de liberté est graphiquement représentée par l'intersection de la courbe de capacité et le spectre de réponse réduit (fig. I.36) pour :

$$\xi = \xi_{\text{eff}}$$

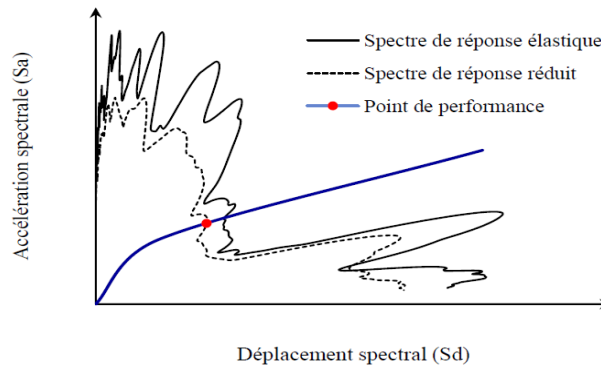


Figure I. 35. Principe d'obtention du point de performance [11]

I.8.4 Les méthodes Pushover et leurs applications dans les règlements sismiques récents

I.8.4.1 Règlement ATC 40 (Applied Technology Council 40):

Le document se limite au bâtiment et recommande l'utilisation de la méthode du spectre de capacité. La procédure s'articule sur la détermination et la conjugaison des spectres de demande et de capacité. Construire le spectre de capacité, la courbe force – déplacement d'un point de la structure est déterminée en utilisant l'analyse statique non linéaire. Les forces et les déplacements sont reconvertis en accélérations spectrales et déplacements spectraux en utilisant un système équivalent à un seul degré de liberté. [31]

La demande sismique est déterminée en utilisant un spectre élastique hautement amorti. L'épointa caractérisant le niveau de performance suppose l'égalité entre capacité et demande sismique, fournit ainsi une estimation sur l'accélération et une estimation sur le déplacement (demande).il faut noter par ailleurs que l'utilisation du spectre inélastique est considérée plus appropriée que l'utilisation d'un spectre élastique équivalent hautement amorti.

I.8.4.2 Règlement FEMA365 (Federal Emergency Management 365):

Ce règlement présente une variété d'objectifs de performance associés à des séismes probabilistes. Les méthodes d'analyse et de dimensionnement pour une performance à niveaux multiples vont de l'élastique linéaire à l'analyse inélastique temporelle. Le document définit les niveaux de performance pour les éléments non structuraux, et recommande des déplacements d'étage limites concordants à différents niveaux de performance, et ce, pour différents systèmes structurels auto-stables. [30]

I.8.4.3 L'Eurocode 8

L'Eurocode 8 aborde le calcul d'un déplacement sismique cible à partir de la méthode en poussée progressive. Ce calcul est détaillé dans l'annexe B de l'Eurocode 8 partie 1.

Le déplacement cible est déterminé à partir de spectre de réponse élastique réduit par l'approche ductilité. La courbe de capacité qui représente la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement de nœud de contrôle est déterminée conformément au paragraphe 4.3.3.4.2.3 de l'Eurocode 8 [26].

I.9 Conclusion

La recherche parasismique devient de plus en plus indispensable avec la complexité croissante des problèmes à traiter, C'est pour cela qu'une analyse statique non linéaire Pushover est nécessaire. Cette analyse donne des informations sur beaucoup de caractères et des réponses qui ne peuvent pas être obtenues à partir d'une analyse statique ou dynamique élastique linéaire.

Dans la suite du travail, l'utilisation de cette méthode sera appliquée sur deux modèles (R+3) et (R+5) contreventée en portiques auto-stables en béton armé, qui sont implantés dans une zone de moyenne sismicité **II_a**. Par la suite le calcul du déplacement inter-étage des structures modélisées par le logiciel ETABS 2018 sera calculée et vérifiée avec les limites exigée par des différents codes parasismiques.

Enfin, un changement de zone (zone de force sismicité : zone **III**) sera effectué sur les structures modélisée pour obtenir plus de résultats et d'informations sur la performance sismique des structures.

Chapitre II :
Choix des structures à étudiées et
dimensionnements.

dimensionnements.
Choix des structures à étudiées et
Chapitre II :

II.1 Introduction

Ce chapitre présente les deux structures en portique étudiées ainsi que les différents aspects liés à leur dimensionnement tels que le pré dimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux, le calcul des charges appliquées, notamment l'action sismique calculée par la méthode modale spectrale et le ferrailage des portiques en respectant le minimum du règlement parasismique algérien (RPA 99/Version 2003) [33].

II.2 Présentation de l'ouvrage

Dans ce chapitre on va étudier deux structures d'importance moyenne, à usage d'habitation, sous forme rectangulaire en portiques en béton armé. Présentant une même vue en plan qui comporte quatre(4) travées dont la longueur (entre axes) est de 4m dans le sens longitudinale (x-x) et 5m dans le sens transversales (y-y). La hauteur de rez-de-chaussée (RDC) est de 4.08 m et celle de l'étage courant est de 3.06 m.

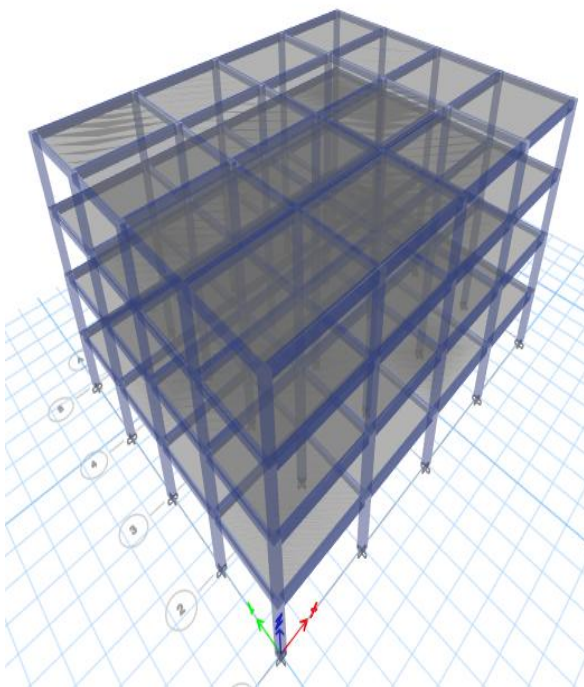


Figure II.1 Structure R+3

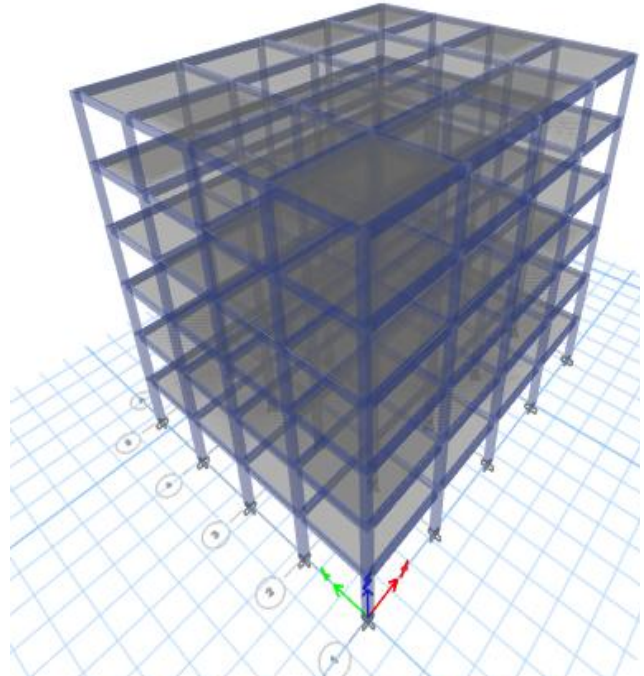


Figure II.2 Structure R+5

Chapitre II : Présentation et Dimensionnement des structures étudiées

Ces ouvrages courant (Groupe 2) (Article 3.2 du RPA 99 version 2003) [33] sont implantés sur un site meuble S_3 . Dans une région de forte sismicité, qualifiée par le R.P.A 2003 de zone III.

Les deux structures sont encastrées à leur base, les planchers ont une épaisseur de 20cm (16+4) (Corps creux+ dalle de compression), assurant une rigidité du diaphragme horizontal et une sécurité contre l'incendie.



Figure II.3 Vue en plan des bâtiments, R+3, R+5 étudiés

On trouvera dans le tableau ci-dessous les dimensions des travées selon les deux sens x et y des deux structure à étudier

Tableau II. 1 dimension en plan des structures étudiées

Sens (x-x)		Sens (y-y)	
Travée	Dimension (m)	Travée	Dimension (m)
A-B	4.00	1-2	5.00
B-C	4.00	2-3	5.00
C-D	4.00	3-4	5.00
D-E	4.00	4-5	5.00

II.3 pré-dimensionnement des éléments

Le pré dimensionnement a pour but le pré calcul des différents éléments résistants en utilisant :

- Les règlements RPA99/ version2003
- C.B.A 93 (B.A.E.L 91).
- Les normes techniques, c'est-à dire les conditions de résistances et de flèche. Cette étape représente le point de départ et la base de la justification à la résistance, la stabilité et la durabilité de l'ouvrage aux sollicitations suivantes :
 - ❖ Sollicitations verticales : Elles sont dues aux charges permanentes et aux surcharges d'exploitation de plancher, poutrelles, poutres et poteaux et finalement transmises au sol par les fondations.
 - ❖ Sollicitations horizontales : Elles sont généralement d'origine sismique et sont requises par les éléments de contreventement constitués par les portiques.

II.3.1 Pré-dimensionnement du plancher

Pour toute construction, le plancher est l'élément qui sépare deux niveaux, et qui transmet les charges et les surcharges qui lui sont directement appliquées aux éléments porteurs tout en assurant des fonctions de confort comme l'isolation phonique, thermique et l'étanchéité des niveaux extrêmes.

Il est constitué de corps creux (son rôle est le remplissage, il n'a aucune fonction de résistance il sert de coffrage perdu), de poutrelles, d'une dalle de compression (dalle en béton armé), de hauteur varie de 4 à 6 cm et le treillis soudée.

Les avantages du plancher en corps creux sont principalement les suivants:

- Facilité et rapidité de réalisation.
- Diminution du poids total de la structure.
- Bonne isolation thermique et phonique.

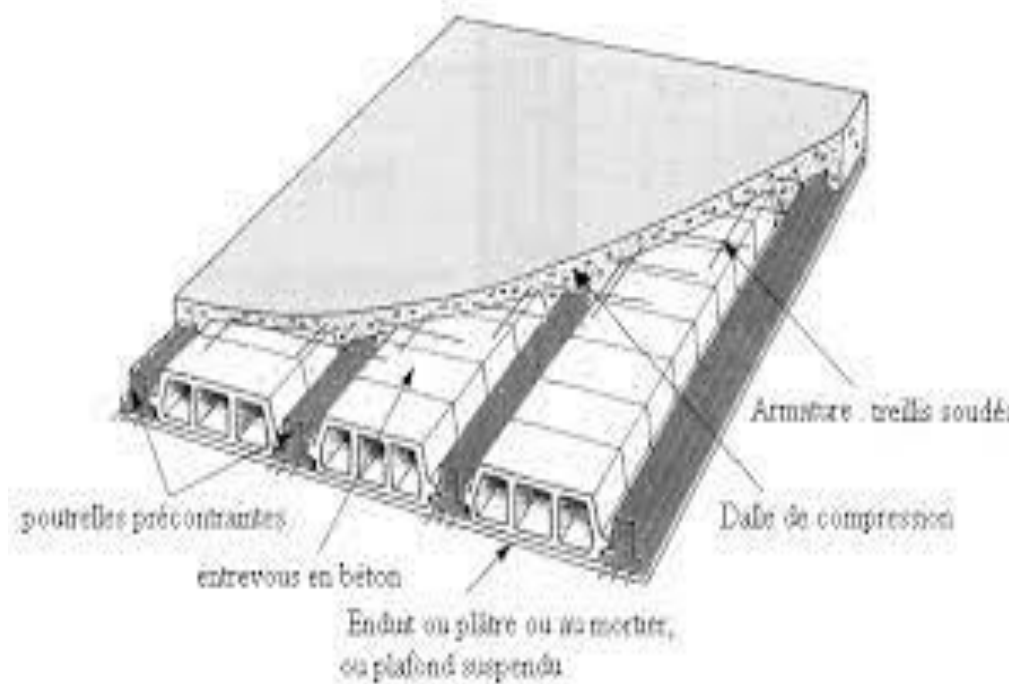


Figure II.4 Éléments d'un plancher en corps creux.

L'épaisseur du plancher est déterminée à partir de la condition de la flèche (**Art B.6.8, 424/BAEL91 révisées 99**) [27].

$$\frac{h_t}{L_{max}} \geq \frac{1}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \quad (II.1)$$

Avec :

h_t : Hauteur du plancher.

L_{max} : Portée libre maximale de la plus grande travée entre nus d'appuis dans le sens des poutrelles.

Où :

$$L_{max} = L - b \quad (II.2)$$

b : Largeur du poteaux, elle est prise égale à 25 cm d'après les exigences de l'article (**A.7.4.1 du RPA 99 version 2003**) [26].

Dans notre cas:

$$L_{max} = 400 - 30$$

$$L_{max} = 370 \text{ cm}$$

$$h_t \geq \frac{L_{max}}{22.5} \rightarrow h_t \geq \frac{370}{22.5} \rightarrow h_t \geq 16.44 \text{ cm}$$

$$h_t = 20 \text{ cm}$$

On adopte un plancher d'une épaisseur de :

$$h_t = 20 \text{ cm: } \begin{cases} 16 \text{ cm: } \text{ l'épaisseur du corps creux} \\ 4 \text{ cm: } \text{ dalle de compression} \end{cases}$$

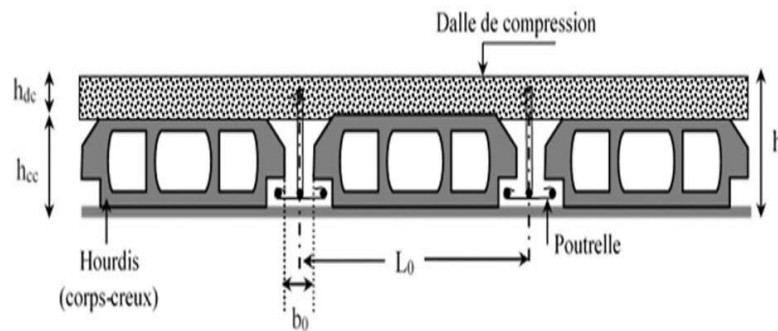


Figure II.5 Plancher en corps creux.

II.3.2 Pré-dimensionnement des poutres

Les poutres sont généralement des éléments en béton armé coulés sur place, elles se raccordent aux poteaux, à d'autres poutres ou à des murs refendement auxquels elles transmettent les charges et les surcharges qu'elles reçoivent des planchers. D'après le (RPA2003-Art 7-5-1), les dimensions des poutres doivent satisfaire les conditions :

- **Coffrage** : Les poutres des deux structures étudiées sont pré dimensionnées selon les formules suivantes **BAEL 91[34]** :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \quad (\text{II.3})$$

$$0.4h \leq b \leq 0.7h \quad (\text{II.4})$$

h : hauteur de la poutre.

b : largeur de la poutre.

L : portée maximum entre nus d'appuis.

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante (RPA 99 – Addenda 2003-Art 7.5.1) [33].

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20cm \\ h \geq 30cm \\ h/b \leq 4cm \\ b_{max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right\} \text{RPA99. version 2003} \quad (II.5)$$

a. Poutres principales :

- La hauteur h_t :

$$L_{max} = 500 - 30$$

$$L_{max} = 470cm$$

Avec :

L_{max} : longueur libre entre nus d'appuis.

h_t : hauteur totale de la poutre.

Selon le BAEL 91 [27].

$$\frac{L}{15} \leq h_t \leq \frac{L}{10}$$
$$\frac{470}{15} = 31,33cm \leq h_t \leq \frac{470}{10} = 47cm$$

on prend $h_t = 40cm$

- Largeur b :

Selon le BAEL 91 [34]

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$16 \leq b \leq 28$$

on prend $b = 30 cm$

Selon (RPA 99 Version2003, Art 7-5-1). [33]

Les dimensions des poutres doivent satisfaire aux conditions suivantes :

Vérification des conditions du RPA :

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1.33 < 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

b. Poutres secondaires

Ce sont des poutres parallèles aux poutrelles qui assurent le chainage.

- **Hauteur :**

$$\frac{L_{max}}{15} \leq h_t \leq \frac{L_{max}}{10}$$

Avec :

L_{max} : portée entre nus d'appuis.

Dans notre cas :

$$L_{max} = 400 - 30$$

$$L_{max} = 370 \text{ cm}$$

Donc :

$$\frac{370}{15} \leq h_t \leq \frac{370}{10}$$

$$24,66 \text{ cm} \leq h_t \leq 37 \text{ cm}$$

on prend $h_t = 35 \text{ cm}$

- **Largeur b :**

La largeur de la poutre est déterminée par :

$$0.4h_t \leq b \leq 0.7h_t$$

$$16 \text{ cm} \leq b \leq 28 \text{ cm}$$

on prend $b = 30 \text{ cm}$

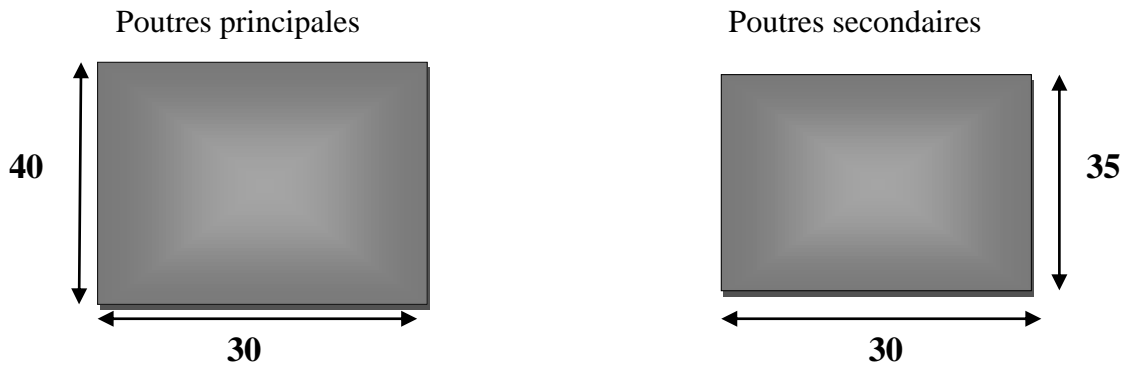
- **Vérification des conditions du RPA :**

$$\left\{ \begin{array}{l} b = 30 \text{ cm} \geq 20 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ h_t = 40 \text{ cm} \geq 30 \text{ cm} \rightarrow \text{condition vérifiée} \\ \frac{h_t}{b} = 1.33 < 4 \rightarrow \text{condition vérifiée} \end{array} \right.$$

Remarque

⇒ Poutres principales : $(40 \times 30) \text{ cm}^2$.

⇒ Poutres secondaires : $(35 \times 30) \text{ cm}^2$.



II.3.3 Pré-dimensionnement Poteaux

Les poteaux sont pré-dimensionnés sur la base de la condition suivante où leur section de béton B_c , est déterminée comme suit :

À l'état limite ultime de résistance, le code RPA 99/version 2003 [33], §7.4.3.1, stipule que dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile d'un poteau en béton armé (éclatement ou écrasement du béton) sous sollicitation d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression de calcul, noté N_d , exprimé sous forme réduite (effort normal réduit, v), est limité par la condition suivante :

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (II.7)$$

Où :

B_c : Section de béton du poteau

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours, dans notre cas :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Autrement dit, la section de béton, B_c , du poteau doit satisfaire la condition :

$$B_c \geq \frac{N_d}{0.3 \times f_{c28}} \quad (II.8)$$

Ainsi, au stade de pré-dimensionnement de la section de béton (B_c) des poteaux, N_d doit être au moins égal à l'effort normal dans le poteau le plus chargé sous les charges gravitaires (Permanent (G) et d'exploitation (Q)) pondérées et combinées, $1.35G + 1.5Q$, obtenues par la descente de ces charges.

La section du poteau obtenue doit vérifier les conditions minimales imposées par le [RPA 99](Article : 7.4.1) [33]

Les dimensions doivent satisfaire les conditions suivantes :

- ✓ $\text{Min}(a,b) \geq 25\text{cm}$ pour la zone IIa
 - ✓ $\text{Min}(a,b) \geq h_e/20$ (II.9)
 - ✓ $1/4 < a/b < 4$
- Avec (a,b) : dimension de la section
 - h_e : hauteur d'étage

II.3.4 Pré-dimensionnement en vérifiant le principe poteaux fort-poutres faibles

Après un pré-dimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux des deux portiques selon les relations (II.3), (II.4) et (II.8) d'une part, et après un calcul de leurs ferraillements d'une autre part, nous avons constaté que l'article 7.6.2 du RPA 99/version 2003 relatif au dimensionnement d'un nœud poutre – poteau vis-à-vis du moment fléchissant, article qui se traduit par les relations (II.10) et (II.11) suivantes, Ce critère conditionne la formation de rotules plastiques dans les poutres non dans les poteaux, appelé concept de "poteaux forts – poutres faibles".

$$(|M_n| + |M_s|) \geq 1.25(|M_e| + |M_w|) \quad (\text{II.10})$$

$$(|M'_n| + |M'_s|) \geq 1.25(|M'_e| + |M'_w|) \quad (\text{II.11})$$

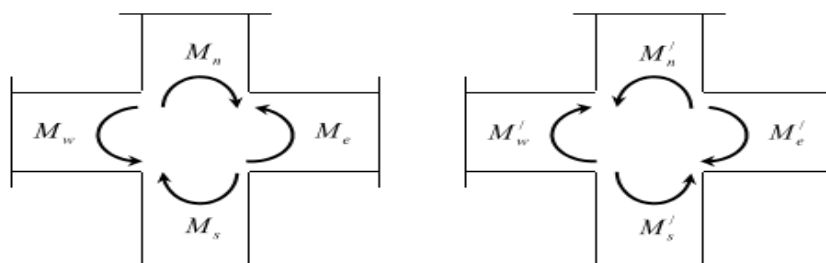


Figure II.6 dimensionnement d'un nœud poutre – poteau [33].

Les deux équations (II.10) et (II.11) tendent à faire en sorte que les rotules plastiques se forment dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

Pour que ces deux équations soient vérifiées, nous avons adopté les sections de béton des poutres et des poteaux présentés à la figure II.6, selon le portique étudié.

Avec :

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droit de la poutre.

- **Remarque :**

✓ $(M_n \text{ et } M_s)$ correspond au moment ultime (M_u) dans les poteaux.

✓ $(M_w \text{ et } M_e)$ correspond au moment ultime (M_u) dans les poutres.

Nous constatons que la vérification des zones nodales est justifiée, sauf pour le dernier niveau. Toutefois, cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2 (Art 7.6.2, RPA 99/V 2003)[33].

NB : Le module **S.D ‘Section Designer’** du logiciel **Etabs version 2018** est utilisé pour la détermination du moment résistant dans les poutres et les poteaux en introduisant les lois de comportement de l’acier (Park) et du béton (Mander). Ce module du logiciel de modélisation **ETABS®** permet de modéliser n’importe quel élément selon ses caractéristiques mécaniques et géométriques afin d’y déterminer son moment résistant.

En effet, **SD-Etabs (Etabs V2018)** est un outil très efficace donnant des résultats très satisfaisant comparable aux formules empirique [Patil & Tande (2018)]. Dans ce contexte, une validation des résultats par ce même outil est effectuée dans ce chapitre.

II.4 Charges appliquées

II.4.1 Charges gravitaires

Les deux bâtiments considérés sont à usage d’habitations planchers en corps creux de type (16+4) ; les charges gravitaires sont évaluées comme suit :

Chapitre II : Présentation et Dimensionnement des structures étudiées

Tableau II. 2 Désignation de charges pour le plancher des étages courants

N ⁰	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	G (kn/m ²)
1	revêtement en carrelage	0.02	20	0.4
2	mortier de pose	0.02	20	0.4
3	couche de sable	0.03	18	0.54
4	plancher à corps creux	16+4		2.88
5	Enduit plâtre	0.02	10	0.2
$G_{\text{tot}} (\text{corps creux})=4.42\text{kn/m}^2$				

- Les charges permanentes (G) du plancher terrasse (inaccessible) sont évaluées à 5.61 KN/m² et celles du plancher courant à 4.42 KN/m².
- Les charges d'exploitation (Q) du plancher terrasse (inaccessible) sont de 1 KN/m² et celles du plancher courant de 1.5 KN/m².

Remarque :

Les valeurs fixées dans le tableau sont obtenues d'après le (DTR. B.C 2.2).

Tableau II. 3 Désignation des charges du plancher terrasse (inaccessible)

N ⁰	Désignation	Epaisseur (m)	Poids volumique (kn/m ³)	G (kn/ m ²)
1	couche de gravier	0,05	20	1
2	enduit multicouche	0,02	6	0.12
3	béton en forme de pente (1%)	0,06	22	1.32
5	isolation thermique	0,04	4	0.16
6	plancher à corps creux	16+4		2.8
7	enduit plâtre	0.02	10	0.2
8	feuille de polyane	0.01	1	0.01
$G_{\text{tot}} (\text{corps creux})=5.61\text{kn/m}^2$				

II.4.2 Charges sismiques

Les charges sismiques agissantes sur chaque portique étudié sont des forces latérales appliquées aux différents niveaux du portique. Ces forces sismiques représentent une fraction des forces sismiques globales agissantes sur l'ensemble du bâtiment comportant le portique. Cette fraction est proportionnelle à la raideur du portique à l'effort latéral. Les forces sismiques globales agissantes sur l'ensemble du bâtiment sont calculées sur la base d'une analyse modale spectrale en utilisant comme action sismique le spectre de réponse de calcul défini par le RPA99/version 2003 [33]. Les deux bâtiments sont supposés implantés dans une zone de forte sismicité, classé Zone III par le code parasismique algérien RPA99/ version 2003 [33]. L'action sismique est représentée par le spectre de calcul définie dans le RPA99/version 2003. Le spectre de réponse en accélération donné par ce même règlement est :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25 A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3s \end{cases} \quad (\text{II.12})$$

Avec :

- **Sa** : Accélération spectrale associée au mode de vibration de période T du bâtiment.
- **A** : Coefficient de l'accélération de zone. Dans notre cas, le bâtiment est supposé du groupe d'usage 2, donc A = 0.25.
- **R** : Coefficient de comportement de la structure (**RPA 99/2003, Tableau 4.3**) [33]. Dans notre cas on a des portiques auto-stables sans remplissages en maçonnerie rigide ce qui implique R = 5
- **η**:Facteur de correction d'amortissement pour un taux d'amortissement ξ différent de 7%.

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad \text{II.13}$$

- **ξ**: Pourcentage d'amortissement critique. (**RPA 99/2003, Tableau 4.2**)[33].

Pour un portique en béton armé avec un remplissage dense ξ= 7 %, η est égal à :

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.881$$

Q : facteur de qualité, dépendant de la qualité du système structurel (régularité en plan, en élévation, control de la qualité des matériaux...etc.).

$$Q = 1 + \sum_1^6 P_q \quad \text{II.14}$$

Où :

P_q : pénalité à retenir selon que le critère de qualité q soit satisfait ou non. (**RPA 99/2003, Tableau 4.4) [33]**).

Dans notre cas, on considère que tous les critères de qualité sont satisfaits, ce qui nous donne :

$Q=1$

Dans notre cas, le site est de type S3 (sol meuble), d'où : $T_1=0.15s$ et $T_2=0.5s$

- **Attribution de la masse sismique** : Pour une analyse dynamique, la masse sismique du plancher à considérer est égale à:

$$M_i = G + \beta Q \quad (\text{II.15})$$

β : coefficient de pondération. Il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (tableau 4-5 RPA) [26]. Dans notre cas $\beta=0,2$; bâtiment à usage d'habitation.

II.5 Visualisation des résultats et vérification selon les exigences du RPA99/modifié 2003

II.5.1. Vérification des efforts normaux aux niveaux des poteaux

L'article (7-4-3-1) du R.P.A 2003 exige autres vérifications prescrites par le **C.B.A** et dans le but d'éviter ou limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort normal de compression calculé est limité par la condition suivante.

$$v = \frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.30 \quad (\text{II.7})$$

Où :

B_c : Section de béton du poteau.

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours ; dans notre cas :

$$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$$

Vérification l'effort normal réduit pour chaque poteau.

Tableau II. 4 Vérification de l'effort normal réduit pour le modèle R+3 pour chaque poteau

Poteau	N_d	Bc	F_{c28}	observation
55x55	816.7571	3025	2.5	Cv
45x45	398.6256	2025	2.5	Cv

Tableau II. 5 Vérification de l'effort normal réduit pour le modèle R+5 pour chaque poteau

Poteau	N_d	Bc	F_{c28}	observation
55x55	1228.5388	3025	2.5	Cv
45x45	804.6337	2025	2.5	Cv
35x35	401.0047	1225	2.5	Cv

II.5.2 Vérification de l'effort tranchant à la base

La résultante des forces sismiques à la base V_t obtenue par la combinaison des valeurs modales, ne doit pas être inférieure à 80% de la résultante des forces sismiques déterminées par la méthode statique équivalente V pour une valeur de la période fondamentale donnée par la formule empirique appropriée.

$$V = \frac{ADQ}{R} W \quad (\text{II.7}) \quad [33]$$

Avec :

A : coefficient d'accélération de zone.

D : facteur d'amplification dynamique de la structure.

Q : facteur de qualité.

R : coefficient de comportement de la structure.

W : poids total de la structure.

Tableau II. 6: Coefficients d'accélération de zone A. [33]

	Zone	Zone	Zone	Zone
Groupe	I	II _a	II _b	III
1A	0.15	0.25	0.30	0.40
1B	0.12	0.20	0.25	0.30
2	0.10	0.15	0.20	0.25
3	0.07	0.10	0.14	0.18

Remarque : pour notre cas on a deux structures de groupe d'usage 2 implantées en zone IIa (exple Tizi-Ouzou) puis en zone III (exple : Boumerdes) donc :

$$A = 0.15$$

Puis

$$A = 0.25$$

Facteur de qualité « Q » :

$$Q = 1 + \sum_1^6 p_q$$

Avec :

p_q : Pénalité à retenir selon que le critère de qualité est satisfait ou non, sa valeur est donnée par le tableau (4.4. RPA 99/ version 2003).

Dans notre cas, on opte pour la valeur de $Q=1$.

Facteur d'amplification dynamique de la structure « D » :

Il est en fonction :

De la catégorie du site.

Du facteur de correction d'amortissement (η).

La période fondamentale de la structure T

Le facteur d'amplification dynamique est définie comme suit :

$$= \begin{cases} 2.5\eta & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} & T_2 \leq T \leq 3s \\ 2.5\eta \left(\frac{T_2}{T}\right)^{\frac{2}{3}} \left(\frac{3}{7}\right)^{\frac{5}{3}} & T \geq 3s \end{cases} \quad (II.16)$$

Avec

T₂: période caractéristique associée à la catégorie du site et donnée par le tableau 4,7 du RPA99/version 2003[33].

$$T_2(S3) = 0.5 \text{ s}$$

$\xi(\%)$: est le coefficient d'amortissement critique, qui est en fonction du matériau constitutif, du type de structure et de l'importance des remplissages. Les valeurs de ce coefficient sont données par le RPA 99/2003[26].

Nous avons un contreventement auto-stable, on opte pour :

$$\xi = 7\%$$

D'où

$$\eta = 0.881 > 0.7$$

II.5.3 Estimation empirique de la période fondamentale

Dans notre cas (portique auto-stable), la période fondamentale correspond à la plus petite valeur obtenue par les formules 4-6 et 4-7 du RPA99.

On donc :

$$T = \min \left\{ C_T h_N^{\frac{3}{4}} ; \frac{0.09 h_N}{\sqrt{D}} \right\} \quad (II.17)$$

Avec :

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

C_T: Coefficient en fonction du système de contreventement, du type de remplissage est donné par le tableau 4-6 du RPA99/version2003.

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

Les résultats obtenus :

NB : on va prendre par exemple les deux modèle R+3 et R+5 qui sont implantées dans la zone de forte sismicité zone III pour la représentation des résultats.

a. Pour la structure R+3 zone III

➤ *Dans le sens transversal :*

$$H_N = 13.26 \text{ m} \quad \text{et} \quad D = 16 \text{ m} \quad C_T = 0,075$$

$$T = \min\{0.5211 \text{ s} ; 0.29835 \text{ s}\} \quad \Leftrightarrow \quad T = 0.29835 \text{ s}$$

$$1.3 \times T = 0.38755 \text{ s} \quad \text{et} \quad T_{\text{analytique}} = 0.685 \text{ s}$$

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} \quad \Rightarrow \quad T = 1.3 T_{\text{empirique}}$$

$$T = 0.38755 \text{ s}$$

$$D = 2.5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.5 \times 0.881 \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.2025$$

➤ *Dans le sens longitudinal :*

$$H_N = 13.26 \text{ m} \quad \text{et} \quad D = 20 \text{ m}$$

$$T = \min\{0.5211 \text{ s} ; 0.26685 \text{ s}\}$$

$$T = 0.26685 \text{ s}$$

$$1.3 \times T = 0.34690 \text{ s} \quad \text{Analytique} = 0.685 \text{ s}$$

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} \quad \Rightarrow T = 1.3 T_{\text{empirique}}$$

$$T = 0.34690 \text{ s}$$

$$D = 2.5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.5 \times 0.881 \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.2025$$

R: coefficient de comportement global de la structure.

Pour une structure en béton armé auto stable (poteaux –poutres), on a :

$$R = 5$$

W : poids de la structure selon l'ETABS.

$$W = 12330.8772 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_x = \frac{0.25 \times 1 \times 2.2025}{5} \times 12330.8772$$

$$V_x = 1357.9378 \text{ KN}$$

$$0.8 \times V_x = 0.8 \times 1357.9378 \text{ KN}$$

$$0.8 \times V_x = 1086.35028 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.25 \times 1 \times 2.2025}{5} \times 12330.8772$$

$$V_y = 1357.9378 \text{ KN}$$

$$0.8 \times V_y = 0.8 \times 1357.9378 \text{ KN}$$

$$0.8 \times V_y = 1086.35028 \text{ KN}$$

$$V_{ETABS} \geq 0.8 \times V$$

$$V_x = 1398.7831 \text{ KN} \leq 0.8 \times V = 1086.35028 \text{ KN} \quad \text{condition non verifie}$$

$$V_y = 1464.0326 \text{ KN} \leq 0.8 \times V = 1086.35028 \text{ KN} \quad \text{condition non verifie}$$

Si $V_{ETABS} < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport.

$$r = \frac{0.8V}{V_{ETABS}} \quad (II.19)$$

On doit donc calculer les efforts résultants de l'application de la méthode statique équivalente.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

$$r = \frac{0.8V}{V_x}$$

$$r = \frac{1086.35028}{1398.7831}$$

$$r = 0.776639$$

$$r = \frac{0.8V}{V_y}$$

$$r = \frac{1086.35028}{1464.0326}$$

$$r = 0.74202601$$

Après ce coefficient on revérifie l'effort tranchant à la base, selon l'ETABS

$$V_x = 1086.35028 \text{ KN}$$

$$V_y = 1086.35028 \text{ KN}$$

Vérification de la condition :

$$V_{ETABS} \geq 0.8 \times V$$

$$V_x = 1086.35028 \text{ KN} \geq 0.8 \times V = 1086.35028 \text{ KN} \quad \textit{condition vérifiée}$$

$$V_y = 1086.35028 \text{ KN} \geq 0.8 \times V = 1086.35028 \text{ KN} \quad \textit{condition vérifiée}$$

b. Pour la structure R+5 zone III

➤ Pour le sens transversal :

$$H_N = 19.38 \text{ m,}$$

$$D = 16 \text{ m,}$$

$$CT = 0,075$$

$$T = \min\{0.69275 \text{ s} ; 0.43605 \text{ s}\} \Leftrightarrow T = 0.43605 \text{ s}$$

$$1.3 \times T = 0.5668 \text{ s} \quad \textit{Analytique} = 0.943 \text{ s}$$

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} \Rightarrow T = 1.3 T_{\text{empirique}}$$

$$T = 0.5668 \text{ s}$$

$$D = 2.5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.5 \times 0.881 \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.2025$$

➤ Dans le sens longitudinal :

$$H_N = 19.38 \text{ m} \quad \textit{et} \quad D = 20 \text{ m} \quad T = \min\{0.69275 \text{ s} ; 0.39001 \text{ s}\} \quad T = 0.39001 \text{ s}$$

$$1.3 \times T = 0.50701 \text{ s} \quad \textit{Analytique} = 0.943 \text{ s}$$

$$1.3 \times T_{\text{empirique}} < T_{\text{analytique}} \Rightarrow T = 1.3 T_{\text{empirique}}$$

$$T = 0.50701 \text{ s}$$

$$D = 2.5\eta \quad 0 \leq T \leq T_2$$

$$D = 2.5 \times 0.881 \quad 0 \leq T \leq T_2$$

Chapitre II : Présentation et Dimensionnement des structures étudiées

$$D = 2.2025$$

R: coefficient de comportement global de la structure.

Pour une structure en béton armé auto stable (poteau –poutre) Interaction on a :

$$R = 5$$

W : poids de la structure selon l'ETABS.

$$W = 18300.9613 \text{ KN}$$

Donc :

$$V_x = \frac{0.25 \times 1 \times 2.2025}{5} \times 18300.9613$$

$$V_x = 2015.3933 \text{ KN}$$

$$0.8 \times V_x = 0.8 \times 2015.3933$$

$$0.8 \times V_x = 1612.21469 \text{ KN}$$

$$V_y = \frac{0.25 * 1 * 2.2025}{5} \times 18300.9613$$

$$V_y = 2015.3933 \text{ KN}$$

$$0.8 \times V_y = 0.8 \times 2015.3933 \text{ KN}$$

$$0.8 \times V_y = 1612.21469 \text{ KN}$$

$$V_{ETABS} \geq 0.8 \times V$$

$$V_x = 1381.2397 \text{ KN} \leq 0.8 * V = 1612.21469 \text{ KN} \quad \textit{condition non verifie}$$

$$V_y = 1421.8762 \text{ KN} \leq 0.8 * V = 1612.21469 \text{ KN} \quad \textit{condition non verifie}$$

Si $V_{ETABS} < 0.8 V$, il faudra augmenter tous les paramètres de la réponse (forces, déplacements, moments,...) dans le rapport.

$$r = \frac{0.8V}{V_{ETABS}} \quad (II.19)$$

On doit donc calculer les efforts résultants de l'application de la méthode statique équivalente.

La rigidité latérale des éléments porteurs du système de contreventement est calculée à partir de sections non fissurées pour les structures en béton armé ou en maçonnerie.

Chapitre II : Présentation et Dimensionnement des structures étudiées

Seul le mode fondamental de vibration de la structure est à considérer dans le calcul de la force sismique totale.

$$r = \frac{0.8V}{V_x}$$
$$r = \frac{1612.21469}{1381.2397}$$
$$r = 1.167222$$
$$r = \frac{0.8V}{V_y}$$
$$r = \frac{1612.21469}{1421.8762}$$
$$r = 1.1338643$$

Après ce coefficient on revérifie l'effort tranchant à la base, l'effort tranchant selon l'ETABS:

$$V_x = 1612.2151KN$$

$$V_y = 1612.3282KN$$

Vérification de la condition :

$$V_{ETABS} \geq 0.8 \times V$$

$$V_x = 1612.2151KN \geq 0.8 \times V = 1086.35028 KN \quad \text{condition vérifiée}$$

$$V_y = 1612.3282 KN \geq 0.8 \times V = 1086.35028 KN \quad \text{condition vérifiée}$$

NB : on note que la vérification de l'effort tranchant à la base des deux structures implanté dans la zone de moyenne sismicité II_a et effectuer suivant la même méthodologie.

II.4 Le ferrailage du portique

Le portique étudié est ferrillé avec le ferrillage minimum exigé par le RPA 99/version 2003. La disposition des armatures est effectuée selon la figure suivante :

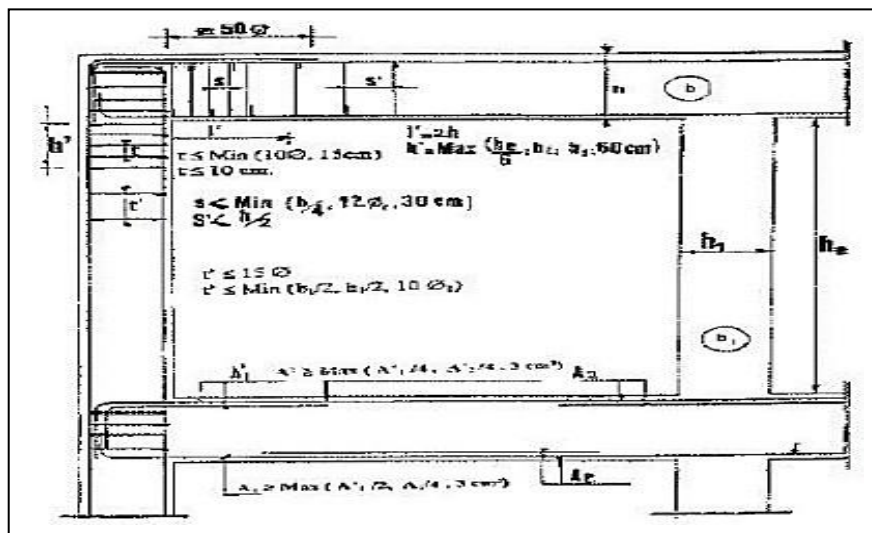


Figure II.7 Disposition des armatures [33]

II.4.1 Ferrillage des poteaux

➤ Ferrillage des armatures longitudinales:

Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. Leur pourcentage minimal sera de 0.9% en zone III. (RPA99– Addenda2003- Art7.4.2.1)[33].

Tableau II. 7 La section d'armature adoptée pour chaque section de poteau de R+3

Niveau	Section de poteau	Section adopté [cm ²]	Nombre de barres
RDC	55X55	28.65 cm ²	4HA20+8HA16
ET1	45X45	20.61 cm ²	4HA20+4HA16
ET2	45X45	20.61 cm ²	4HA20+4HA16
ET3	45X45	20.61 cm ²	4HA20+4HA16

Chapitre II : Présentation et Dimensionnement des structures étudiées

Tableau II. 8 La section d'armature adoptée pour chaque section de poteau de R+5

Niveau	Section de poteau	Section adopté [cm ²]	Nombre de barres
RDC	55X55	28.65 cm ²	4HA20+8HA16
ET1	55X55	28.65 cm ²	4HA20+8HA16
ET2	55X55	28.65 cm ²	4HA20+4HA16
ET3	45X45	20.61cm ²	4HA20+4HA16
ET4	45X45	20.61 cm ²	4HA20+4HA16
ET5	35X35	12.32 cm ²	8HA14

➤ **Armatures transversales :**

Les armatures transversales des poteaux sont calculées à l'aide de la formule suivante

$$\frac{A_t}{t} = \frac{\rho v_u}{h_1 f_e} \quad (II. 21)$$

Avec :

Vu: effort tranchant de calcul.

h1: hauteur totale de la section brute.

f_e: contrainte limite élastique de l'acier d'armature transversale.

ρ : coefficient correcteur qui tient compte du mode fragile de la rupture par effort tranchant ; il est pris entre 2.50 si l'élançement géométrique dans la direction considérée est supérieur ou égal à 5 et à 3.75 dans le cas contraire.

t : espacement des armatures transversales.

Les armatures transversales utilisées sont des cadres en T8 avec un espacement qui varie comme suit :

Dans la zone nodale : $t \leq 10$ cm en zone III.

Dans la zone courante : $t \leq \text{Min} (b/2, h/2, 10\emptyset)$ en zone III Où \emptyset est le diamètre minimal des armatures longitudinales du poteau.

II.4.1 Ferrailage des poutres

➤ Armatures longitudinales :

Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section et par référence à la figure (II.7), la section minimale exigée pour chaque nappe est de 3 cm².

Nous avons adopté une section d'armature de

Tableau II.9 Le ferrailage des poutres des deux structures étudiées

	Section adopte aux appuis	Section adopte aux travées	Nombre des barres Aux appuis	Nombre des barres Aux travées
Poutres principales	12.06 cm ²	6.79 cm ²	6HA16	6HA12
poutres secondaires	8.04 cm ²	8.04 cm ²	4HA16	4HA16

➤ Armatures transversales :

La quantité d'armatures transversales minimales est donnée par

$$A_T = 0.003 \times S \times b \quad (II. 22)$$

Nous avons opté pour des cadres en T8 avec un espacement de :

$S \leq (h/4, 12\phi)$ en zone nodale.

$S \leq h/2$ en zone courante.

$S \leq 7.5$ soit $S = 7\text{cm}$ en zone nodale.

$S \leq 15$ soit $S = 15\text{cm}$ en zone courant

II.5 conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre le pré-dimensionnement et le ferrailage des deux modèles (R+3 et R+5). Dans le chapitre suivant on va entamer une autre étape où on va calculer et vérifier les déplacements inter-étages des deux structures, dans le domaine statique linéaire, selon les codes parasismiques cités dans le 1^{er} chapitre. Et une comparaison entre les résultats obtenus aura lieu.

*Chapitre III : Etude et
vérifications des déplacements
inter-étages des modèles étudiés*

inter-étages des modèles étudiés

vérifications des déplacements

Chapitre III : Etude et

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

III.1 Introduction

Les déplacements relatifs latéraux d'un étage par rapport aux étages qui lui sont adjacents doivent respecter des normes imposées par les réglementations parasismiques. Ce déplacement inter-étage exige en effet, un contrôle stricte afin d'assurer la stabilité et la sécurité d'une structure.

Ce paramètre majeur dans la conception et le dimensionnement de structures en zone sismique est proposé par chaque règlement parasismique à travers le monde. Dans ce chapitre le calcul de ce dernier est effectué en utilisant la réglementation en vigueur en Algérie RPA 99 version 2003, l'Eurocode 8 (NF EN 1998-1), l'ASCE 7.02 et enfin l'IBC2000.

Dans ce présent chapitre, le calcul du déplacement inter-étage selon les quatre (04) règlements susmentionnés s'effectue dans le domaine linéaire en utilisant un spectre élastique selon un facteur de comportement R relatif aux deux modèles dimensionnées dans le chapitre précédent. Le travail se décompose en deux parties selon le spectre élastique utilisé. En effet, il varie selon le zonage sismique IIa (modèles implantées dans une zone de moyenne sismicité) puis zone III (modèles implantés dans une zone de forte sismicité).

III.2 Calcul et vérification des déplacements latéraux inter-étages des deux structures modélisées sur zone de moyenne sismicité

Les structures (R+3 et R+5) étudiées dans cette partie du travail sont modélisés avec introduction du spectre de réponse inélastique du RPA99/2003 (figure III. 1), selon :

Le coefficient de comportement $R=5$: portique en béton armé sans remplissage en maçonnerie,

Facteur de qualité : $Q=1$ (aucune pénalité n'est observée pour les six critères donnés),

Site meuble ; S3 ayant une période $T=0.5$,

Groupe d'usage 2 : ouvrage courant (structures à usages d'habitation) : $A=0.15$,

Zone de moyenne sismicité (classée IIa, exemple Tizi-Ouzou),

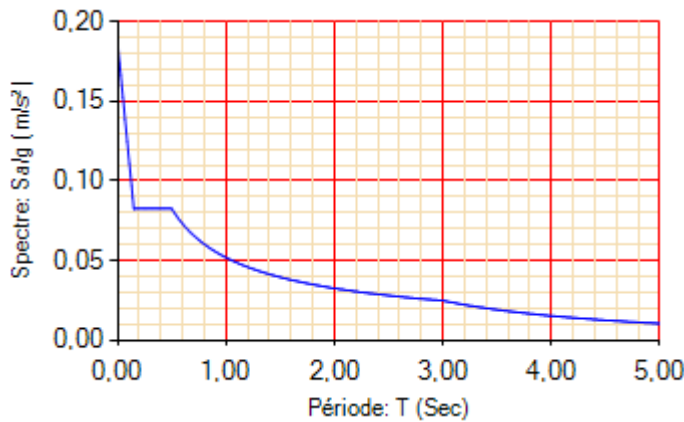


Figure III.1: Spectre de réponse pour la zone de sismicité IIa

III.2.1 Modèle à 4 niveaux (R+3)

III.2.1.1 Limite des déplacements inter-étages selon le RPA 99 version 2003

L'une des vérifications préconisées par le **RPA99 version 2003**[11], concerne les déplacements latéraux inter-étages. En effet selon l'article 5.10 du **RPA99 version 2003**[33], l'inégalité ci-dessous doit nécessairement être vérifiée:

$$\left. \begin{array}{l} \Delta_{kx} \leq \bar{\Delta}_k \\ \text{Et} \\ \Delta_{ky} \leq \bar{\Delta}_k \end{array} \right\} \text{(RPA99/Version2003, Art.5.10)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \Delta_{kx} = \delta_x^k - \delta_x^{k-1} \\ \text{Et} \\ \Delta_{ky} = \delta_y^k - \delta_y^{k-1} \end{array} \right\} \text{(RPA99 / Version 2003, Art. 4.43)}$$

Le déplacement horizontal à chaque niveau "k" de la structure est calculé comme suit :

$$\delta^k = R \delta_{ek} \quad \text{et} \quad \bar{\Delta}_1 = h/100 \quad \text{(RPA99/Version2003, Art.4.43)}$$

R: Coefficient de comportement de la structure.

δ_{ek} : déplacement dû aux forces sismiques F_i (y compris l'effet de torsion)

Δ_{kx} : déplacement relatif du niveau k par rapport à un niveau k-1 dans le sens (x-x)

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

Δ_{ky} : déplacement relatif du niveau k par rapport au niveau k-1 dans le sens y

$\bar{\Delta}_k$: déplacement relatif admissible de niveau k.

δ_{ex}^k déplacement absolu selon x.

δ_{ey}^k : Déplacement absolu selon y.

Avec $\bar{\Delta} = 0.01h_e$

h_e : représente la hauteur de l'étage. (Les déplacements sont pris en mm dans l'étage)

Tableau III.1 Vérification des déplacements inter-étages de la structure (R+3) selon le RPA 99/2003

Niveau	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	R	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	h (mm)	1%h	Ob
Niveau4	9.833	9.066	5	49.165	45.33	8.845	7.795	3060	30.6	C.V
Niveau3	8.064	7.507	5	40.32	37.535	13.72	12.535	3060	30.6	C.V
Niveau2	5.32	5	5	26.6	25	14.235	13.125	3060	30,6	C.V
Niveau1	2.473	2.375	5	12.365	11.875	12.365	11.875	4080	40.8	C.V

III.2.1.2 Limite des déplacements inter-étage calculés selon l'Eurocode8 (NF EN 1998-1)

L'eurocode8 exige la limite suivante qui doit être respecté pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux fixés de manière à ne pas interférer avec les déformations de la structure, ou n'ayant pas d'éléments non structuraux, comme dans notre cas d'étude:

$$d_r \times v \leq 0.01 \times h$$

$$d_r = \Delta \times d_s$$

$$d_s = qd_e \dots\dots\dots (\text{Art4.3.4 EC8})$$

Avec :

d_e : déplacement d'un point du système structural, déterminé par une analyse linéaire basée sur le spectre inélastique de dimensionnement.

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

q : coefficient de comportement. Il dépend de la classification des systèmes de contreventement et de ductilité des structures expliqués précédemment.

$$q = q_0 \times k_w$$

Avec :

$k_w = 1$, dans le cas d'un système de contreventement auto-stable.

$q_0 = 3$, valeur de base du coefficient de comportement, dépendant du type de système structural et de la régularité en élévation donné dans le tableau. 5.1 EC 8

$\alpha_u/\alpha_1 = 1.3$; pour la classe de structure à ductilité moyenne (DCM).

D'où :
$$q = q_0 \times k_w = 3 \times (\alpha_u/\alpha_1) \times K_w = 3 \times 1.3 \times 1 = 3.9$$

d_s : déplacement d'un point du système structural, dû à l'action sismique de calcul;

Δ : Déplacement relatif du niveau k par rapport à un niveau $k-1$ ($\Delta = d_{e(k)} - d_{e(k-1)}$)

d_r : Déplacements (relatifs) de calcul entre étages calculé sur la base des déplacements réels selon l'article (4.3.4).

h : hauteur d'étages (4.08m pour les RDC et 3.06m pour les étages courants, pour nos modèles)

v : coefficient de réduction prenant en compte une plus petite période de retour de l'action sismique associée à l'exigence de limitation des dommages. Ce coefficient est aussi fonction de la catégorie d'importance d'une structure. Dans notre cas, la valeur de v est prise égale à 0.5.

Tableau III.2 Vérification déplacement inter-étage de la structure (R+3) selon EC8

niveau	d_{e_x}	d_{e_y}	q	d_{s_x}	d_{s_y}	v	d_{r_x}	d_{r_y}	$d_{r_x} * v$	$d_{r_y} * v$	h	$0.01h$	Obs
Niv 4	9.833	9.066	3.9	38.348	35.357	0.5	6.899	6.080	3.449	3.040	3060	30.6	CV
Niv 3	8.064	7.507	3.9	31.449	29.277	0.5	10.701	9.777	5.350	4.888	3060	30.6	CV
Niv 2	5.32	5	3.9	20.748	19.5	0.5	11.103	10.237	5.551	5.118	3060	30.6	CV
Niv 1	2.473	2.375	3.9	9.644	9.262	0.5	9.644	9.644	4.822	4.822	4080	40.8	CV

III.2.1.3 Représentation des déplacements inter-étages en fonction de la hauteur d'étage du modèle R+3, calculés et vérifiés selon les deux règlements RPA99/2003 et Eurocode 8.

a) Dans le sens (x-x)

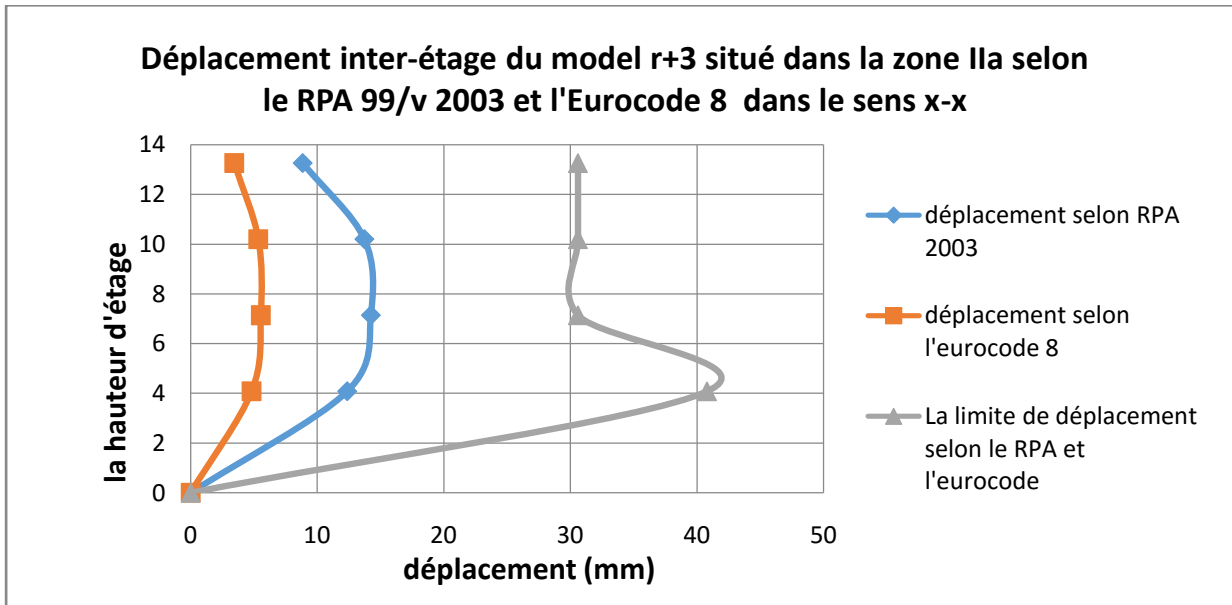


Figure III.2 déplacement- inter étage de model R+3 situer dans la zone II_a selon RPA99/Version 2003 et EC 8 sens x-x

b) Dans le sens (y-y)

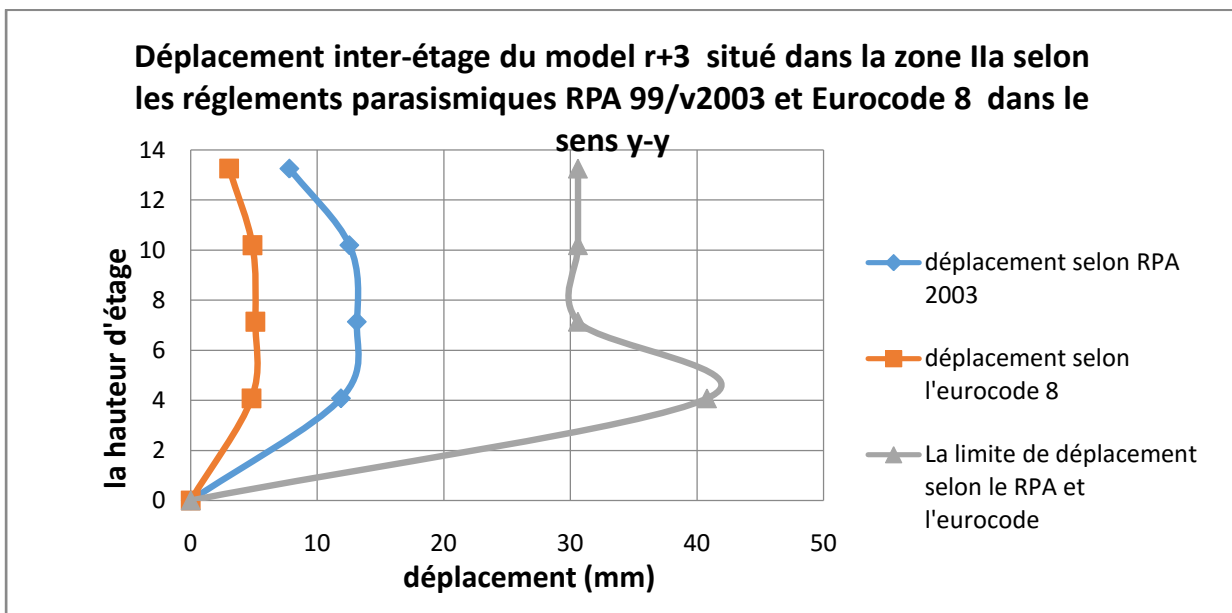


Figure III.3 déplacement- inter étage de model R+3 situer dans la zone II_a selon RPA99/Version 2003 et EC 8 sens y-y

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

➤ Interprétation

Les représentations montrent trois aspects :

Le premier, est que les déplacements inter-étages calculés selon la réglementation parasismique Algérienne sont nettement plus importants (courbes en bleu) que ceux calculés selon la réglementation Européenne (EC8) (courbe en orange).

En effet, on constate un déplacement relatif maximum de 14.23 mm (au niveau 2 de la structure) selon le sens x-x et de 13.125 mm dans le sens (y-y) (au niveau 3 du modèle). Contrairement au déplacement calculé selon la norme EC8 qui donne aux mêmes niveaux de la structure des déplacements moins importants de 5.551 mm et 5.118 mm pour les sens x-x et y-y, respectivement.

Ceci est dû à la méthodologie de calcul du RPA99/2003 multipliant la différence des déplacements entre étages par le coefficient de comportement ($R=5$ dans notre cas), alors que la réglementation EC8 multiplie par un coefficient réducteur lié au zonage sismique (zone de moyenne sismicité $v=0.5$) plus un coefficient ($q=3.9$) lié au comportement de la structure.

Le second aspect est la différence apparue entre les courbes de déplacements les sens xx et (y-y). On constate que dans le sens xx les déplacements sont légèrement plus importants que dans le sens (y-y). Ceci est dû à la longueur des travées dans le sens (y-y) égales à 5m au lieu de 4m dans le sens xx, ce qui donne un rapport hauteur sur longueur plus important dans le sens xx qui est de ce fait plus souple que le sens (y-y).

En troisième lieu, la discussion porte sur les limites de déplacement à ne pas dépasser données par ces mêmes règlements. On constate que ce modèle R+3 (à 4 niveaux) implanté en zone de moyenne sismicité vérifie les limites de déplacement inter-étages imposées par le RPA99/2003 et l'Eurocode 8. En effet, les deux réglementations (RPA99/2003 et EC8 (NF EN 1998-1)) limitent les déplacements inter-étage à 1% de la hauteur d'étage.

Ainsi, selon les deux sens x-x et y-y le déplacement limite correspondant au déplacement maximum calculé pour le modèle est de 30.6 mm (correspondants à une hauteur d'étage de 3.06 m), ce qui positionne notre modèle (à 4 niveaux) dans la sécurité vis-à-vis de ces deux règlements (RPA99/2003 et Eurocode 8).

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

III.2.1.4 Limite de déplacement inter-étage selon le Code Américain (ASCE 7.02)

Le règlement Américain ASCE 7.02 exige la limite suivante où le déplacement inter-étage maximale d'une structure isolée calculée par analyse du spectre de réponse ne doit pas dépasser $0.015h_{sx}$.

h_{sx} : la hauteur de l'étage sous le niveau x

$$x = (h_x - h_{x-1})$$

h_x : la hauteur au-dessus du niveau de base respectivement

Le déplacement doit être calculé à l'aide de l'équation.

$$\delta x = \frac{c_d \times \delta_{xe}}{I_e} \quad (\text{l'équation 9.5.5.7.1 L'ASCE 7-02})$$

δx : Dérive totale d'un étage (mm)

δ_{xe} : Flèche à l'emplacement requis, déterminée par une analyse élastique (mm)

I_e : Facteur d'importance selon le Tableau (9.1.4)

c_d : Facteur d'amplification de la flèche selon le Tableau (9.5.2.2)

R_1 : coefficient numérique lié au type de système de résistance aux forces latérales au-dessus du système d'isolation.

Remarque : le facteur c_d doit être égal au Facteur R_1 définis dans l'article (9.13.3.4.2).

Ce dernier doit être basé sur le type de système résistant à la force utilisé pour la structure ci-dessus doit être de trois huitièmes de la valeur R donnée dans le tableau (9.5.2.2) avec une borne supérieure de valeur qui ne dépasse pas 2,0 et une valeur limite inférieure ne dépassant pas 1,0.

$$c_d = R_1 = 3/8 \times R = 3/8 \times 3 = 1.125$$

I_e : Facteur d'importance selon le Tableau (9.1.4). Il est défini d'après le type de zone sismique.

$$\text{Zone de moyenne sismicité (comme dans notre cas IIa)} \Rightarrow I_e = 1.25$$

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

Tableau III.3 Vérification des déplacements inter-étage de la structure (R+3) selon ASCE 7.02

Niveau	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	c_d	I_e	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	δx (mm)	δy (mm)	hsx (mm)	0.01 5 hsx	b
Niv4	9.833	9.066	1.125	1.25	1.769	1.559	1.5921	1.4031	3060	45.9	C.V
Niv3	8.064	7.507	1.125	1.25	2.744	2.507	2.4696	2.2563	3060	45,9	C.V
Niv2	5.32	5	1.125	1.25	2.847	2.625	2.5623	2.3625	3060	45,9	C.V
Niv1	2.473	2.375	1.125	1.25	2.473	2.375	2.2257	2.1375	4080	61.2	C.V

III.2.1.5 Limite des déplacements inter-étage selon le Code Américain IBC2000

Le règlement IBC2000 exige la limite de 0.015 hsx qui ne doit pas être dépassé, sachant que le déplacement relatif entre étage est calculé comme suit :

hsx : la hauteur de l'étage sous le niveau x

le déplacement doit être calculé à l'aide de l'équation.

$$\delta x = \frac{c_d \times \delta_{xe}}{I_e} \quad (\text{équation 16-46 de l'IBC 2000})$$

δx : Dérive totale d'un étage (mm)

δ_{xe} : Flèche à l'emplacement requis, déterminée par une analyse élastique (mm)

I_e : Facteur d'importance selon le Tableau (1604.5.)

c_d : Facteur d'amplification de la flèche selon le Tableau (16.17.6)

R_I : coefficient numérique lié au type de système de résistance aux forces latérales au-dessus du système d'isolation

Remarque : le facteur c_d doit être égal au Facteur R_I défini dans l'article (16.23.2.5.2) du règlement IBC2000. Ce facteur R_I doit être basé sur le type de système résistant à la force utilisé, pour la structure ci-dessus il doit être égal à 3/8 de la Valeur R donnée dans le tableau (1617.6) avec une borne supérieure de valeur qui ne doit pas dépasser 2,0 et une valeur limite inférieure ne dépasse pas 1,0.

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

Avec :

$$c_d = R_I = 3/8 \times R = 3/8 \times 3 = 1.125$$

$$0.015hs_x = 0.015 \times 3060 = 45.9 \text{ mm}$$

I_e : Facteur d'importance selon le Tableau (9.1.4 du règlement IBC2000). Il est défini d'après le type de zone sismique.

Zone de moyenne sismicité (comme dans notre cas Zone IIa) $\Rightarrow I_e = 1.25$

Tableau III.4 Vérification des déplacements inter-étage de la structure (R+3) selon IBC 2000

Niveau	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	c_d	I_e	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	δx (mm)	δy (mm)	hsx (mm)	0.015 hsx	Ob
Niv4	9.833	9.066	1.125	1.25	1.769	1.559	1.5921	1.4031	3060	45.9	C.V
Niv3	8.064	7.507	1.125	1.25	2.744	2.507	2.4696	2.2563	3060	45,9	C.V
Niv2	5.32	5	1.125	1.25	2.847	2.625	2.5623	2.3625	3060	45,9	C.V
Niv1	2.473	2.375	1.125	1.25	2.473	2.375	2.2257	2.1375	4080	61.2	C.V

III.2.1.6 Représentation des déplacements inter-étages en fonction de la hauteur d'étage du modèle R+3, calculés et vérifiés selon les deux règlements ASCE7-02 et IBC2000

a) Dans le sens (x-x)

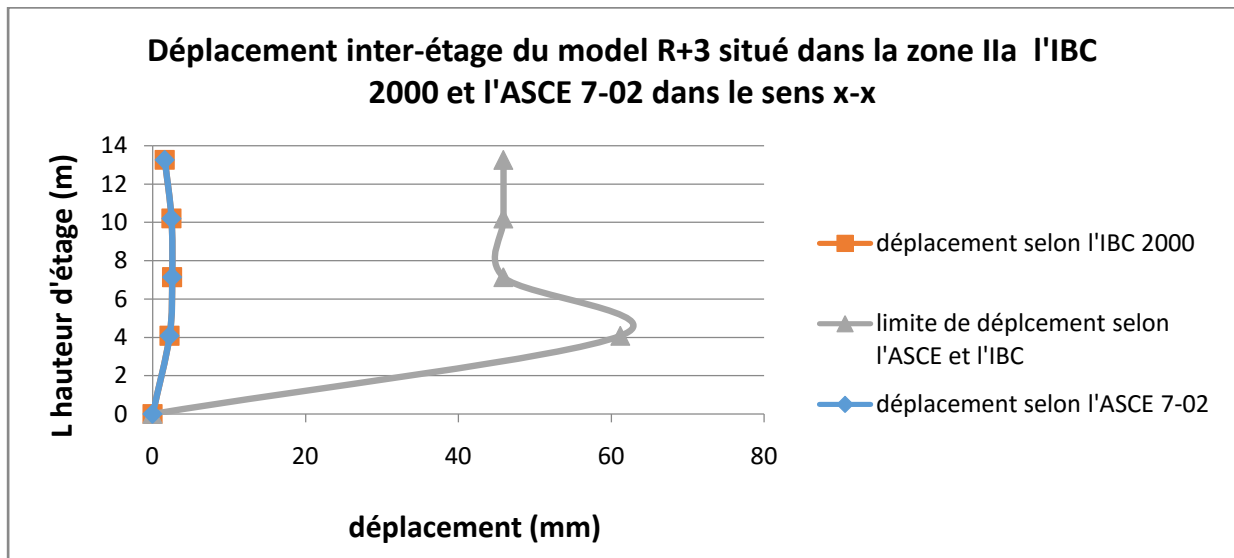


Figure III.4 déplacement- inter étage de modèle R+3 situé dans la zone II_a selon IBC2000 et ASCE 7-02 sens x-x

b) Dans le sens (y-y)

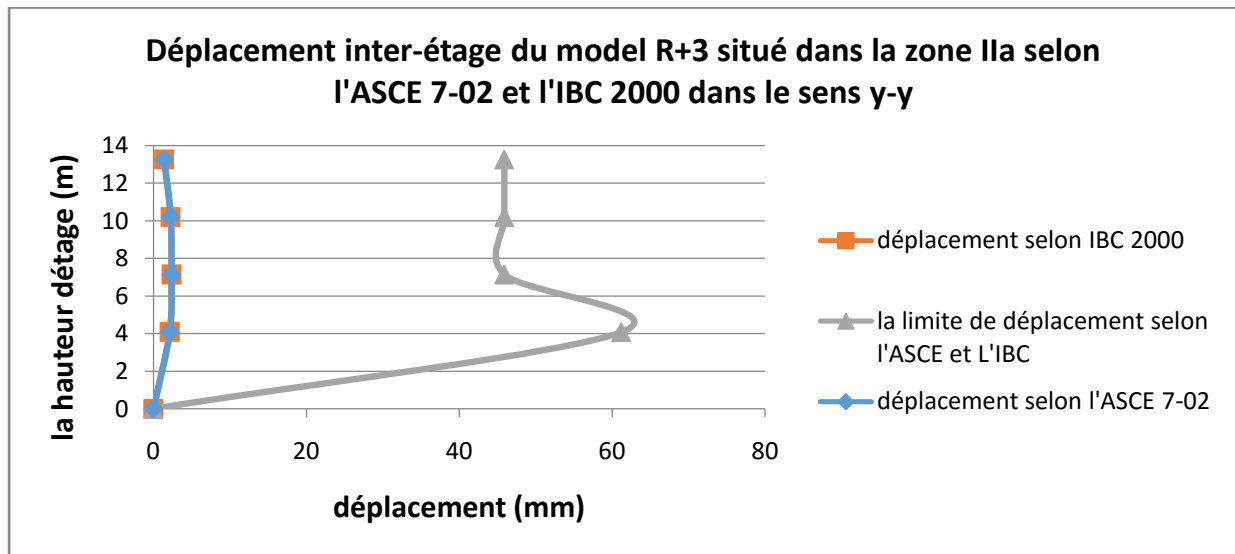


Figure III.5 déplacement- inter étage de modèle R+3 situé dans la zone II_a selon IBC2000 et ASCE 7-02 sens y-y

➤ Interprétation

Dans les deux figures ci-dessus, on remarque que :

- Les déplacements maximums atteints se retrouvent au niveau 2 du modèle (à une hauteur de 7.14m), selon les deux sens (x-x) et (y-y),
- Les courbes de déplacements calculées selon les deux réglementations américaines sont parfaitement identiques dans les deux sens xx et yy,
- Les déplacements sont vérifiés dans les deux sens pour les deux règlements ASCE et IBC.

III.2.1 .7 Conclusion partielle 1

Concernant l'étude du déplacement inter-étages du modèle à 4 niveaux, implanté sur zone de moyenne sismicité, les conclusions suivantes apparaissent :

- Les déplacements sont toujours vérifiés quel que soit le règlement utilisé,
- Les déplacements maximum de ce modèle apparaissent toujours au niveau 2 (niveau intermédiaire),
- Les déplacements sont plus légèrement plus importants dans le sens xx par rapport au sens yy, du fait de la différence liée à la longueur des travées dans les deux sens,

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

- Les deux règlements Américain ASCE et IBC donnent les mêmes valeurs de calcul des déplacements,
- En comparant les déplacements calculés selon les quatre règlements, on constate que les deux règlements Américain sont ceux qui donnent les valeurs de déplacement les plus faibles,
- Les limites des déplacements à respecter dictées par le règlement parasismique Algérien sont comparables à celles de l'Eurocode, mais reste plus conservatives comparativement aux deux règlements Américains étudiés.

III.2.2 Modèle à 6 niveaux (R+5)

III.2.2.1 Limite des déplacements inter-étages selon le RPA 99 version 2003

Tableau III.5 Vérification des déplacements inter-étages de la structure (R+5) selon le RPA 99/2003

Niveaux	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	R	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	H (mm)	1%h	Ob
Niv6	15.413	14.578	5	77.065	72.89	7.45	7.015	3060	30.6	C.V
Niv5	13.923	13.175	5	69.615	65.875	13.43	12.8	3060	30.6	C.V
Niv4	11.237	10.615	5	56.185	53.075	13.365	12.435	3060	30.6	C.V
Niv3	8.564	8.128	5	42.82	40.64	15.735	14.79	3060	30.6	C.V
Niv2	5.417	5.17	5	27.085	25.85	14.305	13.445	3060	30,6	C.V
Niv1	2.556	2.481	5	12.78	12.405	12.78	12.405	4080	40,8	C.V

III.2.2.2 Limite des déplacements inter-étages selon l'Eurocode 8(NF ...)

Tableau III.6 Vérification des déplacements inter-étages de la structure (R+5) selon EC8

Niveau	d_{ex} (mm)	d_{ey} (mm)	q	ds_x (mm)	ds_y (mm)	v	dr_x (mm)	dr_y (mm)	dr_x*v (mm)	dr_y*v (mm)	h mm	0.01h (mm)	Ob
Niv 6	15.413	14.578	3.9	60.110	56.854	0.5	5.811	5.471	2.905	2.735	3060	30.6	CV
Niv 5	13.923	13.175	3.9	54.299	51.382	0.5	10.475	9.984	5.237	4.992	3060	30.6	CV
Niv 4	11.237	10.615	3.9	43.824	41.398	0.5	10.424	9.699	5.212	4.849	3060	30.6	CV
Niv 3	8.564	8.128	3.9	33.399	31.699	0.5	12.273	11.536	6.136	5.768	3060	30.6	CV

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

Niv 2	5.417	5.17	3.9	21.126	20.163	0.5	11.157	10.487	5.578	5.243	3060	30.6	CV
Niv 1	2.556	2.481	3.9	9.968	9.675	0.5	9.968	9.675	4.984	4.837	4080	30.6	CV

III.2.2.3 Représentation des déplacements inter-étages en fonction de la hauteur d'étage du modèle R+5, calculés et vérifiés selon les deux règlements RPA99/2003 et Eurocode 8

a) Dans le sens (x-x)

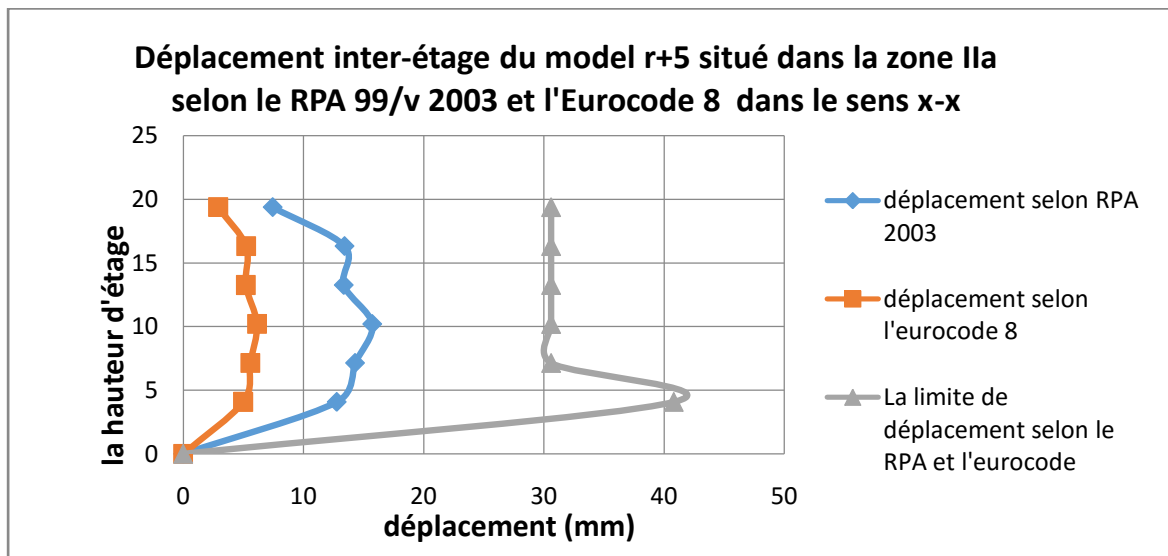


Figure III.6 déplacement- inter étage de model R+5 situer dans la zone II_a selon RPA99/Version 2003 et EC 8 sens x-x

b) Dans le sens (y-y)

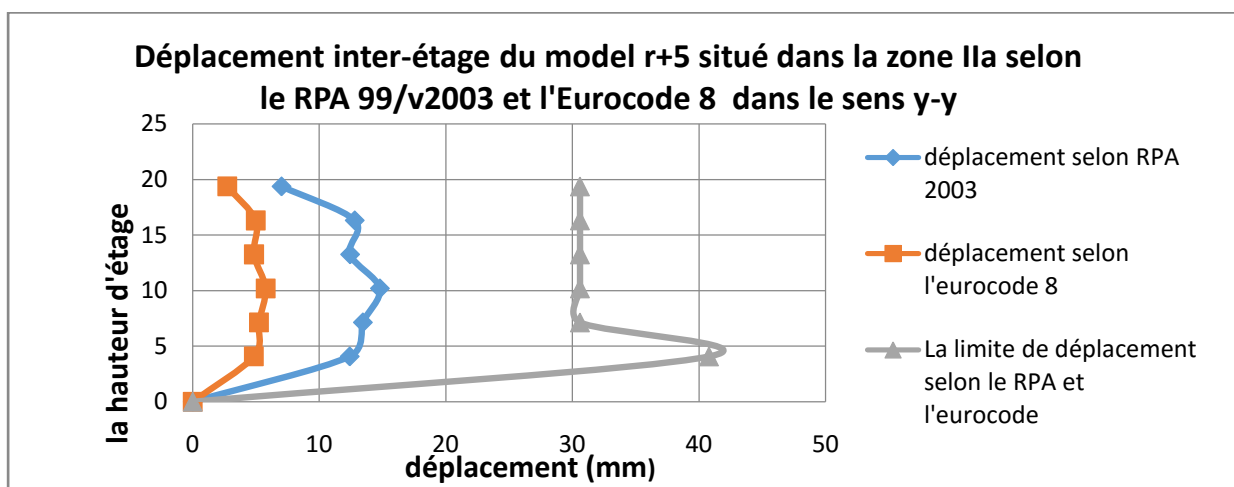


Figure III.7 déplacement- inter étage de model R+5 situer dans la zone II_a selon RPA99/Version 2003 et EC 8 sens y-y

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

➤ Interprétation

Selon les représentations relatives au modèle à 6 niveaux implanté en zone de moyenne sismicité, étudiées avec la réglementation RPA99/2003 et Eurocode 8, on constate en premier lieu, que dans les deux sens xx et yy les courbes de déplacements inter étages ont la même allure.

Le déplacement maximum est atteint au niveau 3 du modèle (étage intermédiaire), avec une valeur de 15.73 mm et 14.79 mm dans les deux sens x-x et y-y respectivement, avec des valeurs légèrement plus importants dans le sens xx par rapport au sens y-y,

On remarque aussi que les déplacements sont vérifiés pour les deux méthodes de calcul utilisés, avec des valeurs de déplacements beaucoup plus grands pour la réglementation RPA en comparaison avec le règlement EC8, avec un écart maximum (au niveau 3 dans le sens xx) de 14.16 mm,

III.2.2.4 Limite de déplacement inter-étage selon le code Américain (ASCE 7.02)

Tableau III.7 Vérification des déplacements inter-étage de la structure (R+5) selon ASCE 7.02

Niveau	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	c_d	I_e	δx (mm)	δy (mm)	hsx (mm)	0.015 hsx	Ob
Niv6	15.413	14.578	1.49	1.403	1.125	1.25	1.341	1.262	3060	45.9	C.V
Niv5	13.923	13.175	2.686	2.56	1.125	1.25	2.417	2.304	3060	45.9	C.V
Niv 4	11.237	10.615	2.673	2.487	1.125	1.25	2.405	2.238	3060	45.9	C.V
Niv 3	8.564	8.128	3.147	2.958	1.125	1.25	2.832	2.662	3060	45,9	C.V
Niv2	5.417	5.17	2.861	2.689	1.125	1.25	2.574	2.420	3060	45,9	C.V
Niv1	2.556	2.481	2.556	2.481	1.125	1.25	2.300	2.232	4080	61.2	C.V

III.2.2.5 Limite de déplacement inter-étage selon le Code Américain (IBC2000)

Tableau III.8 Vérification des déplacements inter-étage de la structure (R+5) selon IBC

Niveau	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	c_d	I_e	δx (mm)	δy (mm)	hsx (mm)	0.015 hsx	Ob
Niv 6	15.413	14.578	1.49	1.403	1.125	1.25	1.341	1.262	3060	45.9	C.V
Niv 5	13.923	13.175	2.686	2.56	1.125	1.25	2.417	2.304	3060	45.9	C.V

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

Niv 4	11.237	10.615	2.673	2.487	1.125	1.25	2.405	2.238	3060	45.9	C.V
Niv 3	8.564	8.128	3.147	2.958	1.125	1.25	2.832	2.662	3060	45.9	C.V
Niv2	5.417	5.17	2.861	2.689	1.125	1.25	2.574	2.420	3060	45.9	C.V
Niv1	2.556	2.481	2.556	2.481	1.125	1.25	2.300	2.232	4080	61.2	C.V

III.2.1.6 Représentation des déplacements inter-étages en fonction de la hauteur d'étage du modèle R+5, calculés et vérifiés selon les deux règlements ASCE7-02 et IBC2000

a) Dans le sens (x-x)

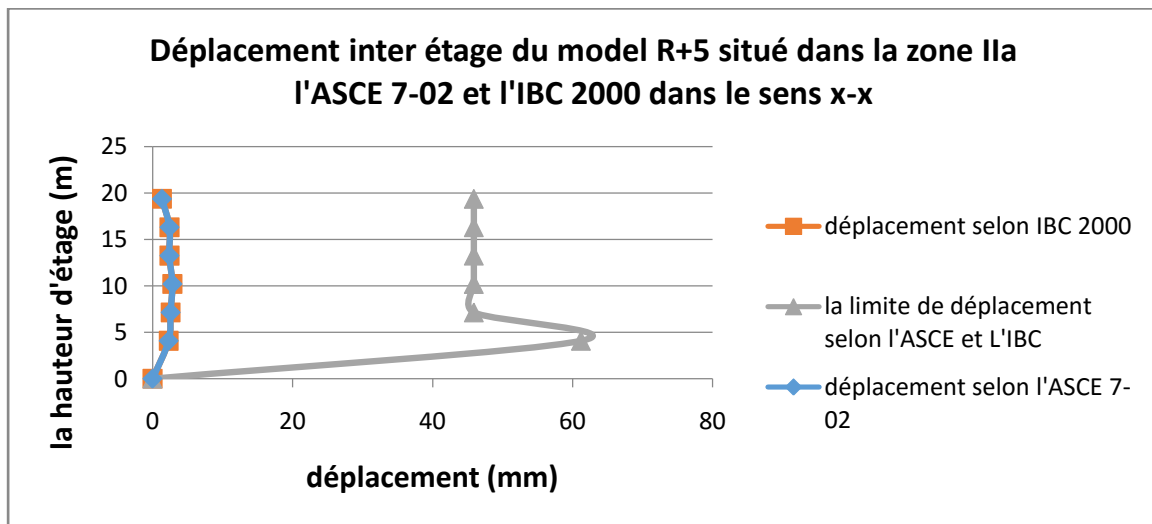


Figure III.8 déplacement- inter étage de model R+5 situer dans la zone II_a selon IBC2000 et ASCE 7-02 sens x-x

b) Dans le sens (y-y)

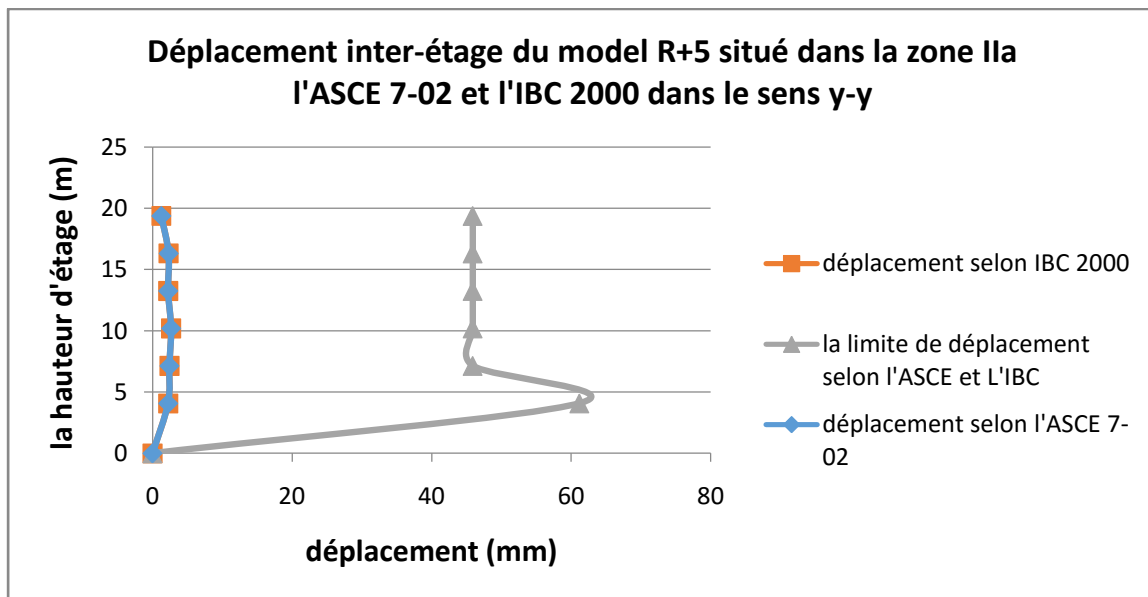


Figure III.9 déplacement- inter étage de model R+5 situer dans la zone II_a selon IBC2000 et ASCE 7-02 sens y-y

➤ Interprétation

D'après les deux représentations ci-dessus, on constate que le modèle R+5 implanté dans la zone IIa subit les mêmes déplacements selon les calculs effectués suivant les deux codes Américain IBC 2000 et l'ASCE 7-02.

Le déplacement inter-étage maximal est de 2.83 mm dans le sens xx, il est observé à l'étage intermédiaire 3 de la structure.

Tous les déplacements relatifs inter-étages sont largement vérifiés selon les deux réglementations Américaines (ASCE et IBC),

III.2.2.7 Conclusion partielle 2

Le travail effectué sur le modèle à 6 niveaux implanté en zone de sismicité modérée nous amènes aux conclusions suivantes :

- . Tous les déplacements inter-étages sont vérifiés quel que soit le règlement utilisé,
- . Les déplacements calculés par la méthode du RPA99/2003 donne toujours des valeurs plus importantes que celles calculées par les trois autres règlements. A noter aussi, que l'ASCE et l'IBC donnent les déplacements les plus petits.

N.B : Vu que les déplacements inter-étages des deux modèles implantés en zone de moyenne sismicité sont toujours vérifiés selon les quatre règlements utilisés, nous allons dans

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

la suite de ce chapitre refaire le même travail en zone de sismicité plus importante, afin de voir si les déplacements inter-étage sont toujours vérifiés ou pas.

III.3 Calcul et vérification des déplacements latéraux inter- étages des deux structures modélisées sur zone de forte sismicité

Les structures (R+3 et R+5) étudiées dans cette partie du travail sont modélisés avec introduction du spectre de réponse inélastique du RPA99/2003 (figure III. 10), selon :

Le coefficient de comportement $R=5$: portique en béton armé sans remplissage en maçonnerie,

Facteur de qualité : $Q=1$ (aucune pénalité n'est observée pour les six critères donnés),

Site meuble ; S3 ayant une période $T=0.5$,

Groupe d'usage 2 : ouvrage courant (structures à usages d'habitation) : $A=0.25$,

Zone de forte sismicité (classée III, exemple Boumerdès),

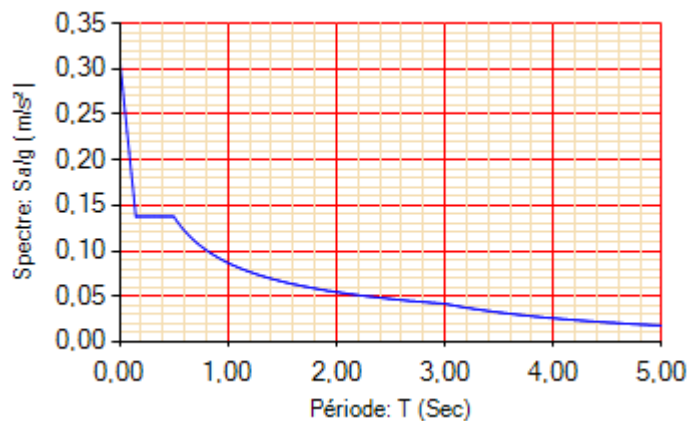


Figure III.10 Spectre de réponse pour une zone de forte sismicité

III.3.1 Modèle à 4 niveaux (R+3)

III.3.1.1 Limite de déplacement inter-étage selon le RPA 99 version 2003

Tableau III.9 Vérification des déplacements inter-étage du modèle à 4 niveaux (R+3) selon la réglementation Algérienne RPA99/2003.

Niveau	$\delta_{ex}(mm)$	$\delta_{ey}(mm)$	R	$\delta_{ex}^k (mm)$	$\delta_{ey}^k (mm)$	$\Delta_x (mm)$	$\Delta_y (mm)$	h(mm)	1%h	Ob
Niv 4	16.369	15.226	5	81.845	76.13	14.72	13.095	3060	30.6	C.V
Niv 3	13.425	12.607	5	67.125	63.035	22.845	21.055	3060	30.6	C.V

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

Niv 2	8.856	8.396	5	44.28	41.98	23.7	22.06	3060	30,6	C.V
Niv 1	4.116	3.984	5	20.58	19.92	20.58	19.92	4080	40,8	C.V

III.3.1.2 Limite du déplacement inter-étage selon l'Eurocode8 (NF EN 1998-1)

La valeur du coefficient de réduction v , donné par la réglementation Eurocode8 peut être défini d'après les zones sismiques d'un pays. L'ouvrage est implanté dans une zone sismique de catégorie III (Forte sismicité) donc $v = 0.4$ (selon l'article 4.4.3.2)

Tableau III.10 Vérification des déplacements inter-étage du modèle à 4 niveaux (R+3) selon la réglementation Eurocode 8.

niveau	d_{e_x} mm	d_{e_y} mm	q	d_{s_x} mm	d_{s_y} mm	v	d_{r_x} mm	d_{r_y} mm	$d_{r_x} * v$ mm	$d_{r_y} * v$ mm	h mm	$0.01h$ mm	Obs
Niv 4	16.369	15.226	3.9	63.839	59.381	0.4	11.481	10.214	4.592	4.085	3060	30.6	CV
Niv 3	13.425	12.607	3.9	52.357	49.167	0.4	17.819	16.422	7.127	6.569	3060	30.6	CV
Niv 2	8.856	8.396	3.9	34.538	32.744	0.4	18.486	17.206	7.394	6.882	3060	30.6	CV
Niv 1	4.116	3.984	3.9	16.052	15.537	0.4	16.052	15.537	6.420	6.215	4080	30.6	CV

III.3.1.2 Représentation des déplacements inter-étages en fonction de la hauteur d'étage du modèle R+3, calculés et vérifiés selon les deux règlements RPA99/2003 et Eurocode 8

a) Dans le sens (x-x)

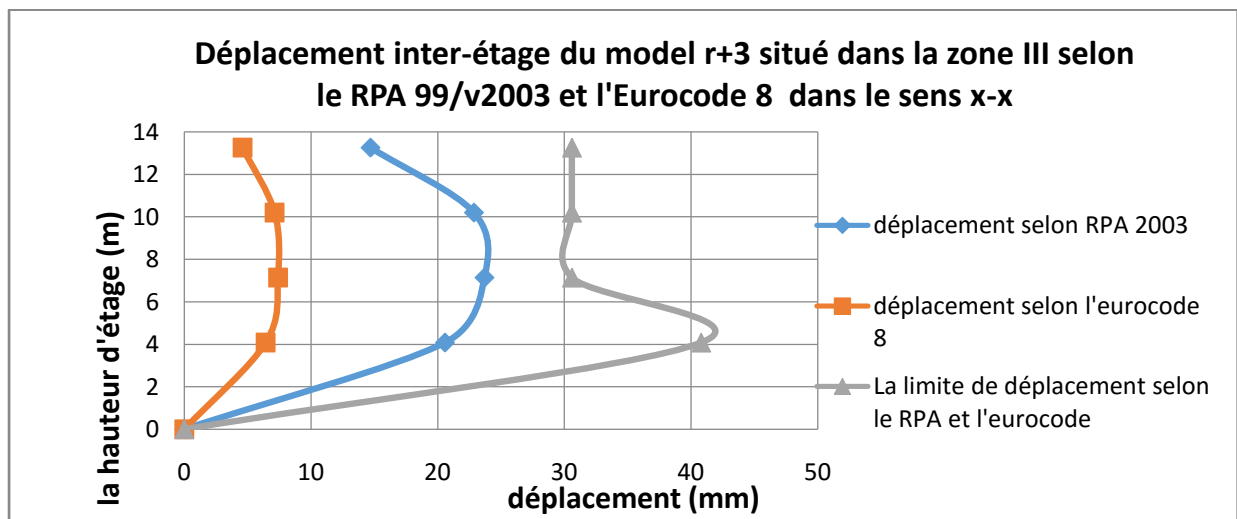


Figure III.11 déplacement- inter étage de model R+3 situer dans la zone III selon RPA99/Version 2003 et EC 8 sens x-x

b) Dans le sens (y-y)

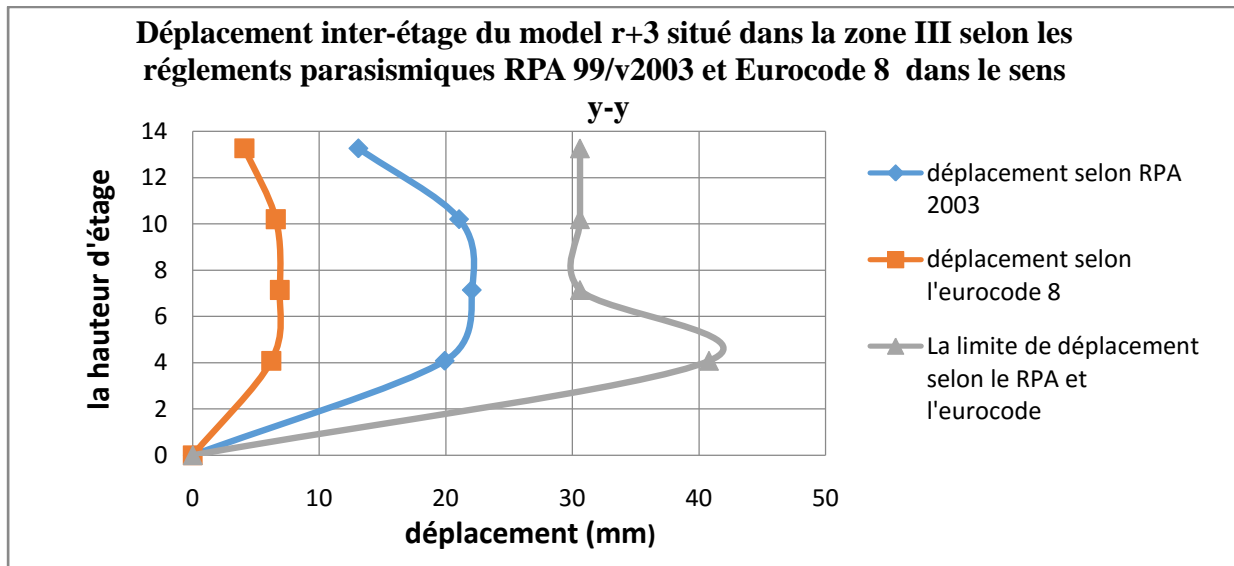


Figure III.12 déplacement- inter étage de modèle R+3 situé dans la zone III selon RPA99/Version 2003 et EC 8 sens y-y

➤ Interprétation

Les représentations montrent trois aspects :

Le premier, est que les déplacements inter-étages calculés selon la réglementation parasismique Algérienne sont nettement plus importants (courbes en bleu) que ceux calculés selon la réglementation Européenne (EC 8).

En effet, on constate un déplacement relatif maximum (au niveau 2 de la structure) selon les deux sens x-x et y-y est de 23.7 mm et de 22.06 mm, respectivement.

Contrairement au déplacement calculé selon la norme EC8 qui donne au même niveau de la structure des déplacements beaucoup moins importants de 7.394 mm et 6.882mm pour les sens x-x et y-y, respectivement.

Cette différence est due à la méthodologie de calcul du déplacement inter-étage dictée par ces deux réglementations. En effet, le RPA99/2003 préconise de multiplier la différence entre le déplacement de deux successifs par le facteur de comportement lié à la structure (dans notre cas, structure en portique de béton armé sans remplissage en maçonnerie, $R=5$). Par contre, l'Eurocode exige de multiplier cette différence de déplacement inter-étage par deux coefficients un coefficient lié au zonage sismique (zone de forte sismicité $v=0.4$) et l'autre ($q=3.9$) lié au comportement de la structure

Le second aspect est lié à la légère différence entre les déplacements selon les deux sens x-x et y-y. En effet, on remarque que les déplacements dans le sens x-x sont légèrement plus importants que dans le sens y-y. Cette différence est liée à la longueur des travées de 5m dans

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

le sens y-y rendant ainsi ce sens moins rigide que le sens x-x où les travées ont une longueur de 4m.

Le dernier aspect à discuter est celui lié aux limites de déplacement à ne pas dépasser données par ces mêmes règlements. On constate que ce modèle R+3 (à 4 niveaux) vérifie les limites de déplacement inter-étages imposées par le RPA99/2003 et l'Eurocode 8.

En effet, les deux réglementations (RPA99/2003 et EC8 (NF EN 1998-1)) limitent les déplacements inter-étage à 1% de la hauteur d'étage.

Ainsi, selon les deux sens x-x et y-y le déplacement limite correspondant au déplacement maximum calculé pour le modèle est de 30.6 mm, ce qui positionne notre modèle (à 4 niveaux) dans la sécurité vis-à-vis de ces deux règlements (RPA99/2003 et Eurocode 8).

III.3.1.4 Limite de déplacement inter-étage selon le Code Américain (ASCE 7.02)

Les changements apportés pour ce code ASCE7.02 concernant la zone de forte sismicité sont :

$$c_d = R_I = 3/8 \times R = 3/8 \times 3 = 1,125$$

$$I_e = 1.5$$

$$0.015h_{sx} = 0.015 \times 3000 = 45\text{mm}$$

Tableau III.11 Vérification déplacement inter-étage de la structure (R+3) selon ASCE 7.02

Niveau	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	c_d	I_e	δx (mm)	δy (mm)	hsx (mm)	0.015 hsx	Ob
Niv4	16.36 9	15.226	2.944	2.619	1.125	1.5	2.208	1.964	3060	45.9	C.V
Niv3	13.42 5	12.607	4.569	4.211	1.125	1.5	3.426	3.158	3060	45,9	C.V
Niv2	8.856	8.396	4.74	4.412	1.125	1.5	3.555	3.309	3060	45,9	C.V
Niv1	4.116	3.984	4.116	3.984	1.125	1.5	3.087	2.988	4080	61.2	C.V

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

III.3.1.5 Limite des déplacements inter-étage selon le Code Américain IBC2000

Le calcul s'effectue comme explicité dans la première partie relative à l'implantation sur zone de moyenne sismicité en tenant compte des changements suivants :

Remarque : le facteur c_d doit être égal au Facteur R_I défini dans l'article (16.23.2.5.2) du règlement IBC2000. Ce facteur R_I doit être basé sur le type de système résistant à la force utilisé, pour la structure ci-dessus il doit être égal à $3/8$ de la Valeur R donnée dans le tableau (1617.6) avec une borne supérieure de valeur qui ne doit pas dépasser 2,0 et une valeur limite inférieure ne dépasse pas 1,0.

Avec

$$c_d = R_I = 3/8 \times R = 3/8 \times 3 = 1.125$$

$$I_e = 1.5 \text{ (pour la zone de forte sismicité)}$$

Tableau III.12. Vérification déplacement inter-étage de la structure (R+3) selon IBC 2000

Niveau	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	c_d	I_e	δx (mm)	δy (mm)	hsx (mm)	0.015 hsx	Ob
Niv4	16.369	15.226	2.944	2.619	1.125	1.5	2.208	1.964	3060	45,9	C.V
Niv3	13.425	12.607	4.569	4.211	1.125	1.5	3.426	3.158	3060	45,9	C.V
Niv2	8.856	8.396	4.74	4.412	1.125	1.5	3.555	3.309	3060	45,9	C.V
Niv1	4.116	3.984	4.116	3.984	1.125	1.5	3.087	2.988	4080	61.2	C.V

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiés

III.3.1.6 Représentation des déplacements inter-étages en fonction de la hauteur d'étage du modèle R+3, calculés et vérifiés selon les deux règlements ASCE 7.02 et IBC2000

a) Dans le sens (x-x)

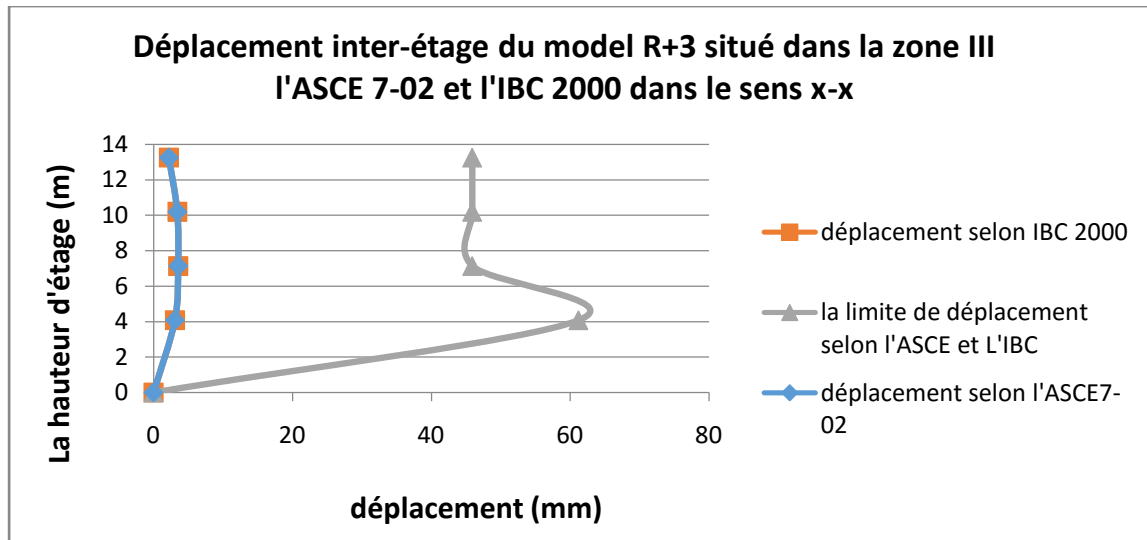


Figure III.13 déplacement- inter étage de model R+3 situer dans la zone III selon IBC2000 et ASCE 7-02 sens x-x

b) Dans le sens (y-y)

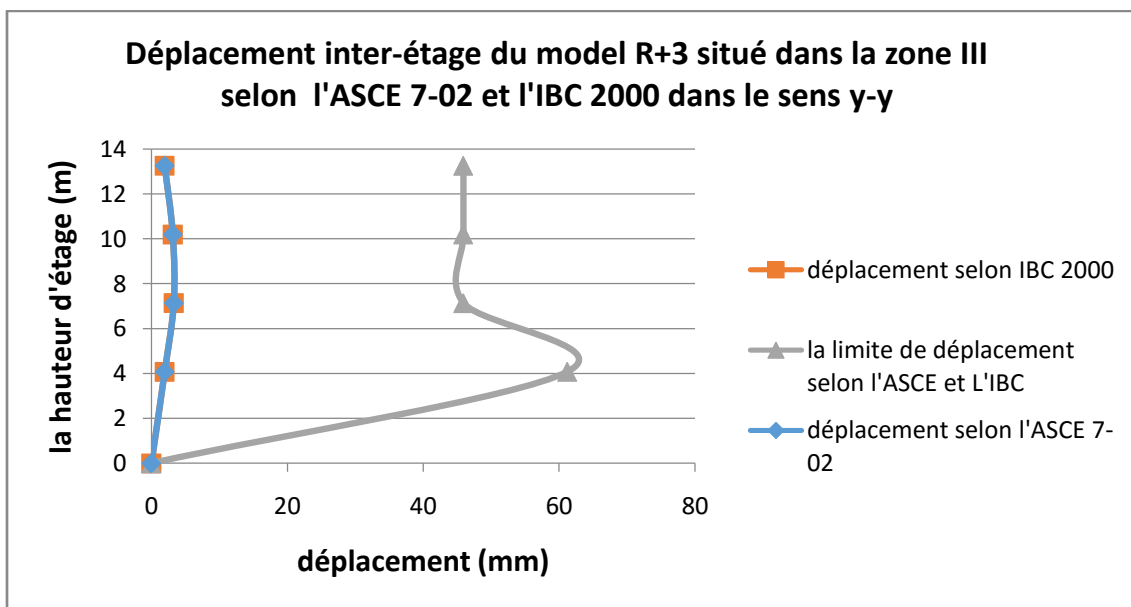


Figure III.14 déplacement- inter étage de model R+3 situer dans la zone III selon IBC2000 et ASCE 7-02 sens y-y

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

➤ **Interprétation**

En premier lieu, on constate d'après les deux représentations relatives aux déplacements selon les deux sens x-x et y-y, que le modèle R+3 implantée en zone de forte sismicité les mêmes déplacements pour les deux codes Américains IBC 2000 et l'ASCE 7-02.

De plus, il est constaté que le déplacement maximum est observé au niveau 2 de la structure. En effet, celle-ci subit un déplacement de 3.55 mm et de 3.3 mm selon les sens x-x et y-y respectivement.

En second lieu, on remarque que la structure à 4 niveau subit des déplacements nettement inférieur aux limites exigées par ces deux même règlement, selon les deux sens x-x et y-y. En effet, on remarque un déplacement limite 45.9 mm correspondant au niveau 2 de la structure, ce qui est largement supérieur aux déplacements calculés.

III.3.1.7 Conclusion partielle 3

Dans cette étude relative aux calculs et vérifications des déplacements inter-étages du modèle à 4 niveaux (R+3) implanté en zone de forte sismicité, les conclusions apportées dans cette partie sont les suivantes :

- Le calcul des déplacements selon les règlements IBC et ASCE donnent des courbes semblables car il y a une semblance dans la méthodologie adoptée.
- Les courbes de déplacement effectuées selon les deux règlements RPA99/2003 et Eurocode sont identiques, malgré une méthodologie de calcul différentes.
- Le calcul des déplacements selon l'ASCE et l'IBC donnent les plus petites valeurs en comparaison avec les deux autres règlements.
- Le déplacement inter-étages maximal se retrouve au niveau 2, selon les quatre règlements utilisés.
- Les limitations fixés par les quatre règlements se localisent au niveau 1 de la structure avec une limite maximale de 40.8mm pour les deux règlements RPA99/2003 et l'Eurocode 8 et de 61.2mm pour l'IBC2000 et ASCE7-02. Ces limites dépendent de la hauteur du niveau d'étage de la structure qui est plus importante au niveau 1 de nos modèles (4.08m),
- En comparant les courbes des limites en déplacement inter-étage des deux règlements RPA99/2002 et Eurocode8, on constate qu'ils sont plus exigeants que celles des deux règlements Américains ASCE7-02 et IBC2000.

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

- Tous les déplacements relatifs entre étages sont vérifiés pour les quatre règlements étudiés.

III.3.2 Modèle à 6 niveaux (R+5) implanté dans une zone de forte sismicité

La méthodologie de calcul est explicité ci-avant. Dans ce qui suit, les résultats des déplacements sont donnés directement sous forme de tableaux et courbes.

III.3.2.1 Limite du déplacement inter-étage selon le RPA 99 version 2003

Tableau III.13 Vérification des déplacements inter-étage de la structure (R+5) selon (RPA 99/2003)

Niveau	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	R	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	H (mm)	1%h	Ob
Niv 6	25.687	24.272	5	128.435	121.36	12.41	11.685	3060	30.6	C.V
Niv 5	23.205	21.935	5	116.025	109.675	22.38	22.85	3060	30.6	C.V
Niv 4	18.729	17.673	5	93.645	86.825	22.28	19.165	3060	30.6	C.V
Niv 3	14.273	13.532	5	71.365	67.66	26.23	24.625	3060	30.6	C.V
Niv 2	9.027	8.607	5	45.135	43.035	23.84	22.385	3060	30,6	C.V
Niv 1	4.259	4.13	5	21.295	20.65	21.295	20.65	4080	40,8	C.V

III.3.2.2 Limite du déplacement inter-étage selon l'Eurocode8 (NF EN 1998-1)

Tableau III.14 Vérification déplacement inter-étage de la structure (R+5) selon (Eurocode 8)

niveau	d_{ex} mm	d_{ey} mm	q	ds_x mm	ds_y mm	v	dr_x mm	dr_y mm	dr_x*v mm	dr_y*v mm	h mm	0.01h mm	Ob
Niv 6	25.687	24.272	3.9	100.179	94.660	0.4	9.679	9.114	3.871	3.645	3060	30.6	CV
Niv 5	23.205	21.935	3.9	90.499	85.546	0.4	17.456	16.621	6.982	6.648	3060	30.6	CV
Niv 4	18.729	17.673	3.9	73.043	68.924	0.4	17.378	16.149	6.951	6.459	3060	30.6	CV
Niv 3	14.273	13.532	3.9	55.664	52.774	0.4	20.459	19.205	8.183	7.683	3060	30.6	CV
Niv 2	9.027	8.607	3.9	35.205	33.567	0.4	18.595	17.460	7.438	6.984	3060	30.6	CV
Niv 1	4.259	4.13	3.9	16.610	16.107	0.4	16.610	16.107	6.644	6.442	4080	30.6	CV

III.3.2.3 Représentation des déplacements inter-étages en fonction de la hauteur d'étage du modèle R+5, calculés et vérifiés selon les deux règlements RPA99/2003 et Eurocode 8

a) Dans le sens (x-x)

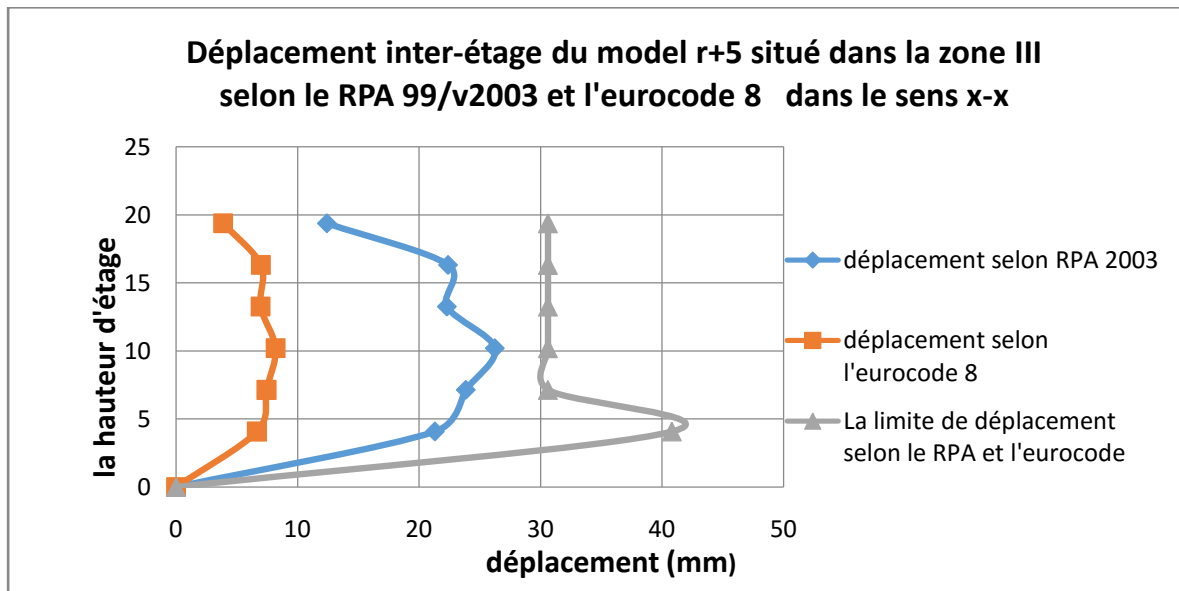


Figure III.15 déplacement- inter étage de model R+5 situer dans la zone III selon RPA99/Version2003 et EC 8 sens x-x

b) Dans le sens (y-y)

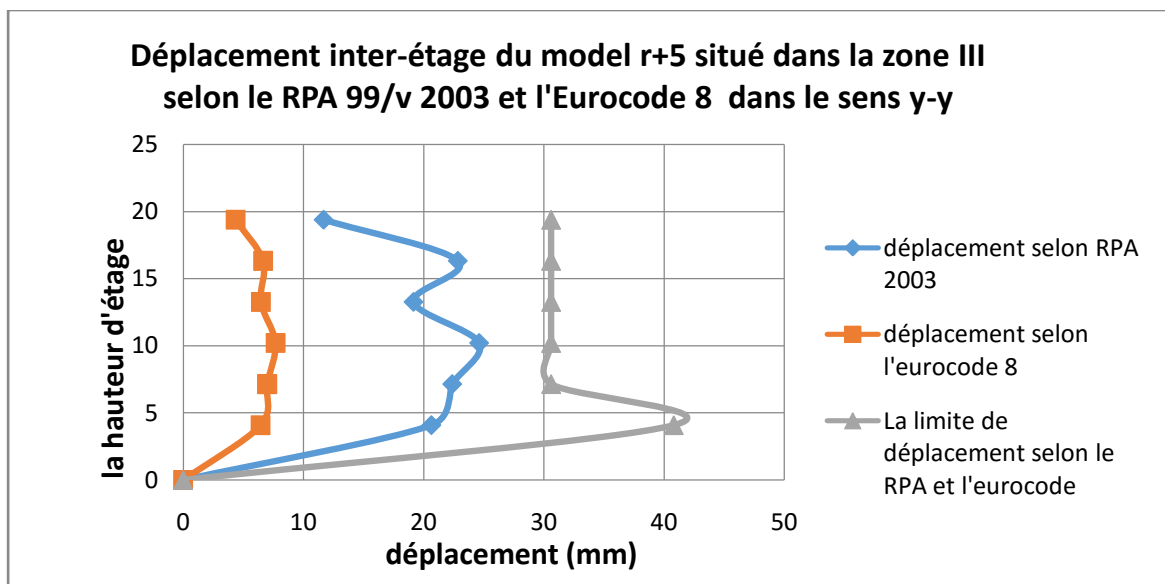


Figure III.16 déplacement- inter étage de model R+5 situer dans la zone III selon RPA99/Version2003 et EC 8 sens x-x

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

➤ Interprétation

D'après les deux représentations, on remarque en premier lieu la légère différence entre les déplacements inter-étage apparus dans le sens x-x et dans le sens y-y. En effet, pour les deux méthodes de calcul ; RPA99/2003 et Eurocode 8, les valeurs des déplacements sont légèrement plus important dans le sens x-x, avec un maximum au niveau 2 de cette structure à 6 niveaux.

Pour le calcul selon les normes RPA99/2003, il y a constaté une valeur maximale de 26.23 mm et 24.625 mm dans les sens x-x et y-y, respectivement.

Ces valeurs sont nettement supérieures à celles des déplacements calculés selon les normes Eurocodes8, qui donnent des valeurs maximales, à la même hauteur (niveau 3), de 8.183 mm 7.683 mm et, dans les sens x-x et y-y respectivement.

Les déplacements de cette structure à 6 niveaux, n'excède à aucun niveau les limites dictées par les deux règlements RPA99/2003 et Eurocode 8.

III.3.2.4 Limite de déplacement inter-étage selon le Code Américain ASCE 7.02)

Tableau III.15 Vérification déplacement inter-étage de la structure (R+5) selon ASCE7.02

Niveau	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	c_d	I_e	δx (mm)	δy (mm)	hsx (mm)	0.015 hsx	Ob
Niv 6	25.687	24.272	2.482	2.337	1,125	1.5	1.861	1.742	3060	45.9	C.V
Niv 5	23.205	21.935	4.476	4.262	1,125	1.5	3.357	3.196	3060	45.9	C.V
Niv 4	18.729	17.673	4.456	4.141	1,125	1.5	3.342	3.105	3060	45.9	C.V
Niv 3	14.273	13.532	5.246	4.925	1,125	1.5	3.934	3.693	3060	45,9	C.V
Niv 2	9.027	8.607	4.768	4.477	1,125	1.5	3.576	3.357	3060	45,9	C.V
Niv 1	4.259	4.13	4.259	4.13	1,125	1.5	3.194	3.097	4.080	61.2	C.V

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

III.3.2.5 Limite de déplacement inter-étage selon le Code Américain (IBC2000)

Tableau III.16 Vérification déplacement inter-étage de la structure (R+5) selon IBC 2000

Niveau	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	c_d	I_e	δx (mm)	δy (mm)	hsx (mm)	0.015 hsx	Ob
Niv 6	25.687	24.272	2.482	2.337	1,125	1.5	1.861	1.742	3060	45.9	C.V
Niv 5	23.205	21.935	4.476	4.262	1,125	1.5	3.357	3.196	3060	45.9	C.V
Niv 4	18.729	17.673	4.456	4.141	1,125	1.5	3.342	3.105	3060	45.9	C.V
Niv 3	14.273	13.532	5.246	4.925	1,125	1.5	3.934	3.693	3060	45,9	C.V
Niv 2	9.027	8.607	4.768	4.477	1,125	1.5	3.576	3.357	3060	45,9	C.V
Niv 1	4.259	4.13	4.259	4.13	1,125	1.5	3.194	3.097	4.080	61.2	C.V

III.3.2.6 Représentation des déplacements inter-étages en fonction de la hauteur d'étage du modèle R+5, calculés et vérifiés selon les deux règlements ASCE 7.02 et IBC2000

a) Dans le sens (x-x)

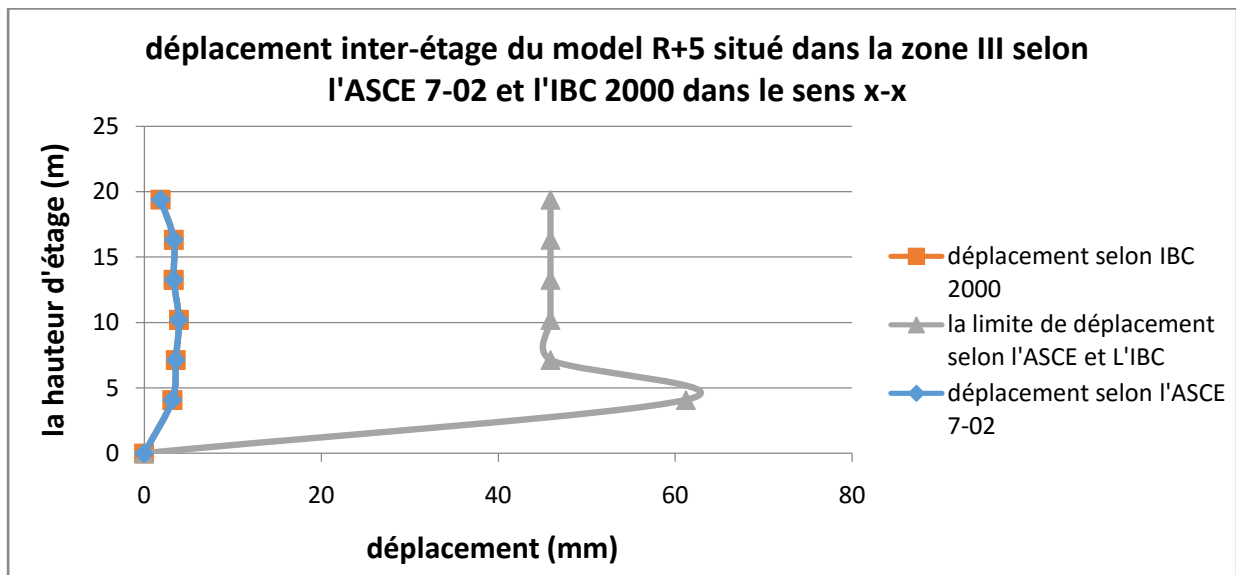


Figure III.17 déplacement- inter étage de model R+5 situer dans la zone III selon IBC2000 et ASCE 7-02 sens x-x

a) Dans le sens (y-y)

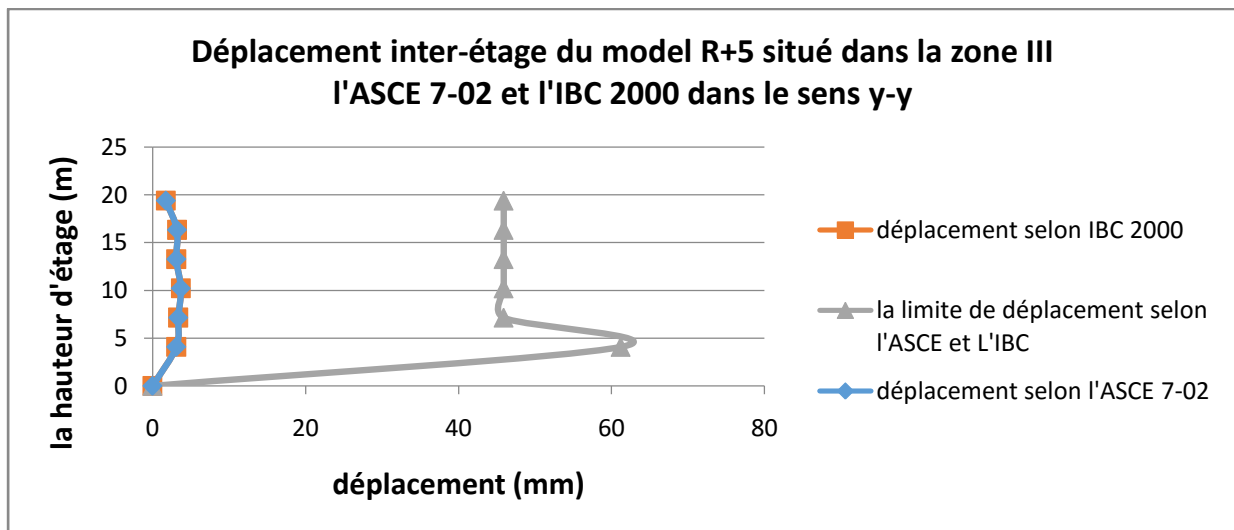


Figure III.18 déplacement- inter étage de model R+5 situer dans la zone III selon IBC2000 et ASCE 7-02 sens y-y

➤ Interprétation

D'après les deux représentations ci-dessus, il est constaté que le calcul et les deux courbes de déplacements inter-étages de la structure R+5 selon les deux règlements Américain (ASCE et IBC) se superposent parfaitement.

Aussi, il est remarqué que les déplacements sont légèrement plus importants dans le sens x-x comparativement au sens y-y.

Le déplacement maximum se situe toujours dans l'étage intermédiaire (niveau 3) de la structure, avec des valeurs maximales de 3.93mm et 3.69 mm pour les sens xx et yy, respectivement.

Enfin, les limites de déplacement calculées selon ces deux mêmes règlements ne sont à aucun niveau dépassé par les déplacements de la structure modélisées sur cette même zone d'implantation (forte sismicité).

III.3.2.7 Conclusion partielle 4

Dans l'étude des déplacements du modèle à 6 niveaux sur zone de forte sismicité, selon les quatre réglementations parasismiques, on conclut ce qui suit :

- Les déplacements du modèle ne dépasse en aucun point (à aucun niveau) les déplacements limités dictées par les règlements (RPA99/2003, Eurocode, ASCE, IBC),

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

- Les déplacements les plus faibles sont donnés par les deux règlements Américain (ASCE et IBC).
- Les déplacements les plus importants sont ceux calculées selon le calcul dicté par le RPA99/2003. Ce dernier est le seul parmi ces quatre règlements à multiplier la différence des déplacements par le coefficient de comportement (dans notre cas $R=5$), contrairement aux trois autres règlements Américains et Européens qui multiplient cette différence des déplacement par deux coefficients, un, qui a un rapport avec le comportement de la structure et l'autre qui est lié au zonage sismique.
- Les plus faibles déplacements calculés pour ce modèle sont ceux visés par les réglementations Américaines, avec des valeurs très petites (avec un maximum de 3 mm),
- Une légère différence est notée entre les déplacements selon les deux sens x-x et y-y. En effet, les déplacements selon le sens x-x sont toujours supérieurs à ceux calculés selon le sens y-y. Cette différence est due au rapport hauteur / longueur du modèle qui est plus important dans le sens xx donnant lieu à des déplacements plus important selon ce même sens du à une plus grande flexibilité,
- Les limites de déplacement données par les quatre règlements ne dépendent pas du rapport hauteur / longueur de la structure, donnant lieu aux même limite de déplacement dans les deux sens x-x et y-y,
- Les limites de déplacements des deux premiers règlements étudiée (RPA et Eurocode) donnent des valeurs plus faibles en comparaison avec les limites des valeurs des règlements Américain (ASCE et IBC). En effet, ces deux derniers règlements tolèrent un déplacement maximum de 4.59 cm au niveau 3 de la structure (là où le déplacement maximum est atteint).

III.4 Conclusion

L'étude selon les différentes réglementations, du déplacement inter-étage des modèles à 4 et 6 niveaux sur les deux zones d'implantation (de moyenne et forte sismicité), apportent les conclusions suivantes :

- Les déplacements calculés sont toujours vérifiés, quelque soient la hauteur, la zone ou même la méthodologie de calcul utilisé (liée aux quatre règlements parasismique étudiées),

Chapitre III Etude et vérifications des déplacements inter-étages des modèles étudiées

- Les déplacements sont plus importants pour le modèle à 6 niveaux comparativement au modèle à 4 niveaux,
- Les déplacements calculés selon les normes RPA99/2003 sont les plus importants,
- Les déplacements calculés selon la méthodologie de l'ASCE 7-02 et IBC 2000 donnent les plus petites valeurs, en comparaison aux deux autres règlements,
- Les limites de déplacement (à ne pas dépasser) sont plus restrictives dans le cas des règlements Algérien et Européen,
- Les valeurs des déplacements des modèles dans la zone de forte sismicité sont plus importantes que celles trouvées dans la zone de moyenne sismicité,
- Le zonage sismique n'influe pas sur l'emplacement du déplacement maximum des modèles (niveau 2 pour le modèle à 4 niveaux et niveau 3 pour le modèle à 6 niveaux),
- Les limites des déplacements donnés par les réglementations Américaines sont moins restrictives en tolérant des déplacements beaucoup plus important que dans le cas des deux règlements Algérien (RPA99/2003) et Européen (Eurocode 8).

Dans la suite du travail, les déplacements inter étages des deux modèles (à 4 et 6 niveaux) sont recalculés à leurs points de performances, selon une analyse statique non linéaire (Pushover).

En effet, l'intérêt est d'avoir les déplacements réels des modèles (aux points de fonctionnement) selon les spectres de demande élastique réel , afin de les comparer aux limitations des quatre règlements susmentionnés.

*Chapitre IV : Analyse statique
non-linéaire et Vérifications des
Déplacement inter-étages aux
points de performance des
modèles étudiés*

*modèles étudiés
points de performance des
Déplacement inter-étages aux
non-linéaire et Vérifications des
Chapitre IV : Analyse statique*

IV.1 Introduction

Dans ce chapitre une analyse statique non linéaire (Pushover) sur les deux modèles (R+3 et R+5) présenté dans le chapitre III est effectuée. L'intérêt de cette partie dernière, partie de ce travail de recherche est d'avoir les déplacements inter-étages aux points de performance des modèles préalablement étudiés.

En premier lieu on s'intéresse au calcul du point de performance avec la méthode FEMA440 qui est implémenté dans le logiciel de modélisation ETABS® V18.

En second lieu les déplacements inter- étage sont calculés aux points de performance, pour les différents codes RPA 99 version 2003, l'Eurocode 8 (NF EN 1998-1), ASCE 7.02 et IBC2000 selon le spectre de demande élastique, afin d'avoir le réel comportement des modèles en termes de déplacements sur deux zones sismiques considérées (Moyenne et forte sismicité).

Enfin, des discussions, comparaisons et conclusions sont donné pour une meilleure compréhension du comportement sismique des structures en poteaux-poutres de béton armé.

IV. 2 Analyse statique non-linéaire [38]

La modélisation des structures en béton armé sous sollicitations sismiques peut se faire en adoptant une approche simplifiée, en statique non linéaire [**ATC-40(1996)**, **Eurocode-8(2004)**]. Cette dernière, alliant aisément efficacité et simplicité est toujours aussi populaire qu'à ces début, dans le domaine de la conception et du calcul des structures de bâtiments [**Bouzid (2022)**, **Louzai & abed(2015)**, **Antoniou (2001)**]. Introduite dans plusieurs codes de dimensionnement tels que l'**Eurocode-8(2004)**, guides de conceptions Américains **ATC-40 (1996)**, **FEMA-273(1997)** et **FEMA-356(2000 et FEMA 440)**, elle est de nos jours, le compromis idéal en vue de sa simplicité et de sa capacité à donner des informations intéressantes sur les mécanismes de ruine plastique, sur la demande sismique, sur la ductilité globale, sur l'état ultime de résistance de la structure, ainsi que sur la localisation des dommages. L'utilisation de cette méthode, *Pushover*, se justifie par sa renommée auprès des chercheurs en termes d'investigation sur le comportement sismique des structures [**Bouzid et al. (2021)**, **Louzai & Abed(2015)**, **Elnashai(2001)**].

Le principe de la méthode Pushover est schématisé sur la figure suivante :

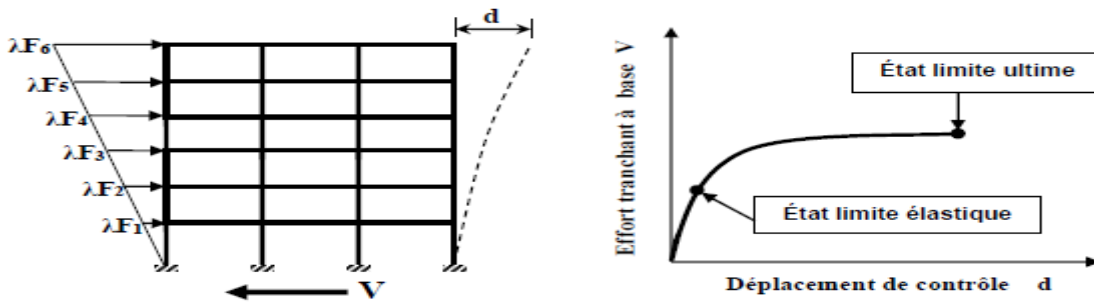


Figure IV. 1 Courbe de capacité statique d'une structure [39]

La méthode consiste à appliquer des charges latérales représentant les forces d'inertie suite à une accélération du sol sur la structure. Ce chargement qui peut-être modale, triangulaire ou même rectangulaire, s'accroît de façon monotone jusqu'à la rupture de la structure, tout en passant par un état de plastification, correspondant à l'apparition de rotules plastiques dans les éléments structuraux. [38]

Dans ce travail, le schéma de chargement est dicté par le premier mode en translation des modèles étudiés (Mode fondamental). Ceci correspond au mode 1 dans le sens x-x et au mode 2 dans le sens y-y.

IV.2.1 Courbe de capacité

Les figures ci-dessous montrent le comportement en courbe capacitaire des modèles à 4 et 6 niveaux selon les deux sens x-x et y-y

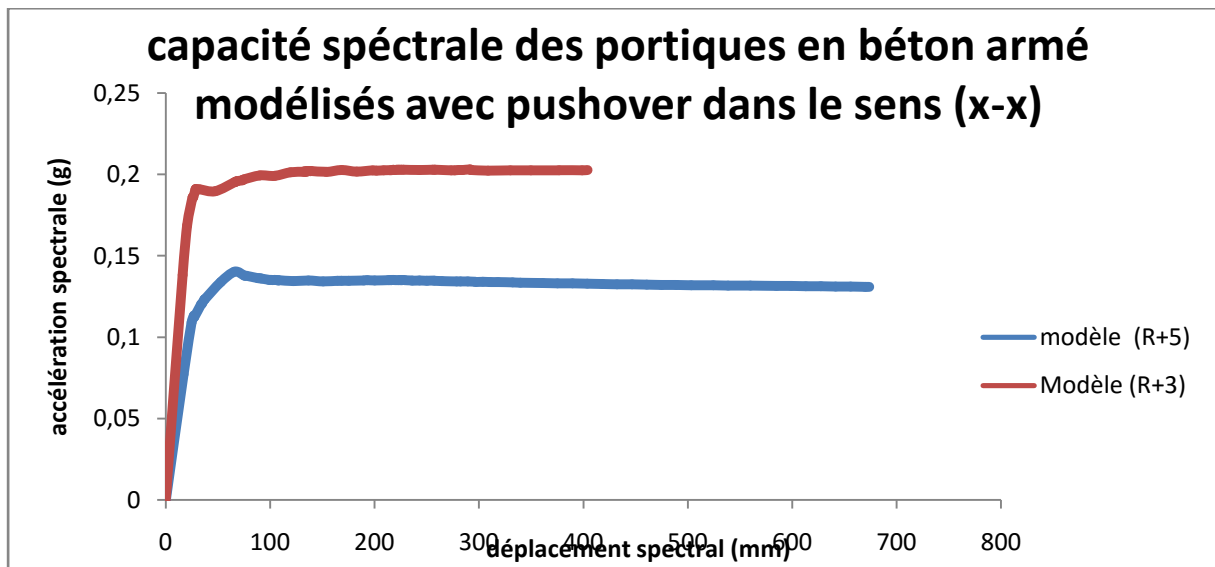


Figure IV.2 Courbes de capacité des deux modèles à 4 et 6 niveaux selon le sens x-x de la poussée progressive.

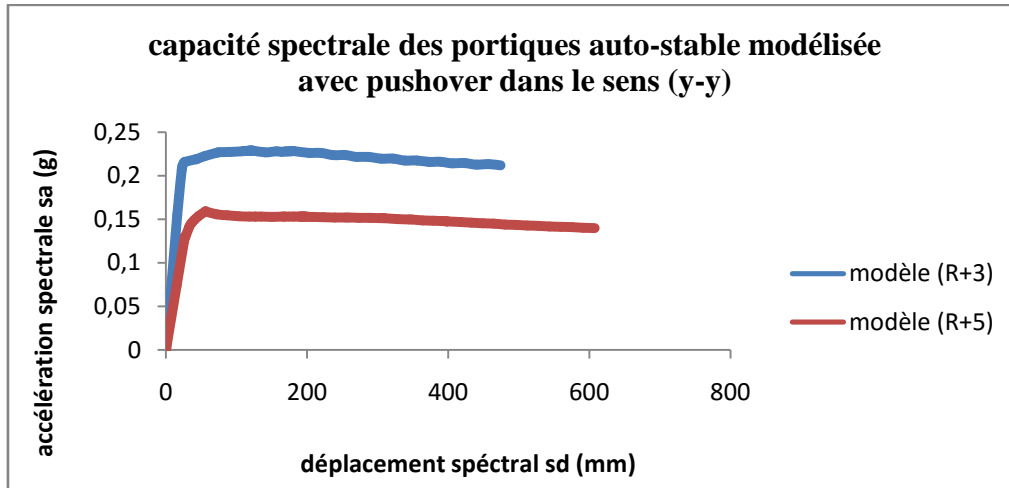


Figure IV.3 Courbes de capacité des deux modèles à 4 et 6 niveaux selon le sens y-y de la poussée progressive.

On constate deux différences visibles : lié à la rigidité plus importante du modèle à 4 niveaux mais aussi à la ductilité (palier plastique) plus important du modèle à 6 niveaux.

IV.2.2 Courbes de demande

Pour un dimensionnement qui tient compte du comportement inélastique, les forces sismiques du projet sont généralement évaluées à partir de spectres de réponse " inélastiques ", qui donnent l'accélération spectrale de projet en fonction de la ductilité globale attribuée à la structure et de sa période propre fondamentale de vibration. En pratique, dans les codes parasismiques existants, un spectre de réponse inélastique est obtenu en réduisant le spectre de dimensionnement élastique par le facteur R qui tient compte des capacités dissipatives de la structure.

Cette réduction est schématisée à la figure IV.4 où l'accélération spectrale normalisée (par rapport à l'accélération de la pesanteur g) est désignée par $S_a(T)$, T étant la période propre fondamentale de vibration de la structure.

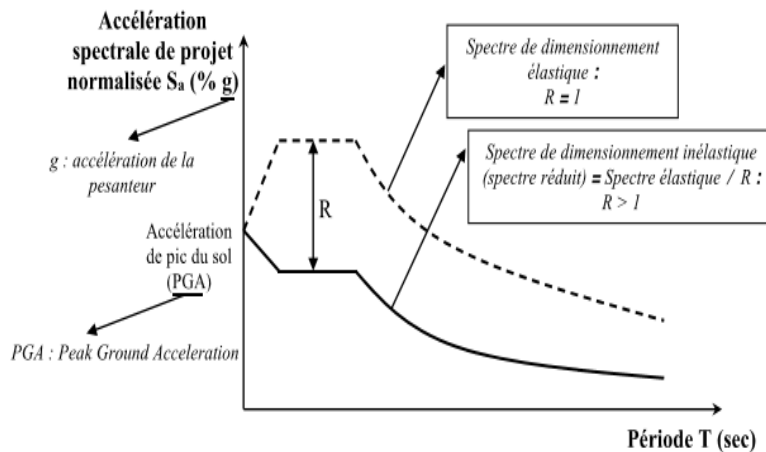


Figure IV.4 Schématisation de l'obtention d'un spectre de dimensionnement inélastique selon les codes parasismiques existants. [39]

Autrement dit, le facteur R tient compte à la fois de la demande de ductilité associée à l'action sismique sollicitant la structure et des ressources inélastiques de cette dernière en termes de ductilité (locale et globale) qui dépend de la typologie d'ossature. Lors d'un calcul sismique d'une structure, la valeur à attribuer au facteur R , dépend de la capacité de celle-ci à dissiper de l'énergie sismique par déformations plastiques.

Lorsque le $R=1$, veut dire que la structure est considérée non dissipative ; celle-ci est alors dimensionnée de manière à avoir un comportement purement élastique lors d'un tremblement de terre qui lui induirait des sollicitations similaires à celles de l'action sismique réelle, pour laquelle elle a été dimensionnée. Dans le cas contraire, pour une structure dissipative, on prend une valeur de R supérieure à 1. Cette valeur est d'autant plus élevée que la structure est plus dissipative. [39]

Dans notre cas, le coefficient R est pris égal à 1 à 5% d'amortissement, selon les deux zones sismiques classées IIa et III, moyenne et forte respectivement. Les spectres de demandes sont donnés sur la figure IV. 5 puis sur les figures IV. 6 leurs introductions dans le logiciel Etabs sont montrés.

Chapitre IV Analyse statique non-linéaire et Vérifications des Déplacement inter-étages aux points de performance des modèles étudiés

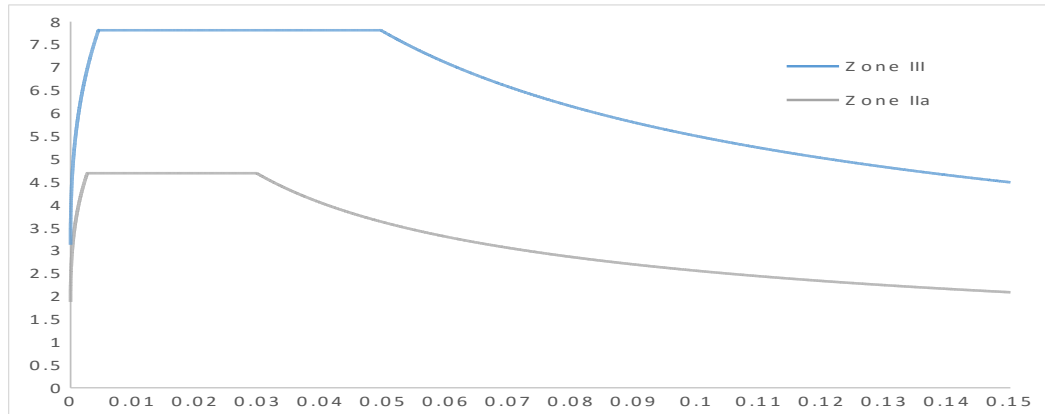


Figure IV.5 Courbes de demande élastique (R=1) selon les deux zones sismiques considérées.

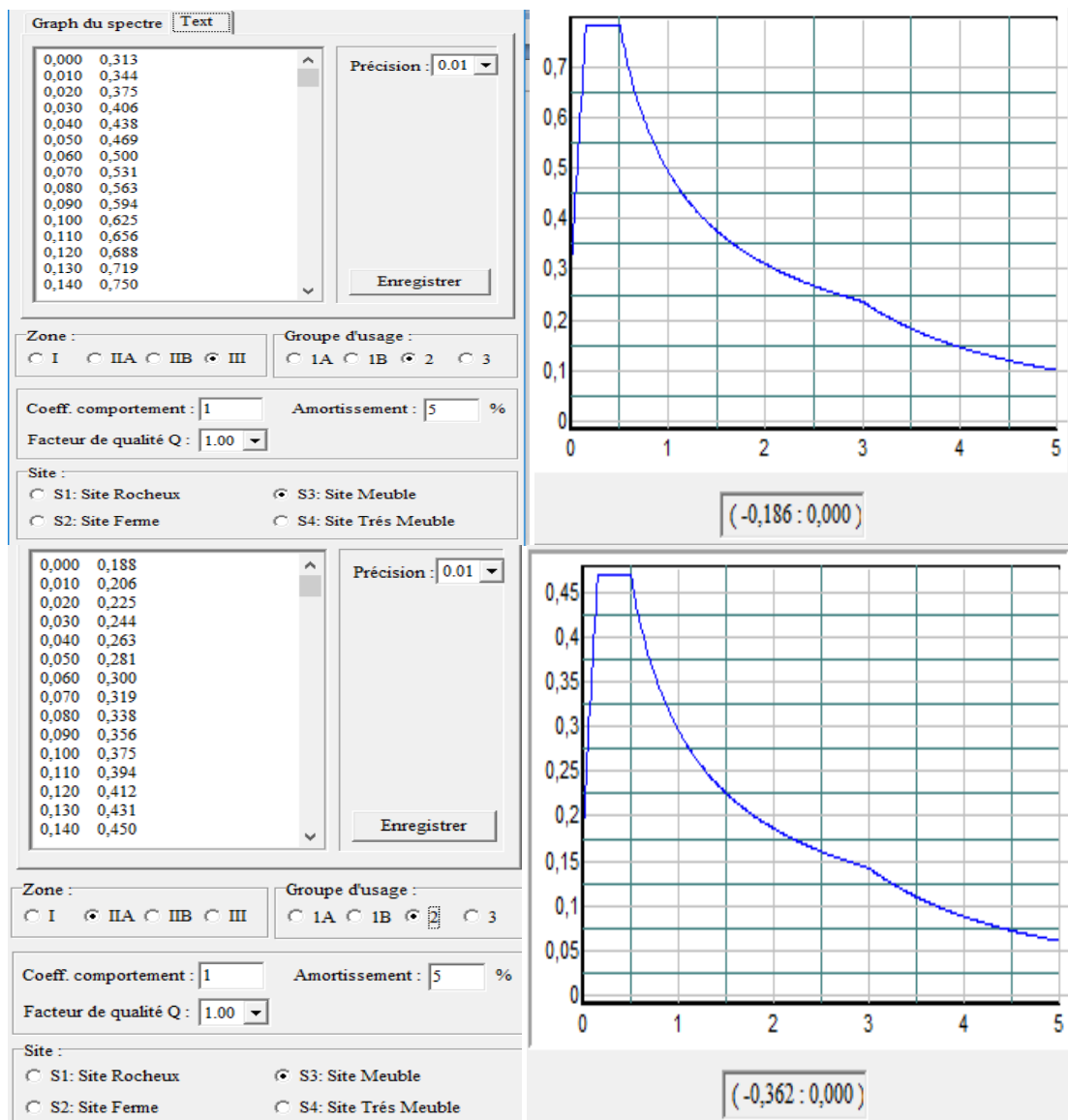


Figure IV.6 Courbes de demande tel qu'introduite dans le logiciel de modélisation Etabs V18

IV.2.3 Point de performance

Point de performance ou point de fonctionnement est l'intersection entre deux courbes : de capacités propres à la structure et de demande (spectre élastique à $R=1$).

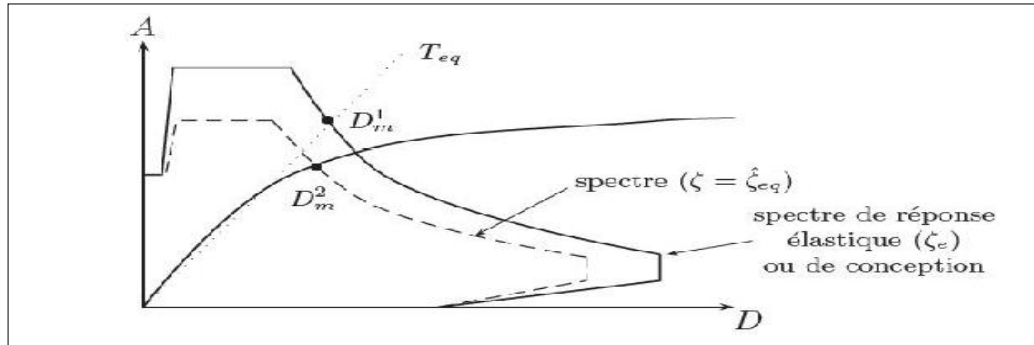


Figure IV.7 Détermination du point de performance PP [39]

IV.3 Comportement des modèles étudiés aux points de performance

Le point de performance est calculé selon la méthode FEMA440 qui est implémenté dans le logiciel de modélisation ETABS® V18. Cette procédure est une réplique de la procédure B du guide ATC40, incluant certaine améliorations pour approcher avec plus d'exactitude le point de fonctionnement de la structure selon la demande sismique attribuée.

IV.3.1 Déplacements aux points de performance

Les valeurs des déplacements aux points de performance pour les deux modèles étudiés sont données sur le tableau suivant.

Tableau IV. 1 Déplacements aux points de performance et step de la poussée progressive correspondant

		Déplacement au PP[mm]	Step correspondant
Zone III	R+3	$S_{d(x-x)}=114.756$	21
		$S_{d(y-y)}=102.683$	15
	R+5	$S_{d(x-x)}=187.775$	31
		$S_{d(y-y)}=165.76$	21
Zone IIa	R+3	$S_{d(x-x)}=54.416$	11
		$S_{d(y-y)}=48.882$	9
	R+5	$S_{d(x-x)}=99.344$	19
		$S_{d(y-y)}=82.651$	14

IV.3.2 Distribution des plastifications aux points de performance

a. Modèle à 4 niveaux

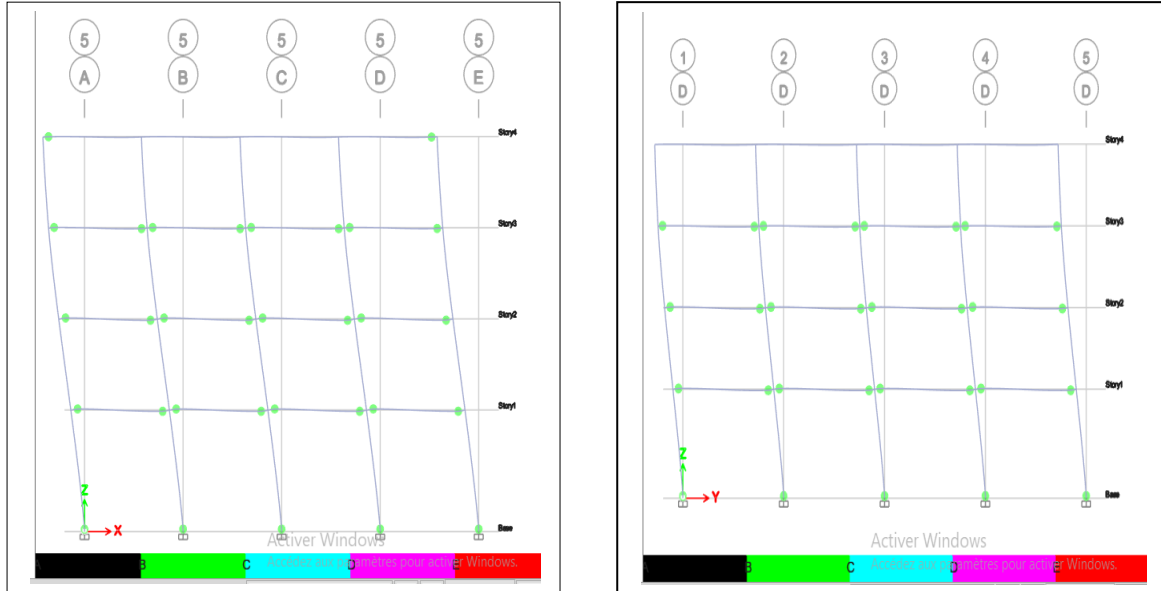


Figure IV. 8 Distribution des rotules plastiques dans la structure (R+3) (zone IIa ; site S3) (au point de performance) selon les deux sens.

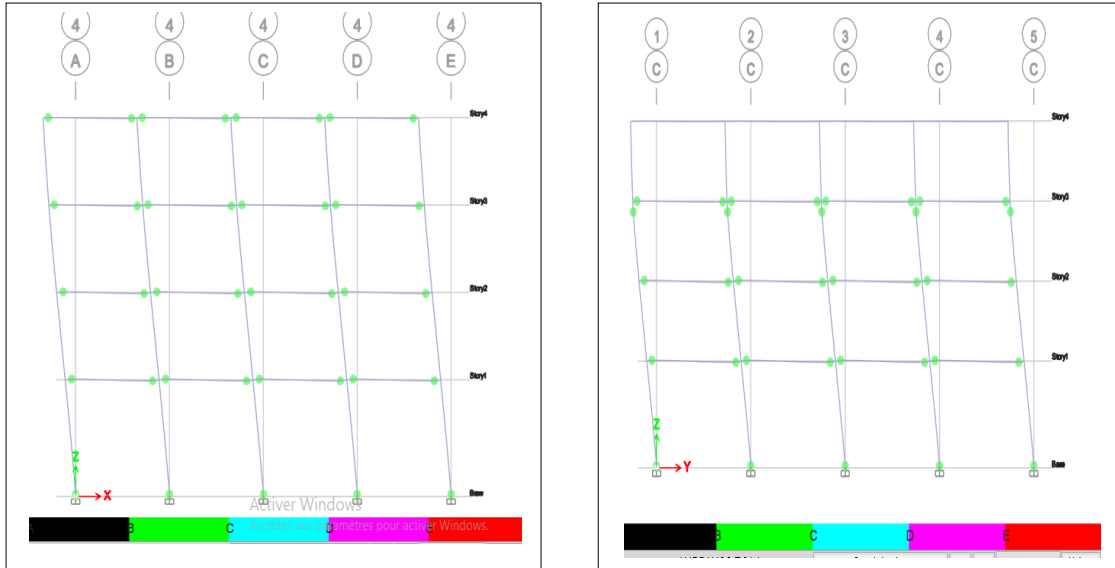


Figure IV. 9 Distribution des rotules plastiques dans la structure (R+3) (zone III ; site S3) au point de performance, selon les deux sens.

IV.3.2 .1 Interprétation

Concernant la structure à 4 niveaux, on constate que des dommages au point de performance, apparaissent principalement dans les poutres. Cependant, certains poteaux subissent des plastifications par flexion surtout dans le sens y-y de la poussée progressive (Push-Over).

Chapitre IV Analyse statique non-linéaire et Vérifications des Déplacement inter-étages aux points de performance des modèles étudiés

Les dommages apparus sont classés par le guide FEMA comme dommage léger (début de plastification). C'est-à-dire que la structure pénètre tout juste dans le domaine plastique. Une différence est constatée lorsque le modèle est sollicité par une demande sismique III (Séisme fort). En effet, les poutres du dernier niveau (niveau 4) dans le sens x-x sont totalement plastifiées alors que dans le cas du séisme modéré seul les sections à l'extrémité des poutres sont plastifiées.

a. Modèle à 5 étages

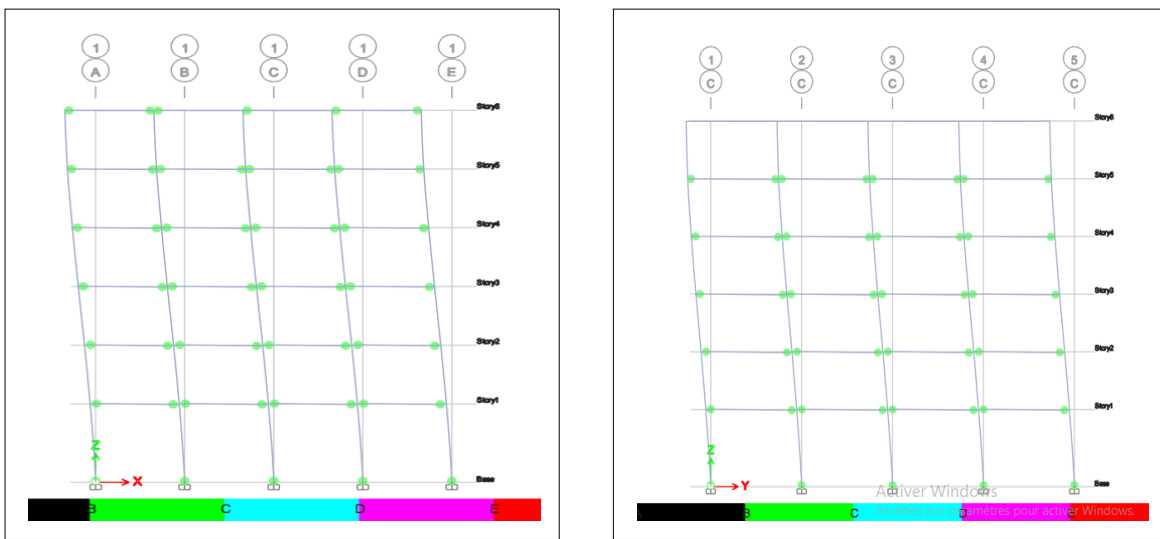


Figure IV.10 Distribution des rotules plastiques dans la structure (R+5) (zone IIa ; site S3) (au point de performance) selon les deux sens.

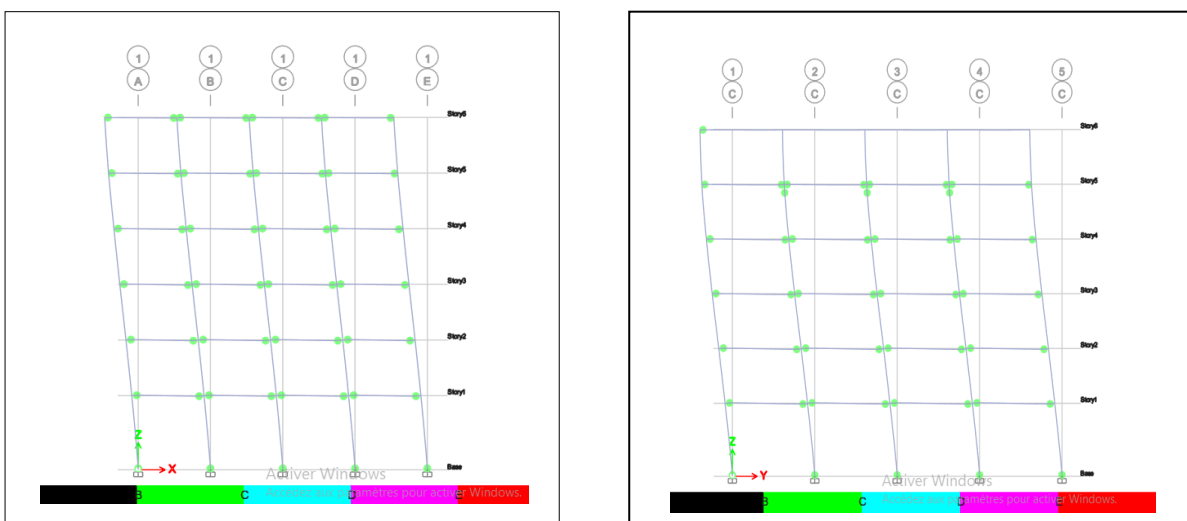


Figure IV.11 Distribution Des Rotules Plastiques Dans La Structure (R+5) (Zone III ; Site S3) (au point de performance) Selon Les Deux Sens.

IV.3.2.2 Interprétation

Concernant le modèle à 6 niveaux, on constate la même tendance que pour le modèle précédent. En effet, les plastifications et donc les dommages sont plus importants sur zone de forte sismicité.

Aussi, dans le sens (y-y) des poteaux du niveau 5 ont des rotules plastiques alors que dans le sens x-x ils ne sont pas plastifiés

Lors du changement de zonage sismique (zone III) les dommages se propagent au dernier niveau. En effet, dans le sens xx, toutes les sections de poutre (niveau 6) sont plastifiées, contrairement au premier cas (zone IIa) où certaines sections ne le sont pas.

Même constat dans le sens (y-y) où une rotule plastique apparaît au dernier niveau pour la zone de forte sismicité, alors que dans la zone IIa, aucune poutre du dernier niveau n'est plastifiée.

Enfin, les dommages par plastifications des sections se localisent plus fortement dans les niveaux intermédiaires (dans les huit cas étudiés).

IV.4 Calcul des déplacements inter-étages aux points de performance selon les quatre règlementations, pour les deux modèles (4 et 6 niveaux) sur zone IIa

La procédure de calcul des déplacements relatifs entre étages est longuement explicitée dans le chapitre III. Dans cette partie, seuls les résultats sont exposés sous formes de tableaux et de graphiques puis interprétés.

Il est noté que le coefficient de comportement des modèles $R=1$.

IV.4.1 Selon le RPA 99/V2003

IV.4.1.1 Pour le modèle à 4 niveaux

Tableau IV. 2 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 4 niveaux sur zone de moyenne sismicité selon les normes RPA99/2003

Niveaux	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	R	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	H (mm)	1%h	Ob
Niv4	84.49	69.67	1	84.49	69.67	11.469	8.129	3060	30.6	C.V
Niv3	73.021	61.541	1	73.021	61.541	20.67	16.231	3060	30.6	C.V

Chapitre IV Analyse statique non-linéaire et Vérifications des Déplacement inter-étages aux points de performance des modèles étudiés

Niv2	52.351	45.31	1	52.351	45.31	24.512	20.627	3060	30,6	C.V
Niv 1	27.839	24.683	1	27.839	24.683	27.839	24.683	4080	40,8	C.V

IV.4.1 .2 Pour le modèle à 6 niveaux

Tableau IV.3 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 6 niveaux sur zone de moyenne sismicité selon les normes RPA99/2003

Niveaux	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	R	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	h (mm)	1%h	Ob
Niv 6	137.799	134.954	1	137.799	134.954	11.44	8.572	3060	30.6	C.V
Niv 5	126.159	126.382	1	126.159	126.382	22.378	19.815	3060	30.6	C.V
Niv 4	103.781	106.567	1	103.781	106.567	26.059	25.332	3060	30.6	C.V
Niv 3	77.722	81.235	1	77.722	81.235	28.1	28.197	3060	30.6	C.V
Niv 2	49.622	53.038	1	49.622	53.038	25.375	26.009	3060	30,6	C.V
Niv 1	24.247	27.029	1	24.247	27.029	24.247	27.029	4080	40,8	C.V

IV.4.2 Selon L'Eurocode8 (NF EN 1998-1)

IV.4.2 .1 Pour le modèle à 4 niveaux

Tableau IV.4 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 4 niveaux sur zone de moyenne sismicité selon les normes Eurocode 8 (NF EN 1998-1)

Niveau	d_{ex} (mm)	d_{ey} (mm)	q	ds_x (mm)	ds_y (mm)	dr_x (mm)	dr_y (mm)	v	dr_x*v (mm)	dr_y*v (mm)	h (mm)	0.01h	Ob
Niv 4	84.49	69.67	1	84.49	69.67	11.469	8.129	0.5	5.7345	4.064	3060	30.6	C.V
Niv 3	73.021	61.541	1	73.021	61.541	20.67	16.231	0.5	10.335	8.115	3060	30.6	C.V
Niv 2	52.351	45.31	1	52.351	45.31	24.512	20.627	0.5	12.256	10.313	3060	30,6	C.V
Niv 1	27.839	24.683	1	27.839	24.683	27.839	24.683	0.5	13.919	12.341	4080	40,8	C.V

Chapitre IV Analyse statique non-linéaire et Vérifications des Déplacement inter-étages aux points de performance des modèles étudiés

IV.4.2 .2 Pour le modèle à 6 niveaux

Tableau IV. 5 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 6 niveaux sur zone de moyenne sismicité selon les normes Eurocode 8 (NF EN 1998-1)

Niveau	d_{e_x} (mm)	d_{e_y} (mm)	q	d_{s_x} (mm)	d_{s_y} (mm)	d_{r_x} (mm)	d_{r_y} (mm)	v	$d_{r_x} * v$ (mm)	$d_{r_y} * v$ (mm)	h (mm)	0.01h	Ob
Niv 6	137.599	134.954	1	137.599	134.954	11.44	8.572	0.5	5.72	4.286	3060	30.6	C.V
Niv 5	126.159	126.382	1	126.159	126.382	22.378	19.815	0.5	11.189	9.9075	3060	30.6	C.V
Niv 4	103.781	106.567	1	103.781	106.567	26.059	25.332	0.5	13.029	12.666	3060	30.6	C.V
Niv 3	77.722	81.235	1	77.722	81.235	28.1	28.197	0.5	14.05	14.098	3060	30.6	C.V
Niv 2	49.622	53.038	1	49.622	53.038	25.375	26.009	0.5	12.687	13.004	3060	30,6	C.V
Niv 1	24.247	27.029	1	24.247	27.029	24.247	27.029	0.5	12.123	13.514	4080	40,8	C.V

IV.4.3 Représentation des graphes de déplacement inter-étage aux points de performance pour selon les deux règlementations Algérienne et Européenne

IV.4.3.1 Pour la structure le modèle à 4 niveaux

a) Dans le sens x-x

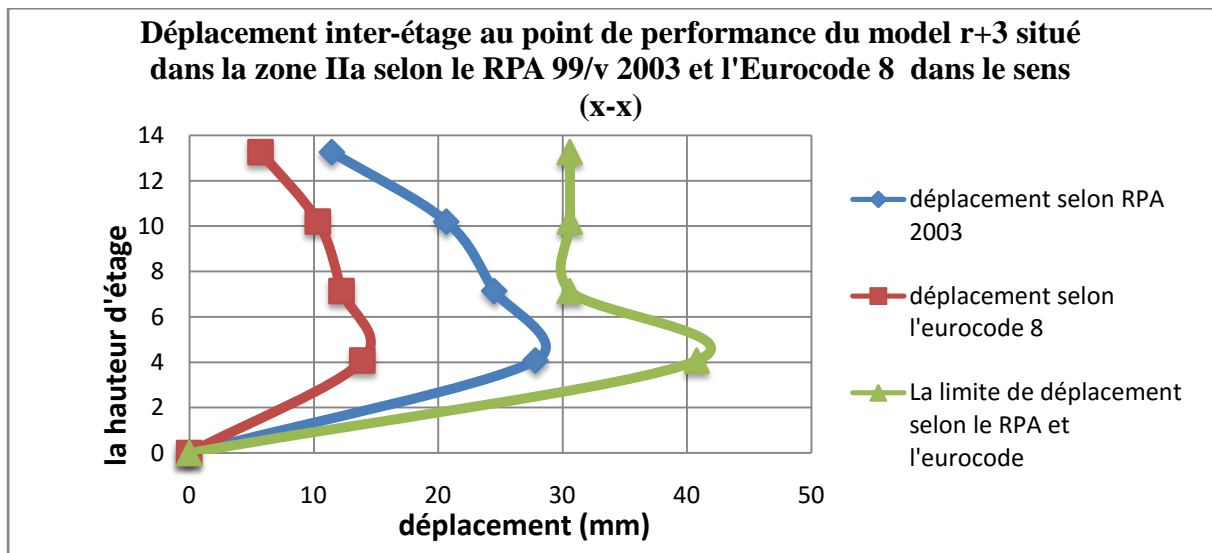


Figure IV.12 déplacement inter-étage au point de performance du model R+3 situé dans la zone II_a selon RPA 99/2003 et l'Eurocade 8 dans le sens x-x

b) Dans le sens (y-y)

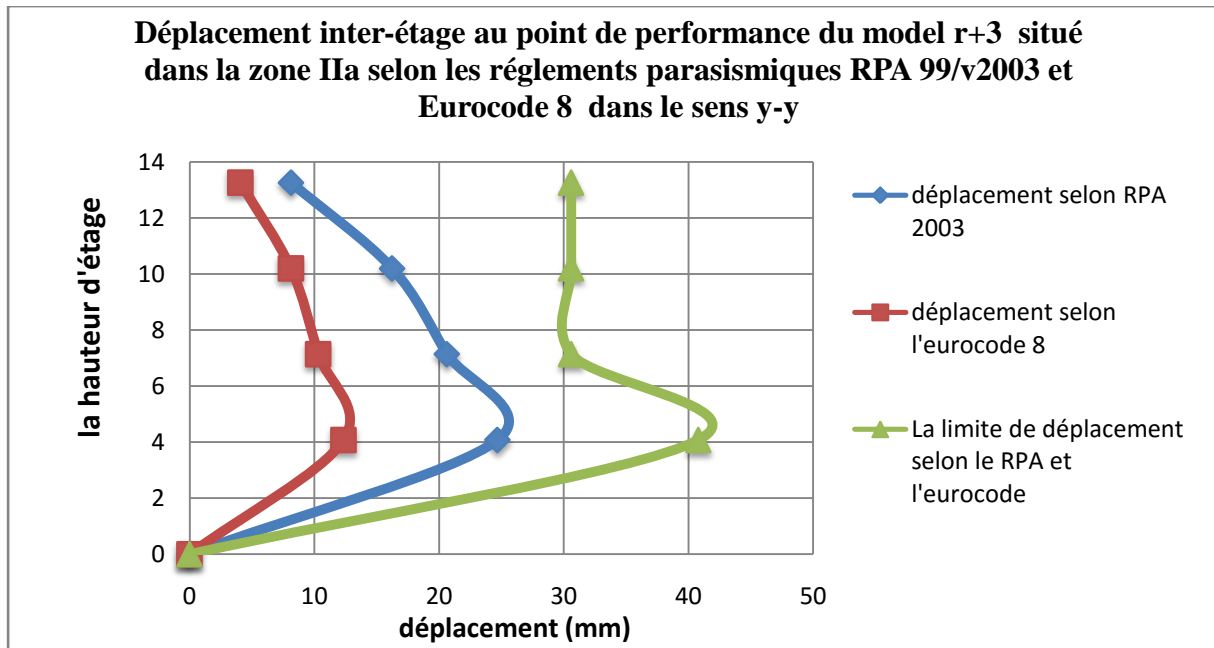


Figure IV.13 déplacement inter-étage au point de performance du model R+3 situé dans la zone II_a selon RPA 99/2003 et l'Eurocode 8 dans le sens y-y

❖ **Interprétation**

D'après les représentations graphiques au point de performance du modèle à 4 niveaux implanté en zone de moyenne sismicité, on remarque :

La structure subit des déplacements inter-étages maximum de 27.84 mm et 24.68 mm dans les sens x-x et y-y, respectivement. Ces déplacements inter-étages (calculés selon les normes RPA99/2003) sont localisés au niveau 1 du modèle. Comparativement au travail effectué au chapitre III, les déplacements réels au point de performance apparaissent à un niveau inférieur. On peut dire qu'à ce stade du Push-Over, le modèle est plus sollicité à ce niveau de hauteur 4.08m.

Selon la norme Européenne EC8, les déplacements sont toujours de valeurs inférieures par rapport à celles données par le RPA99/2003. En effet, les déplacements de valeurs maximales sont de 13.92mm et 12.34mm dans les sens (x-x) et (y-y), respectivement, toujours au niveau 1 du modèle.

Les déplacements aux points de performance sont toujours vérifiés pour les limites (de mêmes valeurs) dictées par les deux règlements RPA99/2003 et Eurocode 8.

IV.4.3.2 Pour la structure de R+5

a) Dans le sens (x-x)

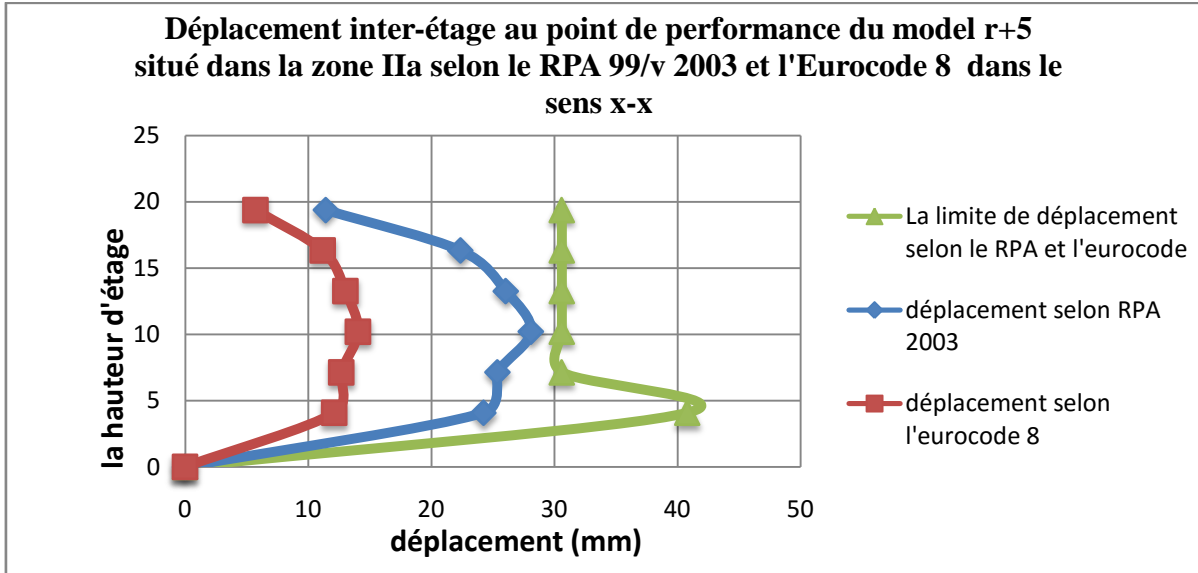


Figure IV.14 déplacement inter-étage au point de performance du modèle R+5 situé dans la zone II_a selon RPA 99/2003 et l'Eurocode 8 dans le sens x-x

a) Dans le sens (y-y)

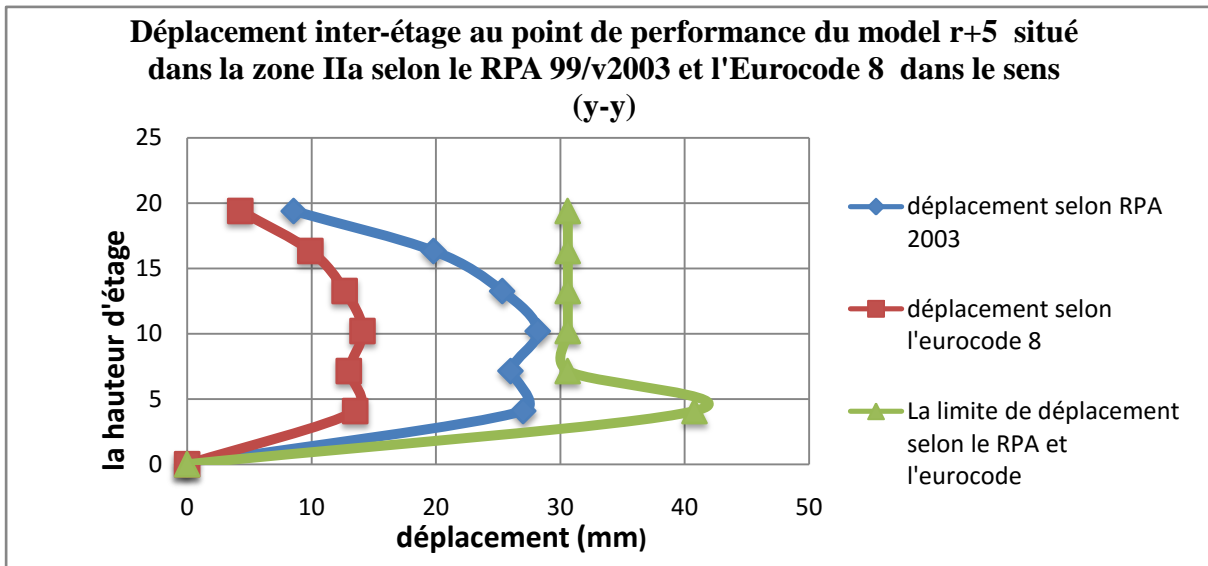


Figure IV.15 déplacement inter-étage au point de performance du modèle R+5 situé dans la zone II_a selon RPA 99/2003 et l'Eurocode 8 dans le sens (y-y)

Chapitre IV Analyse statique non-linéaire et Vérifications des Déplacement inter-étages aux points de performance des modèles étudiés

Interprétation

D'après les deux représentations relatives au modèle à 6 niveaux sur zone de moyenne sismicité, il est constaté un déplacement maximum inter-étage au *PP* de 28.1 mm et 28.19 mm dans les sens x-x et y-y, respectivement. En effet, selon la méthodologie de calcul du RPA99/2003, l'emplacement de ce déplacement est toujours au niveau 3 comme présenté dans le chapitre III.

Selon la norme Eurocode 8, les déplacements maximum sont de 14.05 mm et 14.09 mm dans les sens x-x et y-y, respectivement, toujours localisés au niveau 3 du modèle à 6 niveaux (niveau intermédiaire).

Aussi, on remarque que l'allure des déplacements est pratiquement identique dans les deux sens, et ceci selon les deux règlements RPA99/2003 et Eurocode8.

Enfin, les déplacements inter-étages au *PP* sont toujours vérifiés.

IV.4.4 Selon l'ASCE 7-02

IV.4.4.1 Pour le modèle à 4 niveaux

Tableau IV.6 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 4 niveaux sur une zone de moyenne sismicité selon les normes de l'ASCE 7-02

Niveau	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	c_d	l_e	$\bar{\delta}_x$ (mm)	$\bar{\delta}_y$ (mm)	hsx (mm)	0.015 hsx (mm)	Ob
Niv 4	84.49	69.67	11.469	8.129	1	1.25	9.175	6.503	3060	45.9	C.V
Niv 3	73.021	61.541	20.67	16.231	1	1.25	16.536	12.984	3060	45.9	C.V
Niv 2	52.351	45.31	24.512	20.627	1	1.25	19.609	16.501	3060	45.9	C.V
Niv 1	27.839	24.683	27.839	24.683	1	1.25	22.271 2	19.746	4080	61.2	C.V

IV.4.4.2 Pour le modèle à 6 niveaux

Tableau IV.7 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 6 niveaux sur une zone de moyenne sismicité selon les normes de l'ASCE 7-02

Niveau	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	c_d	l_e	$\bar{\delta}_x$ (mm)	$\bar{\delta}_y$ (mm)	hsx (mm)	0.015 hsx (mm)	Ob
Niv 6	137.599	134.954	11.44	8.572	1	1.25	9.152	6.85	3060	45.9	C.V

Chapitre IV Analyse statique non-linéaire et Vérifications des Déplacement inter-étages aux points de performance des modèles étudiés

Niv 5	126.159	126.382	22.378	19.815	1	1.25	17.9	15.84	3060	45.9	C.V
Niv 4	103.781	106.567	26.059	25.332	1	1.25	20.84	20.26	3060	45.9	C.V
Niv 3	77.722	81.235	28.1	28.197	1	1.25	22.48	22.55	3060	45.9	C.V
Niv 2	49.622	53.038	25.375	26.009	1	1.25	20.3	20.8	3060	45.9	C.V
Niv 1	24.247	27.029	24.247	27.029	1	1.25	19.39	21.62	4080	61.2	C.V

IV.4.5 Selon l'IBC 2000

IV.4.5.1 Pour le modèle à 4 niveaux

Tableau IV.8 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 4 niveaux sur une zone de moyenne sismicité selon les normes de l'IBC 2000

Niveau	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	c_d	l_e	$\bar{\delta}_x$ (mm)	$\bar{\delta}_y$ (mm)	Hsx (mm)	0.015 hsx (mm)	Ob
Niv 4	84.49	69.67	11.469	8.129	1	1.25	9.175	6.503	3060	45.9	C.V
Niv 3	73.021	61.541	20.67	16.231	1	1.25	16.536	12.984	3060	45.9	C.V
Niv 2	52.351	45.31	24.512	20.627	1	1.25	19.609	16.501	3060	45.9	C.V
Niv 1	27.839	24.683	27.839	24.683	1	1.25	22.271	19.746	4080	45.9	C.V

IV.4.5 .2 Pour le modèle à 6 niveaux

Tableau IV. 9 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 6 niveaux sur une zone de moyenne sismicité selon les normes de l'IBC 2000

Niveau	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	c_d	l_e	$\bar{\delta}_x$ (mm)	$\bar{\delta}_y$ (mm)	hsx (mm)	0.015 hsx (mm)	Ob
Niv 6	137.599	134.954	11.44	8.572	1	1.25	9.152	6.85	3060	45.9	C.V
Niv 5	126.159	126.382	22.378	19.815	1	1.25	17.9	15.84	3060	45.9	C.V
Niv 4	103.781	106.567	26.059	25.332	1	1.25	20.84	20.26	3060	45.9	C.V
Niv 3	77.722	81.235	28.1	28.197	1	1.25	22.48	22.55	3060	45.9	C.V
Niv 2	49.622	53.038	25.375	26.009	1	1.25	20.3	20.8	3060	45.9	C.V
Niv 1	24.247	27.029	24.247	27.029	1	1.25	19.39	21.62	4080	61.2	C.V

IV.4.6 Représentation des graphes de déplacement inter-étage aux points de performance selon les deux règlementations Américaines

IV.4.6.1 Pour le modèle à 4 niveaux

a) Dans le sens (x-x)

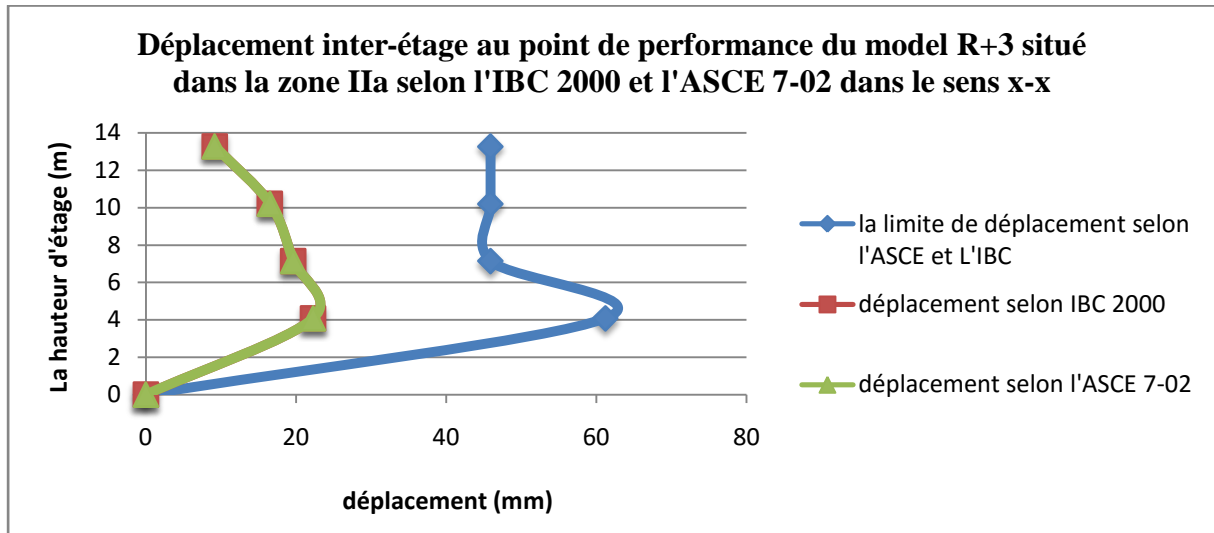


Figure IV.16 déplacement inter-étage au point de performance du model R+3 situé dans la zone II_a selon l'IBC 2000 et l'ASCE 7-02 dans le sens (x-x)

b) Dans le sens (y-y)

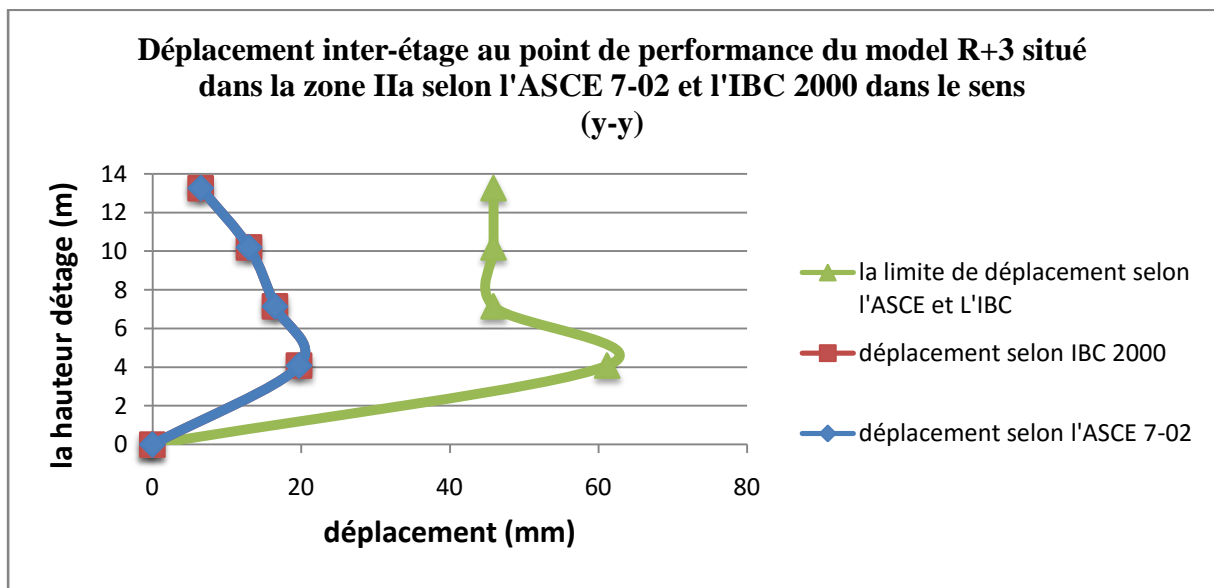


Figure IV.17 déplacement inter-étage au point de performance du model R+3 situé dans la zone II_a selon l'IBC 2000 et l'ASCE 7-02 dans le sens (y-y)

❖ Interprétation

D'après les deux représentations (sens x-x et y-y), on constate que les déplacements au PP du modèle à 4 niveaux (implantée en zone de moyenne sismicité) sont toujours vérifiés selon les deux codes Américain IBC 2000 et l'ASCE 7-02.

Chapitre IV Analyse statique non-linéaire et Vérifications des Déplacement inter-étages aux points de performance des modèles étudiés

Les valeurs des déplacements maximums atteints sont de 22.27 mm et 19.74 mm selon x-x et y-y, respectivement. Ces déplacements se localisent au niveau 1 de la structure.

Enfin, les limites dictées par ces codes (0.015hsx), ne sont toujours pas atteinte pour ce modèle. Les déplacements sont toujours vérifiés même aux PP.

IV.4.6.2 Pour le modèle à 6 niveaux

a) Dans le sens (x-x)

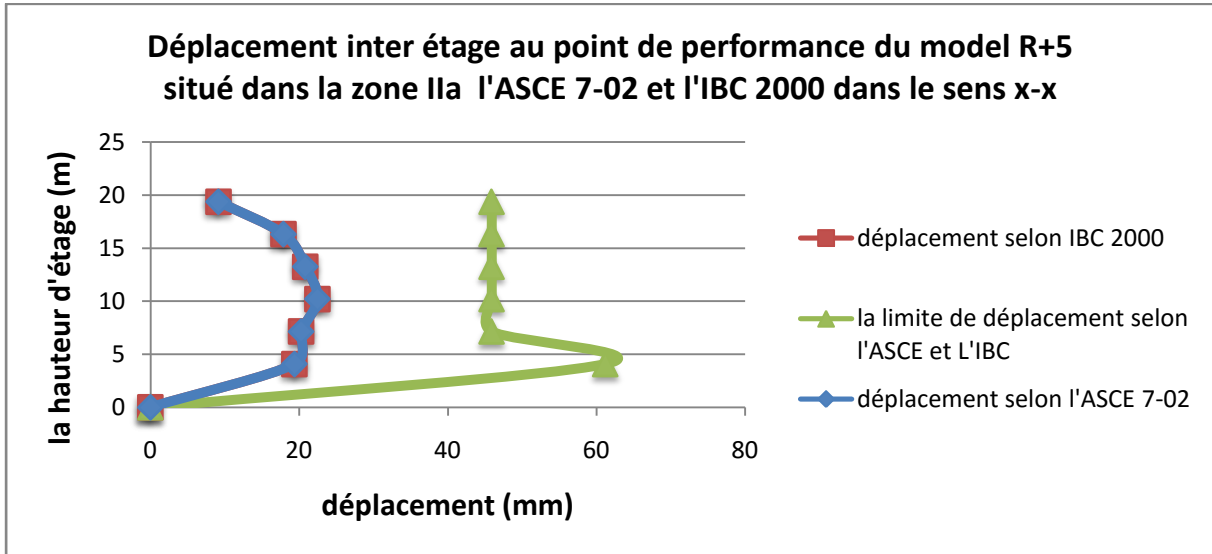


Figure IV.18 déplacement inter-étage au point de performance du model R+5 situé dans la zone II_a selon l'IBC 2000 et l'ASCE 7-02 dans le sens (x-x)

b) Dans le sens (y-y)

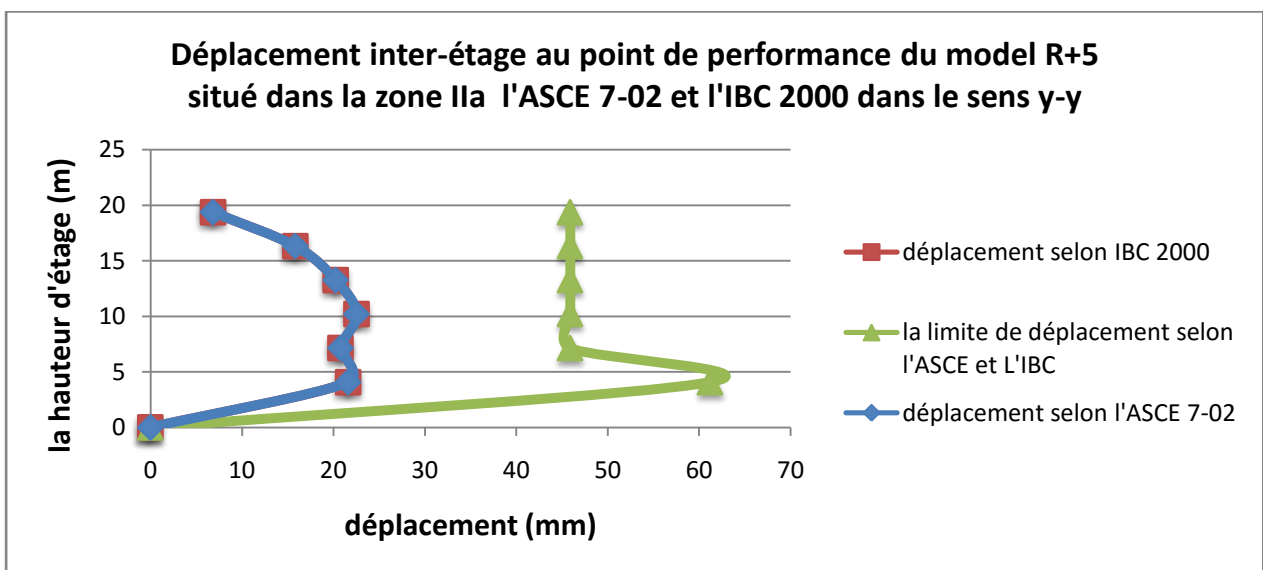


Figure IV.19 déplacement inter-étage au point de performance du model R+5 situé dans la zone II_a selon l'IBC 2000 et l'ASCE 7-02 dans le sens (y-y)

Chapitre IV Analyse statique non-linéaire et Vérifications des Déplacement inter-étages aux points de performance des modèles étudiés

❖ Interprétation

Selon les deux sens x-x et y-y, il est constaté que les déplacements au PP du modèle à 6 niveaux (implantées dans la zone IIa) sont toujours vérifiés selon les codes IBC 2000 et l'ASCE 7-02.

Les déplacements maximums atteints sont de l'ordre de 22.28mm et 22.55 mm (pratiquement les mêmes) au niveau 3 de la structure (toujours dans les étages intermédiaires comme au chapitre III).

IV.4.6 Conclusion partielle 1

Selon le calcul des déplacements aux points de performance des modèles dans la zone de moyenne sismicité, les conclusions suivantes apparaissent :

- Le calcul des déplacements inter-étages est vérifié selon les quatre méthodes utilisées.
- Les déplacements maximaux se retrouvent au niveau 1 du modèle à 4 niveaux et au niveau 6 du modèle à 6 niveaux.
- Les déplacements maximum sont ceux calculés selon le RPA99/2003, puis viennent ceux des codes Américains en enfin ceux de l'Eurocode 8.

IV.5 Calcul des déplacements inter-étages aux points de performance selon les quatre réglementations, pour les deux modèles (4 et 6 niveaux) sur zone III

IV.5.1 Selon le RPA 99 version 2003

IV.5.1.1 Modèle à 4 niveaux

Tableau IV.10 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 4 niveaux sur une zone de forte sismicité selon les normes de RPA 99 version 2003

Niveau	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	R	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	H (mm)	1%h	Obs
Niv 4	173,481	136,881	1	173,481	136,881	31,098	10,787	3060	30.6	C.N.V
Niv 3	142,383	126,094	1	142,383	26,094	41,284	33,344	3060	30.6	C.N.V
Niv 2	101,099	92,75	1	101,099	92,75	45,63	41.663	3060	30,6	C.N.V
Niv 1	55,469	51,087	1	55,469	51,087	55,469	51,807	4080	40,8	C.N.V

Chapitre IV Analyse statique non-linéaire et Vérifications des Déplacement inter-étages aux points de performance des modèles étudiés

IV.5.1.2 Modèle à 6 niveaux

Tableau IV. 11 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 6 niveaux sur une zone de forte sismicité selon les normes de RPA 99 version 2003

Niveaux	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	R	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	Δ_x (mm)	Δ_y (mm)	h (mm)	1%h	Obs
Niv 6	264,71	217,716	1	264,71	217,716	30,786	12,438	3060	30.6	C.N.V
Niv 5	233,924	205,278	1	233,924	205,278	42,358	30,281	3060	30.6	C.N.V
Niv 4	191,566	174,997	1	191,566	174,997	46,374	39,544	3060	30.6	C.N.V
Niv 3	145,192	135,453	1	145,192	135,453	48,594	43,989	3060	30.6	C.N.V
Niv 2	96,598	91,464	1	96,598	91,464	45,848	42,585	3060	30,6	C.N.V
Niv 1	50,75	48,879	1	50,75	48,879	50,75	48,879	4080	40,8	C.N.V

IV.5.2 Selon L'Eurocode 8 (NF EN 1998-1)

IV.5.2.1 Modèle à 4 niveaux

Tableau IV.12 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 4 niveaux sur une zone de forte sismicité selon les normes de l'Eurocode 8

Niveau	d_{ex} (mm)	d_{ey} (mm)	q	ds_x (mm)	ds_y (mm)	dr_x (mm)	dr_y (mm)	v	dr_x*v (mm)	dr_y*v (mm)	h (mm)	0.01 h	Ob
Niv 4	173,481	136,881	1	173,481	136,881	31,098	10,787	0.4	12,439	4,314	3060	30.6	C.V
Niv 3	142,383	126,094	1	142,383	126,094	41,284	33,344	0.4	16,5136	13,337	3060	30.6	C.V
Niv 2	101,099	92,75	1	101,099	92,75	45,63	41,663	0.4	18,252	16,665	3060	30,6	C.V
Niv 1	55,469	51,087	1	55,469	51,087	55,469	51,087	0.4	22,034	20,434	4080	40,8	C.V

IV.5.2.2 Modèle à 6 niveaux

Tableau IV.13 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 6 niveaux sur une zone de forte sismicité selon les normes de l'Eurocode 8

Niveau	d_{ex} (mm)	d_{ey} (mm)	q	ds_x (mm)	ds_y (mm)	dr_x (mm)	dr_y (mm)	v	dr_x*v (mm)	dr_y*v (mm)	h (mm)	0.01h	Ob
Niv 6	264,71	217,716	1	264,71	217,716	30,786	12,438	0.4	12,314	4,975	3060	30.6	C.V
Niv 5	233,924	205,278	1	233,924	205,278	42,358	30,281	0.4	16,943	12,112	3060	30.6	C.V
Niv 4	191,566	174,997	1	191,566	174,997	46,374	39,544	0.4	18,549	15,817	3060	30.6	C.V

Chapitre IV Analyse statique non-linéaire et Vérifications des Déplacement inter-étages aux points de performance des modèles étudiés

Niv 3	145,192	135,453	1	145,192	135,453	48 ,594	43,989	0.4	19,437	17,595	3060	30.6	C.V
Niv 2	96,598	91,464	1	96,598	91,464	45,848	42,585	0.4	18, 339	17,034	3060	30,6	C.V
Niv 1	50,75	48,879	1	50,75	48,879	50,75	48,879	0.4	20, 3	19,551	4080	40,8	C.V

IV.5.3 Représentation de déplacement inter-étage (au PP) en fonction de la hauteur d'étage en zone de forte sismicité selon les codes Algérien et Européen

IV.5.3.1 Pour la structure R+3

a) Dans le sens (x-x)

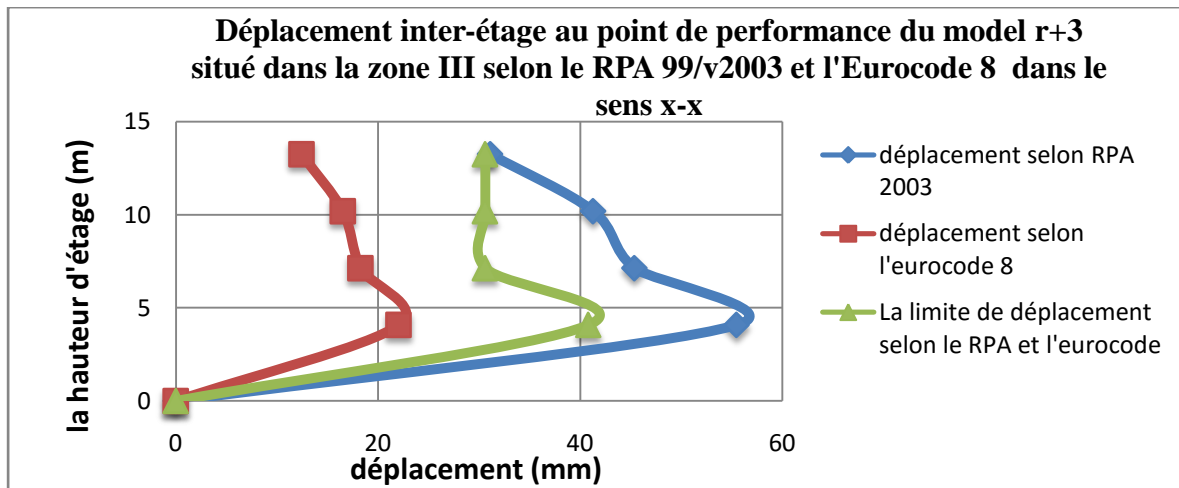


Figure IV.20 déplacement inter-étage au point de performance du modèle R+3 situé dans la zone III selon le RPA 99/v 2003 l'Eurocode 8 dans le sens (x-x)

a) Dans le sens (y-y) :

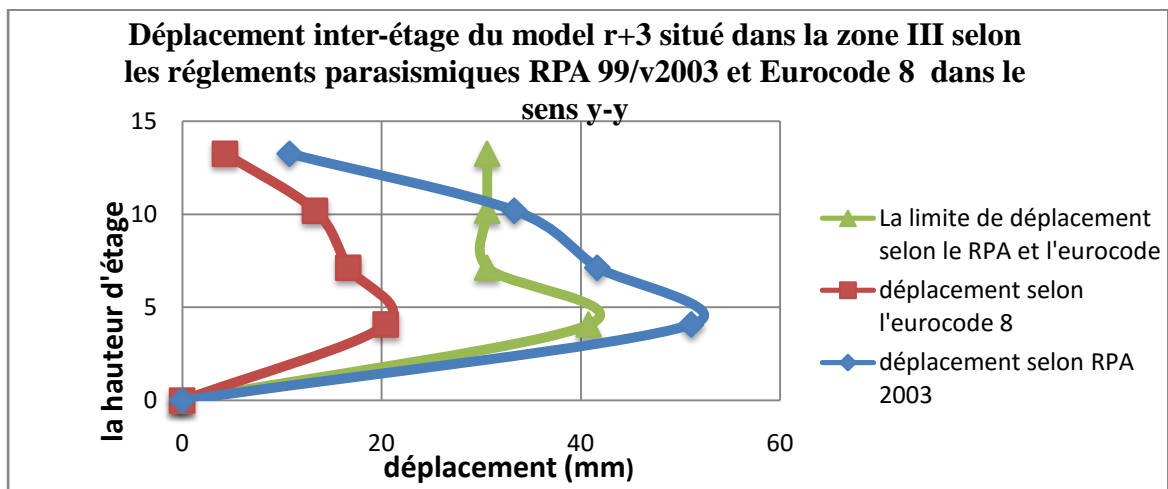


Figure IV.21 déplacement inter-étage au point de performance du modèle R+3 situé dans la zone III selon le RPA 99/v 2003 l'Eurocode 8 dans le sens (y-y)

Interprétation

D'après les deux représentations selon le règlement RPA99/2003, on remarque que la structure à 4 niveaux située dans la zone de forte sismicité subit un déplacement inter-étage (au Point de Performance) important de 55.469 mm et 51.087 mm dans les sens x-x et y-y, respectivement. Ce déplacement correspond au niveau 1 de la structure à une hauteur de 4.08 m.

A cet effet, les déplacements inter-étages (aux points de performance) comparés aux limites du RPA 99/2003 ne sont plus vérifiés, comme constaté en calcul linéaire (chapitre III).

Concernant les normes Eurocode 8 (NF EN 1998-1), une augmentation significative des déplacements aux PP sont constatés comparativement au calcul linéaire effectué en chapitre III. Les déplacements maximums sont de l'ordre de 22.034 mm et de 20.43 mm selon les sens x-x et y-y, respectivement. Cependant, suivant ce même règlement, les déplacements sont en tout point vérifiés.

IV.5.3.2 Pour la structure R+5

a) Dans le sens (x-x)

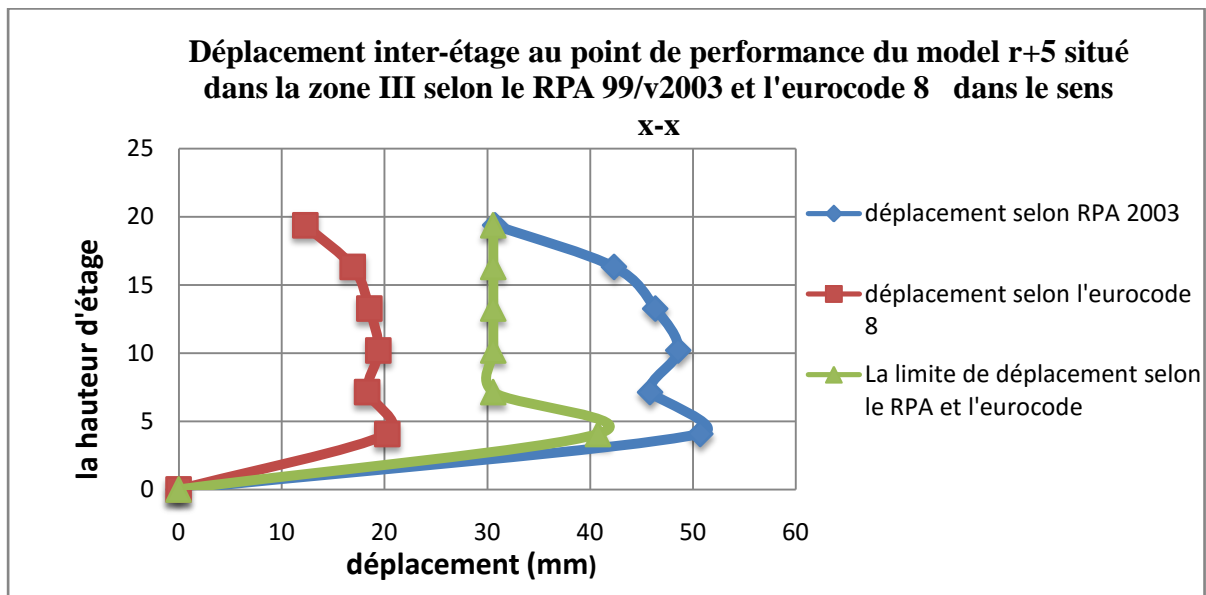


Figure IV.22 déplacement inter-étage au point de performance du model R+5 situé dans la zone III selon le RPA 99/v 2003 l'Eurocode 8 dans le sens (x-x)

b) Dans le sens (y-y)

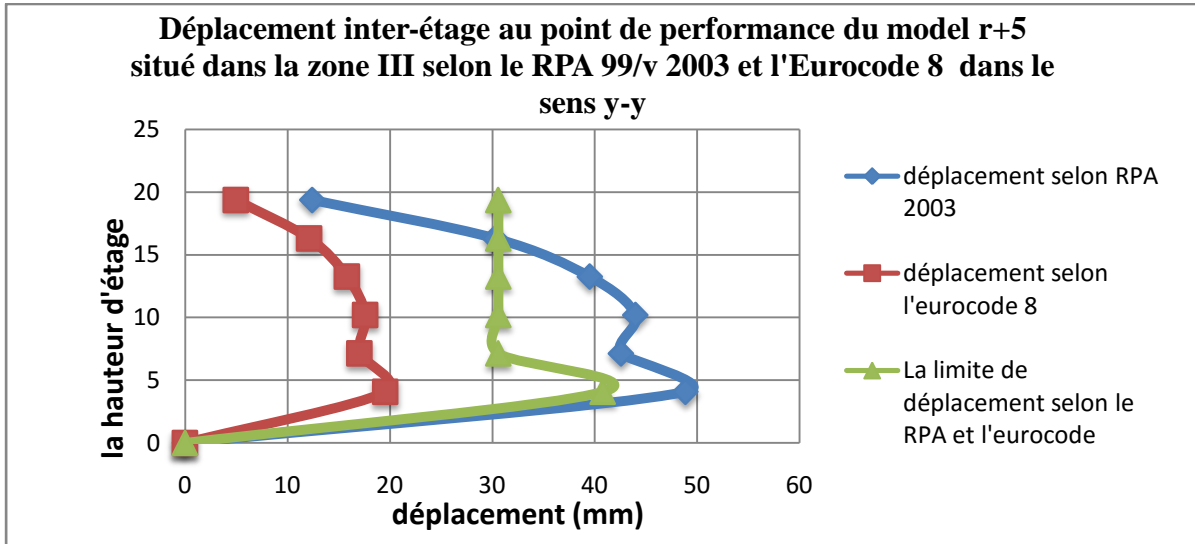


Figure IV.23 déplacement inter-étage au point de performance du modèle R+5 situé dans la zone III selon le RPA 99/v 2003 l'Eurocode 8 dans le sens (y-y)

❖ Interprétation

Comme constaté pour le modèle à 4 niveaux, les déplacements inter-étages aux points de performance de ce dernier (à 6 niveaux) ne sont pas vérifiés selon la réglementation Algérienne (RPA99/2003).

Il est remarqué aussi, des déplacements maximums atteints au niveau 1 du modèle, au lieu du niveau 3 dans la zone de moyenne sismicité IIa. On peut dire qu'en augmentant la courbe de demande élastique de la zone IIa à la zone III, le point de performance se déplace dans le domaine plastique, créant ainsi des désordres plus importants localisés dans les étages inférieurs lié aux déplacements plus importants à ce niveau.

Les déplacements calculés selon le RPA99/2003 sont de l'ordre de 50.75 mm et 48.88 mm dans les sens x-x et y-y, respectivement.

Selon le calcul Eurocode8 (NF EN 1998-1) les déplacements sont toujours moins importants. Ils sont de 20.3 mm et 19.55 mm, selon les sens x-x et y-y, respectivement. Ils sont toujours vérifiés par rapport à la limite de déplacement inter étage (1%h).

Chapitre IV Analyse statique non-linéaire et Vérifications des Déplacement inter-étages aux points de performance des modèles étudiés

IV.5.4 Selon l'ASCE 7-02

IV.5.4.1 Modèle à 4 niveaux

Tableau IV.14 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 4 niveaux sur une zone de forte sismicité selon les normes de l'ASCE 7-02

Niveaux	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	c_d	I_e	$\bar{\delta}_x$ (mm)	$\bar{\delta}_y$ (mm)	hsx (mm)	0.015 hsx (mm)	Ob
Niv 4	173,481	136,881	31,098	10,787	1	1.5	20,732	7,191	3060	45.9	C.V
Niv 3	142,383	126,094	41,284	33,344	1	1.5	27,775	22,229	3060	45.9	C.V
Niv 2	101,099	92,75	45,63	41,663	1	1.5	30,42	27,775	3060	45.9	C.V
Niv 1	55,469	51,087	55,469	51,087	1	1.5	36,979	34,058	4080	61.2	C.V

IV.5.4.2 Modèle à 6 niveaux

Tableau IV.15 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 6 niveaux sur une zone de forte sismicité selon les normes de l'ASCE 7-02

Niveau	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	c_d	I_e	$\bar{\delta}_x$ (mm)	$\bar{\delta}_y$ (mm)	hsx (mm)	0.015 hsx (mm)	Ob
Niv 6	264,71	217,716	30,786	12,438	1	1.5	20,524	8,292	3060	45.9	C.V
Niv 5	233,924	205,278	42,358	30,281	1	1.5	28,238	20,187	3060	45.9	C.V
Niv 4	191,566	174,997	46,374	39,544	1	1.5	30,916	26,3626	3060	45.9	C.V
Niv 3	145,192	135,453	48,594	43,989	1	1.5	32,396	29,326	3060	45.9	C.V
Niv 2	96,598	91,464	45,848	42,585	1	1.5	30,565	28,39	3060	45.9	C.V
Niv 1	50,75	48,879	50,75	48,879	1	1.5	33,833	32,586	4080	61.2	C.V

Chapitre IV Analyse statique non-linéaire et Vérifications des Déplacement inter-étages aux points de performance des modèles étudiés

IV.5.5 Selon l'IBC 2000

IV.5.5.1 Modèle à 4 niveau

Tableau IV.16 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 4 niveaux sur une zone de forte sismicité selon les normes de l'IBC 2000

Niveau	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	c_d	l_e	$\bar{\delta}_x$ (mm)	$\bar{\delta}_y$ (mm)	hsx (mm)	0.015 hsx	Ob
Niv 4	173,481	136,881	31,098	10,787	1	1.5	20,732	7,191	3060	45.9	C.V
Niv 3	142,383	126,094	41,284	33,344	1	1.5	27,775	22,229	3060	45.9	C.V
Niv 2	101,099	92,75	45,63	41,663	1	1.5	30,42	27,775	3060	45.9	C.V
Niv 1	55,469	51,087	55,469	51,087	1	1.5	36,979	34,058	4080	61.2	C.V

IV.5.5.2 Modèle à 6 niveaux

Tableau IV.17 Déplacement inter-étages au point de performance du modèle à 6 niveaux sur une zone de forte sismicité selon les normes de l'IBC 2000

Niveau	δ_{ex} (mm)	δ_{ey} (mm)	δ_{ex}^k (mm)	δ_{ey}^k (mm)	c_d	l_e	$\bar{\delta}_x$ (mm)	$\bar{\delta}_y$ (mm)	hsx (mm)	0.015 hsx (mm)	Ob
Niv 6	264,71	217,716	30,786	12,438	1	1.5	20,524	8,292	3060	45.9	C.V
Niv 5	233,924	205,278	42,358	30,281	1	1.5	28,238	20,187	3060	45.9	C.V
Niv 4	191,566	174,997	46,374	39,544	1	1.5	30,916	26,3626	3060	45.9	C.V
Niv 3	145,192	135,453	48,594	43,989	1	1.5	32,396	29,326	3060	45.9	C.V
Niv 2	96,598	91,464	45,848	42,585	1	1.5	30,565	28,39	3060	45.9	C.V
Niv 1	50,75	48,879	50,75	48,879	1	1.5	33,833	32,586	4.080	61.2	C.V

IV.5.6 Représentation de déplacement inter-étage au PP en fonction de la hauteur d'étage pour le modèle à 4 niveaux selon les normes Américaines

IV.5.6.1 Pour la structure R+3

a) Dans le sens (x-x)

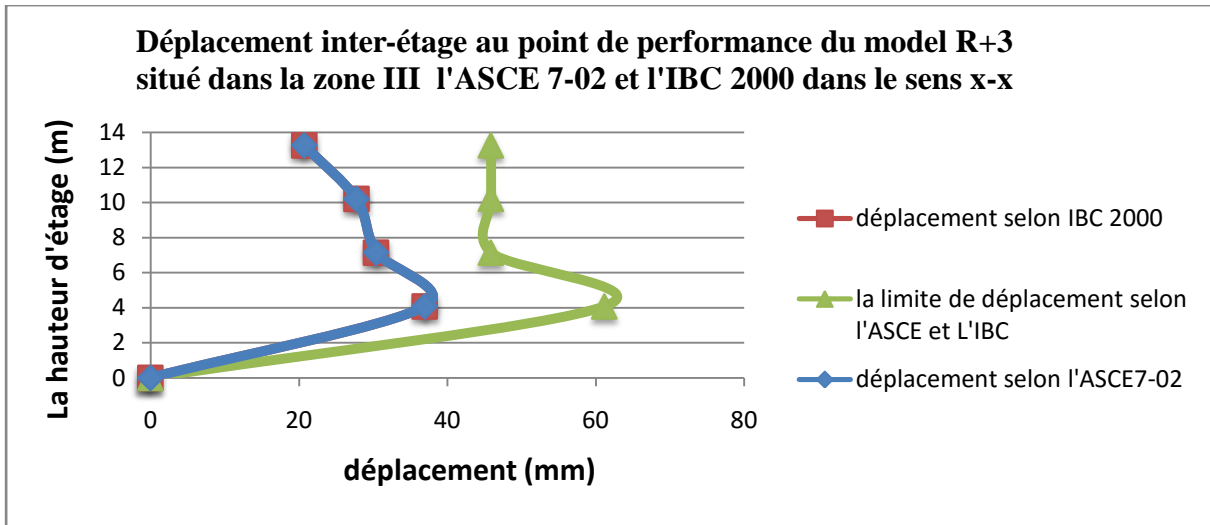


Figure IV.24 déplacement inter-étage au point de performance du modèle R+3 situé dans la zone III selon l'ASCE 7-02 et l'IBC 2000 dans le sens (x-x)

b) Dans le sens (y-y)

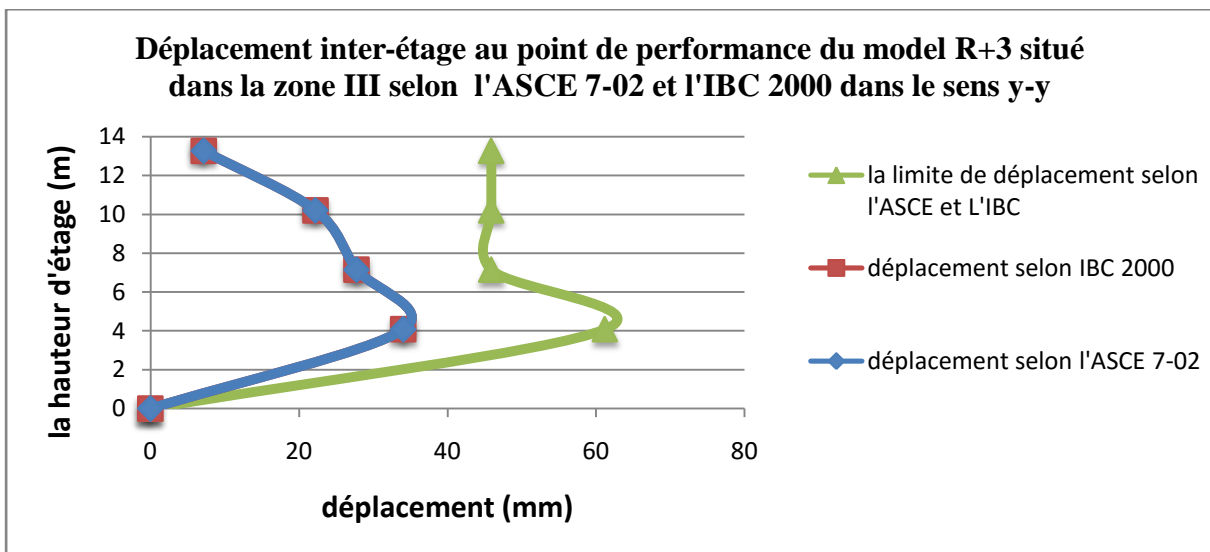


Figure IV.25 déplacement inter-étage au point de performance du modèle R+3 situé dans la zone III selon l'ASCE 7-02 et l'IBC 2000 dans le sens (y-y)

❖ **Interprétation**

D'après les deux représentations, on constate que le modèle R+3 implantées dans la zone III atteint un déplacement maximum au point de performance de 36,97 mm et 34,058 mm dans les sens x-x et y-y, respectivement, selon les codes Américains. Ces déplacements sont beaucoup plus importants que ceux calculés dans le chapitre III, mais reste toutefois vérifiées selon les limites de ces mêmes codes.

IV.5.6.2 Pour la structure R+5

a) Dans le sens (x-x) :

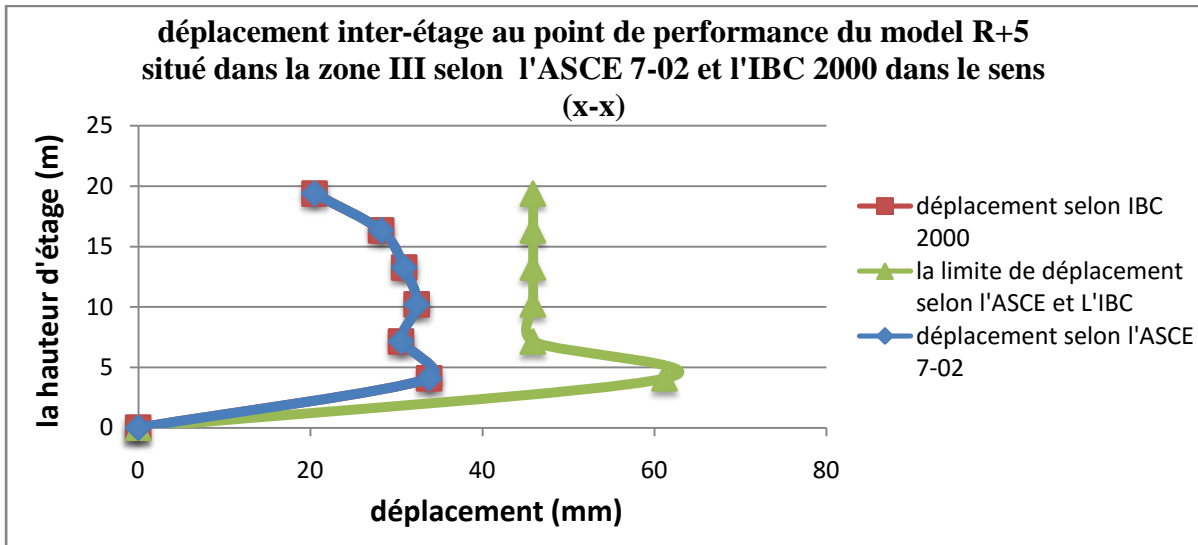


Figure IV.26 déplacement inter-étage au point de performance du model R+5 situé dans la zone III selon l'ASCE 7-02 et l'IBC 2000 dans le sens (x-x)

b) Dans le sens (y-y)

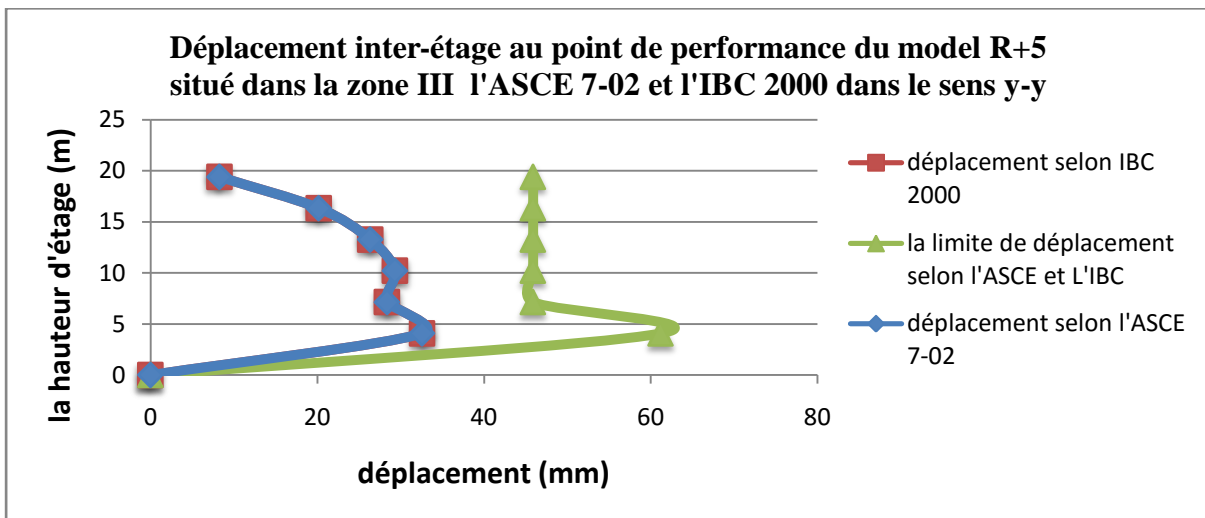


Figure IV.27 déplacement inter-étage au point de performance du model R+5 situé dans la zone III selon l'ASCE 7-02 et l'IBC 2000 dans le sens (y-y)

❖ **Interprétation**

D'après les deux représentations, on constate que le modèle R+5 implantées dans la zone III atteint un déplacement maximum au point de performance de 33.83 mm et 32.58 mm dans les sens x-x et y-y, respectivement, selon les codes Américains. Ces déplacements sont beaucoup plus importants que ceux calculés dans le chapitre III, mais reste toutefois vérifiées selon les limites de ces mêmes codes.

IV.5.7 Conclusion partielle 2

Sur la zone de forte sismicité, il est constaté que les déplacements inter-étages aux PP ne sont pas vérifiés selon la réglementation Algérienne RPA99/2003. En effet, pour les deux modèles étudiés les déplacements dépassent la limitation de 1% de la hauteur d'étages limite. Cette dernière est indépendante du type de calcul linéaire ou non linéaire effectué.

L'ordre de grandeur des déplacements diffère d'une zone de sismicité à une autre, avec des accélérations beaucoup plus importantes donnant lieu à des dommages plus conséquents (en termes de plastifications des éléments) ainsi qu'en termes de déplacements inter-étages.

IV.6 Conclusion

Les conclusions apportées par ce chapitre pour les deux modèles 4 et 6 niveaux sont :

Les dommages apparus sur les deux modèles en termes de plastification sont légers avec des rotules plastiques à la limite du domaine élastique.

- Les plastifications apparaissent en premier lieu dans les poutres puis dans les poteaux, selon le respect de la condition Poteaux Fort-Poutres Faibles dictée par le RPA99/2003.
- Les plastifications sont plus importantes dans les étages intermédiaires, selon la hauteur des modèles.
- Pour les deux zones sismiques considérées, les déplacements maximums apparaissent dans ces mêmes niveaux intermédiaires pour la structure à 6 niveaux.
- Le déplacement inter-étage maximum est localisé au niveau 1 de la structure dans les deux zones sismiques considérées. Ceci est probablement dû à la différence de hauteur entre le niveau 1 de 4.08 m et le niveau 2 de 3.06m, entraînant ainsi une différence de rigidité conséquente. Cependant, on note que lors du calcul linéaire (chapitre III) cet aspect n'est pas constaté avec des déplacements maximums au niveau 2 (intermédiaire) du modèle. On peut dire, que le comportement réel de la structure liée à la demande élastique considérée donne des résultats plus probants.
- Le calcul des déplacements selon le RPA99/2003, donne les plus grandes valeurs des déplacements. Ainsi, dans la zone III, les déplacements inter-étages ne sont pas vérifiés pour ce modèle.

Chapitre IV Analyse statique non-linéaire et Vérifications des Déplacement inter-étages aux points de performance des modèles étudiés

- Les déplacements limites du calcul selon le règlement RPA99/2003 sont les plus restrictifs. La réglementation Algérienne est la plus exigeante comparativement aux méthodes des trois autres règlements utilisés.
- Les déplacements calculés selon l'Eurocode8 donnent les plus petits, en comparaison avec ceux calculés selon les trois autres règlements.
- Les deux règlements Américains, IBC 2000 et ASCE 7-02 suivent exactement la même méthodologie et aboutissent exactement aux mêmes conclusions.
- Les codes Américains et Européen utilisent deux coefficients lors de calcul de déplacement inter-étage un coefficient lié au zonage sismique et l'autre lié au comportement de la structure (limitation de dommage). Contrairement au règlement algérien RPA 99/2003 qui tient en compte un seul coefficient de comportement lié au type de dommage.

Conclusion générale

Conclusion générale

Conclusion générale :

Le déplacement inter-étages d'un bâtiment correspond à la force latérale, en tenant compte du déplacement dû à la déformation verticale du système d'isolation. Certaines normes exigent donc un contrôle du déplacement relatif entre étages, à leurs centres de gravité. Le déplacement inter-étages constitue un paramètre majeur dans la conception et le dimensionnement des structures en zone sismique. Plusieurs formules sont proposées dans des différents règlements Parasismiques à travers le monde. Dans ce travail on va procéder au calcul de ce dernier en utilisant les différents codes RPA 99 version 2003, l'Eurocode 8 (NF EN 1998-1), l'ASCE 7.02, et l'IBC2000, le calcul se fera en premier, dans le domaine linéaire en utilisant un spectre élastique, et en deuxième, dans le domaine non linéaire en utilisant un spectre inélastique. A la fin on va faire une petite comparaison entre les résultats obtenus des différents codes.

L'étude selon les différentes réglementations, du déplacement inter-étage des modèles à 4 et 6 niveaux dans le domaine linéaire, sur les deux zones d'implantation (de moyenne et forte sismicité), apportent les conclusions suivantes :

- Les déplacements calculés sont toujours vérifiés, quelque soient la hauteur, la zone ou même la méthodologie de calcul utilisé (liée aux quatre règlements parasismiques étudiés),
- Les déplacements sont plus importants pour le modèle à 6 niveaux comparativement au modèle à 4 niveaux,
- Les déplacements calculés selon les normes RPA99/2003 sont les plus importants,
- Les déplacements calculés selon la méthodologie de l'IBC 2000 et l'ASCE 7-02 donnent les plus petites valeurs, en comparaison aux deux autres règlements,
- Les limites de déplacement (à ne pas dépasser) sont plus restrictives dans le cas des règlements Algérien et Européen,
- Les valeurs des déplacements des modèles dans la zone de forte sismicité sont plus importantes que celles trouvées dans la zone de moyenne sismicité,
- Le zonage sismique n'influe pas sur l'emplacement du déplacement maximum des modèles (niveau 2 pour le modèle à 4 niveaux et niveau 3 pour le modèle à 6 niveaux),
- Les limites des déplacements donnés par les réglementations Américaines sont moins restrictives en tolérant des déplacements beaucoup plus important que dans le cas des deux règlements Algérien (RPA99/2003) et Européen (Eurocode 8).

Dans la suite du travail, les déplacements inter-étages des deux modèles (à 4 et 6 niveaux) sont recalculés à leurs points de performances, selon une analyse statique non linéaire (Pushover).

En effet, l'intérêt est d'avoir les déplacements réels des modèles (aux points de fonctionnement) selon les spectres de demande élastique réelle, afin de les comparer aux limitations des quatre règlements susmentionnés.

- Les dommages apparus sur les deux modèles en termes de plastification sont légers avec des rotules plastiques à la limite du domaine élastique. Les plastifications apparaissent en premier lieu dans les poutres puis dans les poteaux, selon le respect de la condition Poteaux Fort-Poutres Faibles dictée par le RPA99/2003. Les plastifications sont plus importantes dans les étages intermédiaires, selon la hauteur des modèles.
- Pour les deux zones sismiques considérées, les déplacements maximums apparaissent dans ces mêmes niveaux intermédiaires pour la structure à 6 niveaux. Le déplacement inter-étage maximum est localisé au niveau 1 de la structure dans les deux zones sismiques considérées. Ceci est probablement dû à la différence de hauteur entre le niveau 1 de 4.08 m et le niveau 2 de 3.06m, entraînant ainsi une différence de rigidité conséquente. Cependant, on note que lors du calcul linéaire (chapitre III) cet aspect n'est pas constaté avec des déplacements maximums au niveau 2 (intermédiaire) du modèle. On peut dire, que le comportement réel de la structure liée à la demande élastique considérée donne des résultats plus probants.
- Le calcul des déplacements selon le RPA99/2003, donne les plus grandes valeurs des déplacements. Ainsi, dans la zone III, les déplacements inter-étages ne sont pas vérifiés pour ce modèle.
- Les déplacements limites du calcul selon le règlement RPA99/2003 sont les plus restrictifs. La réglementation Algérienne est la plus exigeante comparativement aux méthodes des trois autres règlements utilisés.
- Les plus faibles déplacements calculés pour ce modèle sont ceux visés par les réglementations Américaines, avec des valeurs très petites (avec un maximum de 3 mm),
- Le deux règlements Américains, IBC 2000 et ASCE 7-02 suivent exactement la même méthodologie et aboutissent exactement aux mêmes conclusions.

Conclusion générale

- Les codes Américains et Européen utilisent deux coefficients lors de calcul de déplacement inter-étage un coefficient lié au zonage sismique et l'autre lié au comportement de la structure (limitation de dommage). Contrairement au règlement algérien RPA 99/2003 qui tient en compte un seul coefficient de comportement lié au type de dommage.

Référence bibliographique

- [1] : Zendaoui Abdelhakim (2018), ‘‘étude de l’influence des paramètres de modélisation sur l’analyse sismique des structures en béton armé ‘‘ thèse de doctorat, université Mustapha Ben Boulaid Batna 2
- [2]: Mr. NEKMOUCHE Aghiles 2012/2013 Investigation du comportement dans les zones des rotules plastiques dans les portiques en béton armé Projet de fin d’études, université de Mouloud Mammeri, Tizi Ouzou.
- [3] Institut national des sciences appliquées de Lyon - PIERRE ALAIN-, Proposition d’amélioration pour l’évaluation de la nocivité d’un signal et du dommage pour les structures à ossatures. Introduction à l’analyse fiabiliste de l’endommagement en fonction de la nocivité d’un signal sismique. Contribution à la prédiction du dommage des structures en béton armé sous sollicitations sismiques.
- [4] : Mr Habbi Djamel (2014), ‘‘Evaluation des mécanismes de ruine des structures auto-stables sous les séismes proches et lointains’’ mémoire de magister, université de Mouloud Mammeri, Tizi Ouzou
- [5] : Groupe de Recherche Néotectonique de L’arc de Gibraltar (1977), ‘‘ L’histoire tectonique récente de l’arc de Gibraltar et des bordures de la mer d’Alboran ‘‘ le bulletin de la société géologique de France.
- [6] Prof. A. Kassoul (2015/2016) ‘‘ Ossatures Bâtiment’’ cours de master génie civil, Option : Structures Civiles et industrielles, université de Hassiba Benbouali, Chlef
- [8] : Abdennour Chekired (2016), ‘‘Évaluation du facteur de comportement d’ossatures en portique en acier sur la base d’analyses statique et dynamique non-linéaires’’, thèse de doctorat en génie civil, Université Mouloud Mammeri Tizi-Ouzou.
- [7] : Salama Fatma Zohra (2016) ‘‘ analyse du comportement des portiques auto-stable en béton armé’’, mémoire de magister, université de Saad Dahleb, Blida.
- [9] : Docteur Hosni Abderrahmane Taleb, ‘‘Système de contreventements’’ cours Centre universitaire de MilaTahri
- [10] : Docteur Milan Zacek (novembre 2010) ‘‘BÉTON & CONFORT SISMIQUE (Conception parasismique des immeubles d’habitation collective en béton armé) ‘‘, Livre.
- [11] : KAHIL Amar (2015), ‘‘évaluation de la performance sismique des structures en béton armé en tenant compte de la nocivité du signal sismique ‘‘ , thèse de doctorat, université de Mouloud Mammeri Tizi Ouzou
- [12] : Ambraseys , N.N. , Elnashai , A.S. , Bommer , J.J. , Haddar , F. , Madas , P. , Elghazouli , A.Y. and Vogt , J. (1990). The Chenoua (Algeria) Earthquake of 29 October 1989, Engineering Seismology and Earthquake Engineering, Report No. ESEE/90 - 4, Imperial College, London, UK

Référence bibliographique

- [13]: H. Sezen, A.S. Whittaker, K.J. Elwood, K.M. Mosalam (2003); Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey; Engineering Structures 25 (2003) 103–114.
- [14] : Naeim, F. (Ed.). (2012). The Seismic Design Handbook. Springer Science & Business Media
- [15] : steva, L. (1992). Nonlinear seismic response of soft-first-story buildings subjected to narrow-band accelerograms. Earthquake Spectra, 8(3), 373-389
- [16] : Agrawal, P., & Shrikhande, M. (2006). Earthquake resistant design of structures. PHI Learning Pvt. Lt
- [17] : ESTEBAN SAEZ, "Conception des bâtiments basés sur la notion de performance", Ecole centrale de PARIS, hal-00272734, version 1-11 April 2008
- [18] : Mekki Mohammed (2015), ‘‘approche probabiliste dans la détermination des courbes de vulnérabilité des structures en génie civil’’, thèse de doctorat, l’université de bordeaux
- [19] : Zendaoui Abdelhakim (2018), ‘‘étude de l’influence des paramètres de modélisation sur l’analyse sismique des structures en béton armé ‘‘ thèse de doctorat, université Mustapha Ben Boulaid Batna 2
- [20] : Tilmatine Thileli (2019) ‘‘ étude comparative de la performance sismique entre plusieurs systèmes de contreventement d’une structure en béton armé’’, université de Mouloud Mammeri Tizi Ouzou.
- [21] : BELAZOUZ Lynda (2016) ‘‘Influence de la disposition des voiles sur le comportement dynamique des structures’’ .Mémoire de magister en génie civil, université de Mouloud Mammeri , Tizi Ouzou
- [22] : Hamou kada. Et Ramdane kheir eddine (2007), ‘‘Etablissement de la Courbe de Fragilité par la méthode Pushover’’, 7ème Colloque en génie parasismique, National AFPS– Ecole Centrale Paris.
- [23] : A.Boumekik (2006) ‘‘ analyse Pushover des structures en béton armé; théorie d’endommagement ‘‘, projet de recherche, université de Batna.
- [24] *ADJOU Naima* (2013) ‘‘investigation numérique sur les systèmes d’isolation sismique des structures contreventées par portiques auto-stables en béton armé’’
- [25]. Krawinkler Helmut, 2005 ‘ ‘ Pushover analysis: why, how, when, and when not to use it’’, structural engineers association of California, Stanford University, Stanford. California.
- [26] : eurocode 8, Annexe B (informative) Détermination du déplacement cible pour l'analyse statique non linéaire (en poussée progressive)
- [27] : FEMA : FEMA 273, FEMA356 et FEMA440, improvement of non linear static

Référence bibliographique

[28] : ZIANI Lounes et HAMITOUCHE Lounes (2014) ‘analyse non-linéaire d’un bâtiment surmonté d’un réservoir sous l’effet hydrodynamique’, mémoire de master en génie civil, université de Mouloud Mammeri Tizi Ouzou

[29] : Drouna karima (2010), ‘Evaluation des performances parasismiques des portiques en BA renforcés par chemisage en béton armé et par bandage en CFRP ‘ mémoire de magister, université des frères Mentouri Constantine 1

[30] : FEMA – 356: Federal Emergency Management Agency (2000), Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of buildings, Washington (DC).

[31] : ATC-40, Applied technology council (1996), seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, vols 1 and 2, California.

[32] : cahier technique AFPS N°26, 200,(2006) ‘méthode en déplacement’

[33] : Règlement Parasismique Algérien RPA99/version 2003 (2003) : Centre National de recherche en Génie Parasismique, Algérie.

.

[34] : BAEL 91 révisées 99. Béton Armé aux Etats Limites (1999), ‘Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites’, DTUP 18-702, Fascicule 62.

[35] : American Society of Civil Engineers SEI/ASCE 7-02 Minimum Design Loads For Buildings and Other Structures Second Edition, les Etats Unis d’Amérique

[36] : International Building code IBC (2000), les Etas Unis d’Amerique

[37] : Mr. Djebaili Said et Mr. Benkadi Nasreddine (2021) performance sismique des structures auto-stables en béton armé dépassant les limitations en hauteur exigée par le RPA en zone IIa. mémoire de fin d’étude. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Faculté de Génie de la Construction. Département De Génie civil. Option Structures.

[38] : Bouzid Leyla (2022), ‘Vulnérabilité et fiabilité des constructions auto-stables sur sols meubles armés’ thèse de doctorat,, université de Mouloud Mammeri Tizi Ouzou.

[39]: LOUZAI Amar. Evaluation du facteur de comportement de structures en portique en béton arme sur la base d’analyses statique et dynamique non linéaires. Thèse de Doctorat. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2016