

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique
Université Mouloud MAMMERRI de TiziOuzou
Faculté du génie de la construction
Département de génie civil



MEMOIRE DE MAGISTER

Spécialité : Génie Civil

Option : Structures et Matériaux

Présenté par : Mr HABBI Djamel

THEME

*Evaluation des mécanismes de ruine
des structures auto-stables sous les
séismes proches et lointains*

Devant le jury composé de :

Mr. AIT TAHAR Kamal Professeur	Président
Mr. HAMIZI Mohand Maitre de conférences (Classe A)	Rapporteur
Mr. MELBOUCI Bachir Professeur	Examineur
Mr. DRIZI Saïd Maitre de conférences (Classe A)	Examineur
Mr. BOUHRAOUA Ali Maitre de conférences (Classe A)	Examineur

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à remercier Dieu clément et Miséricordieux de m'avoir donné la force et le courage de mener à bien ce modeste travail.

Je tiens à remercier Monsieur HAMIZI Mohand, Maître de conférences à l'Université de Tizi-Ouzou, pour sa patience et sa coopération le long de cette période et les conseils pertinents apportés durant la réalisation de ce mémoire, ainsi que pour son intérêt et sa grande disponibilité.

Mes remerciements s'adressent, également, à Mr. AIT TAHAR Kamal qui m'a fait l'honneur de présider le jury, Mr. DRIZI Saïd, Mr MELBOUCI Bachir et Mr. BOUHRAOUA Ali, pour avoir bien voulu examiner mon travail et participer au jury.

Je remercie de tout mon cœur mes parents, ma grande famille et ma belle famille, ainsi mes amis pour leur soutien et leurs encouragements.

RESUME

Les structures parasismiques sont dimensionnées pour résister à un séisme donné, ce séisme peut être classé comme séisme proche ou lointain, L'impact de ces séismes sur une construction est différent et la réponse de cette structure à ce séisme est directement influencée par la distance épacentrale. Faire la différence entre un séisme proche et un séisme lointain est donc essentiel pour comprendre le comportement de la structure vis-à-vis de cette sollicitation.

L'objectif de ce travail est donc d'établir dans la mesure du possible une comparaison en termes de déplacement et mode de ruine des structures auto-stables en béton armé entre les séismes proches et les séismes lointains à travers l'utilisation de la méthode du spectre de capacité (ATC 40), basée sur la méthode statique non-linéaire (Méthode push-over).

Afin de monter l'impact des séismes proches et lointains sur les structures de Génie Civil, trois bâtiments en portique en béton armé de 3, 5 et 7 étages sont considérés. Des analyses statiques non linéaires (Pushover) sont appliquées à l'aide du logiciel de calcul ETABS v 9.7 en utilisant deux accélérogrammes enregistrés lors du séisme de Boumerdes, le premier est enregistré dans la zone épacentrale, qui sera considéré comme séisme proche ; le deuxième qui lui est localisé dans une zone loin de l'épicentre qui sera, de ce fait, considéré comme séisme lointain. Les paramètres retenus pour les analyses sont : Les déplacements latéraux et inter-étages, la demande en ductilité, le degré de pénétration dans le domaine plastique et la distribution des rotules plastiques dans les poutres et poteaux.

Les résultats des analyses non linéaires montrent que : Le comportement de la structure (R+2) est élastique sous les deux séismes. Le comportement des structures (R+5) et (R+7) est inélastique sous les deux séismes. Néanmoins, la structure (R+5) est plus menacée par le séisme proche, tandis que la structure (R+7) est plus menacée par le séisme lointain.

Mots clés : Mécanisme de ruine, structures auto-stables, accélérogramme, méthode Pushover, performance sismique.

SUMMARY

The parasismic structures are dimensioned to resist a given seism, this seism can be classified like seism close or remote, the impact of these seisms on a construction east differ and the response of this structure to this seism is directly influenced by the distance épacentrale.To make the difference between a close seism and a remote seism is thus essential to include/understand the behavior of the structure with respect to this request.

The objective of this work is thus to establish as far as possible comparison in terms of displacement and mode of ruin of the self-stabilizing concrete structures reinforced between the close seisms and the remote seisms through the use of the method of the spectrum of capacity (ATC 40), based on the non-linear static method (Method push-over).

In order to assemble the impact of the close and remote seisms on the structures of Civil Engineering, three buildings out of concrete gantry reinforced with 3, 5 and 7 stages are considered.Nonlinear static analyses (Pushover) are applied using the computation software ETABS v 9.7 by using two accélérogrammes recorded at the time of the seism of Boumerdes, first is recorded in the zone épacentrale, which will be regarded as close seism;the second which is localised for him in a zone far from the epicentre which will be, so considered as remote seism.The parameters retained for the analyses are:Side and interstage displacements, the demand for ductility, the degree of penetration in the plastic range and distribution of the plastic kneecaps in the beams and posts.

The results of the nonlinear analyses show that:The behavior of the structure (R+2) is elastic under the two seisms.The behavior of the structures (R+5) and (R+7) is inelastic under the two seisms.Nevertheless, the structure (R+5) is threatened by the close seism, while the structure (R+7) is threatened by the remote seism.

Key words: Mechanism of ruin, structures self-stabilizing, accélérogramme, Pushover method, seismic performance.

Tables des matières

Liste des figures.	I
Liste des tableaux.	IV
Chapitre I : Introduction et problématique	1
Chapitre II : Définition des séismes proches et lointains	
II.1. Le séisme	6
II.1.1. Définitions	6
II.1.2. Caractéristiques d'un séisme	7
II.2. La sismicité en Algérie	8
II.2.1. Introduction.....	8
II.2.2. Historiques des séismes en Algérie	8
II.3. Séismes proches et lointains	11
II.3.1. Différence entre séismes proche et séisme lointain.....	11
II.3.2. Caractéristiques des séismes proches et lointains.....	13
II.3.3. Comportement structurel sous des séismes proches lointains.....	14
II.3.4. Accélérogrammes étudiés.....	16
II.3.4.1. Définition.....	16
II.3.4.2. Facteurs à considérer pour le choix d'un accélérogramme	17
II.3.4.3. Accélérogrammes.....	18
II.4. Spectres de réponse.....	19
II.4.1. Introduction.....	19
II.4.2. Construction d'un spectre de réponse.....	20
II.4.2.1. Etapes de construction d'un spectre de réponse élastique.....	20
II.4.2.2. Elaboration des spectres de réponse inélastiques	23
Chapitre III : Bases théoriques de la méthode d'analyse non linéaire	
III.1. Analyse push-over des structures	27
III.1.1. Introduction	27
III.1.2. Niveau d'endommagement décrit par une courbe de capacité.....	28
III.1.3. Distribution des charges latérales.....	29
III.1.4. Méthode d'analyse en poussée progressive.....	30
III.1.4.1. Introduction	30
III.1.4.2. Evaluation du déplacement maximal	30
III.2. Evaluation du point de performance	42

III.2.1. Introduction	42
III.2.2. Développement des diagrammes ($\beta_{eff} - S_d$).....	42
III.2.3. Superposition des diagrammes ($\beta_{eff} - S_d$) _D et ($\beta_{eff} - S_d$) _C	44
III.3. Comportement non linéaire des poteaux et des poutres	46
III.3.1. Définitions.....	46
III.3.2. Critères d'acceptation et niveau de performance de la rotule plastique.....	47
III.3.3. Ductilité de la structure	48
III.3.3.1. Définition	48
III.3.3.2. Ductilité de déplacement	49
III.3.3.2. Mécanisme de ruine	50

Chapitre IV : Etudes des structures sous les séismes proches et lointains

IV.1. Structures étudiées	52
IV.1.1. Présentation et description des structures	52
IV.1.2. Caractéristiques géométriques des structures	53
IV.1.3. Caractéristiques dynamiques des Bâtiments	54
IV.1.3.1. Masses sismiques des bâtiments considérés	54
IV.1.3.2. Facteur de participation modal.....	55
IV.1.3.3. Coefficient de masse modale participante.....	55
IV.2. Présentation et interprétation des résultats des analyses Pushover	56
IV.2.1. Introduction	56
IV.2.2. Résultats de la structure (R+2)	57
IV.2.2.1. Courbe de capacité	57
IV.2.2.2. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité	57
IV.2.2.3. Résultats du séisme lointain	58
IV.2.2.4. Résultats du séisme proche	62
IV.2.3. Résultats de la structure (R+5)	65
IV.2.3.1. Courbe de capacité	65
IV.2.3.2. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité	65
IV.2.3.3. Résultats du séisme lointain	66
IV.2.3.4. Résultats du séisme proche	69
IV.2.4. Résultats de la structure (R+7)	73
IV.2.4.1. Courbe de capacité	73
IV.2.4.2. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité	74
IV.2.4.3. Résultats du séisme lointain	75
IV.2.4.4. Résultats du séisme proche	77
IV.3. Etude comparative	57

IV.3.1.Introduction	81
IV.3.2.Structure (R+2)	81
IV.3.3.Structure (R+5)	85
IV.3.4.Structure (R+7)	89

Conclusion générale	94
----------------------------------	----

Références bibliographiques

Annexes

Liste des figures

Chapitre II

Figure II.1 : Répartition des différentes plaques constituant la surface du globe terrestreséisme	6
Figure II.2 : Les séismes d'Algérie les plus importants (de 1365 à 2003).....	9
Figure II.3 : distance épacentrale et distance focale d'un séisme	12
Figure II.4 : Exemple d'un accélérogramme.....	16
Figure II.5 : Accélérogrammes étudiés	18
Figure II.6 : Spectre de réponse en accélération	19
Figure II.7 : Caractéristiques du système à un seul degré de liberté	20
Figure II.8 : Construction d'un spectre de réponse élastique sous l'action d'un séisme.	21
Figure II.9 : Spectre de calcul (ou spectre de code). T_b et T_c sont les périodes de transition	22
Figure II.10 : Schématisation du principe d'égalité des déplacements des oscillateurs simples.....	24
Figure II.11 : Schématisation du principe d'égalité des énergies dissipées par les oscillateurs Simples.....	25
Figure II.11 : Conversion Accélérogramme – Spectre de réponse.	26

Chapitre III

Figure III.1 : Signification physique de la courbe de capacité.....	28
Figure III.2 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité.....	29
Figure III.3 : Transformation du spectre élastique en un format accélérations-déplacements	31
Figure III.4 : Principe d'égalité des déplacements maximaux (Newmark et Hall, 1982).....	32
Figure III.5 : Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté.....	33
Figure III.6 : Idéalisations bi linéaires de la courbe de capacité du système équivalent.....	35
Figure III.7 : Déplacement cible du système équivalent dans le domaine de moyennes et longues périodes	36
Figure III.8 : Déplacement cible du système équivalent dans le domaine de périodes courtes	36
Figure III.9: Point de performance correspondant au point d'intersection de la demande (β_{eff}) D et de la capacité (β_{eff}) C à dissiper de l'énergie	38
Figure III.10 : Conversion des courbes de capacité	39

Figure III.11: Conversion du spectre de réponse	40
Figure III.12 : Capacité de la structure à dissiper de l'énergie dans le domaine non linéaire hystérétique	41
Figure III.13 : Diagramme ($\beta_{eff} - S_d$) de la demande sismique	43
Figure III.14 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.....	43
Figure III.15 : Diagramme($\beta_{eff} - S_d$) de la capacité sismique	44
Figure III.16 : Superposition des diagrammes($\beta_{eff} - S_d$) _D et ($\beta_{eff} - S_d$) _C	44
Figure III.17 : Formation de rotules plastiques	46
Figure III.18 : Courbe Force – Déformation	47
Figure III.19 :Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages.....	48
Figure III.20 : Ductilité de déplacement	49
Figure III.21 : Mécanisme relatif à la rotation des poteaux dans le i ^{ème} niveau.....	51
Figure III.22 : Mécanisme relatif à la rotation des poutres	51

Chapitre IV

Figure IV.1 : Vue en 3D des structures étudiées.....	52
Figure IV.2 : Vue en plan des structures	53
Figure IV.3 : Masses sismiques des modèles en oscillateurs multiples en console verticale associés aux bâtiments (R+2) (R+5) et (R+7)	54
Figure IV.4 : Courbe de capacité de la structure (R+2)	57
Figure IV.5 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité de la structure (R+2)	57
Figure IV.6 : Diagramme ($\beta_{eff} - S_d$) de la capacité sismique de la structure (R+2) sous séisme lointain.....	58
Figure IV.7 : Diagramme ($\beta_{eff} - S_d$) de la demande sismique de la structure (R+2) sous séisme lointain.....	59
Figure IV.8 : Point de performance de la structure (R+2) sous séisme lointain	59
Figure IV.9 : Mécanisme de ruine du portique 1 de la structure (R+2) au point de performance sous séisme lointain.....	60
Figure IV.10 : Déplacements latéraux et déplacements inter-étages au point de performance de la structure (R+2) sous séisme lointain	61

Figure IV.11 : Point de performance du système équivalent de la structure (R+2) sous séisme proche	62
Figure IV.12 : Mécanisme de ruine du portique 1 de la structure (R+2) au point de performance sous séisme proche	63
Figure V.13 : Déplacements latéraux et déplacements inter-étages au point de performance de la structure (R+2) sous séisme proche.....	64
Figure IV.14 : Courbe de capacité de la structure (R+5)	65
Figure IV.15 : Représentation bilinéaire de la courbe de capacité de la structure (R+5)	65
Figure IV.16 : Point de performance du système équivalent de la structure (R+5).....	66
Figure IV.17 : Mécanisme de ruine du portique 1 de la structure (R+5) sous séisme lointain.....	67
Figure IV.18 : Déplacements latéraux de la structure (R+5) au point de performance sous séisme lointain.....	68
Figure IV.19 : Déplacements inter-étages au point de performance de la structure (R+5) sous séisme lointain.....	68
Figure IV.20 : Point de performance du système équivalent (1.D.D.L) de la structure (R+5) sous séisme proche.....	70
Figure IV.21 : Mécanisme de ruine du portique (1) de la structure (R+5) au point de performance sous séisme proche	71
Figure IV.22: Déplacements latéraux de la structure (R+5) au point de performance sous séisme proche	72
Figure IV.23 : Déplacements inter-étages au point de performance de la structure (R+5) sous séisme lointain.....	72
Figure IV.24. Courbe de capacité de la structure (R+7)	74
Figure IV.25. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité de la structure (R+7)	74
Figure IV.26. Point de performance du système équivalent (1.D.D.L) de la structure (R+7) sous séisme lointain	75
Figure IV.27. Mécanisme de ruine du portique 1 de la structure (R+7) au point de performance sous séisme lointain.....	76
Figure IV.28. Déplacements latéraux et déplacements inter-étages au point de performance de la structure (R+7) sous séisme lointain	76

Figure IV.29. Point de performance du système équivalent de la structure (R+7) sous Séisme proche.....	78
Figure IV.30. Mécanisme de ruine du portique 1 de la structure (R+7) au point de performance sous séisme proche.....	79
Figure IV.31. Déplacements latéraux et déplacements inter-étages au point de performance de la structure (R+7) sous séisme proche.....	79
Figure IV.32. Points de performance du système équivalent de la structure (R+2).....	81
Figure IV.33. Mécanismes de ruine du portique 1 de la structure (R+2) au point de performance sous séismes proche et lointain	82
Figure IV.34. Déplacements latéraux et déplacements inter-étages au point de performance de la structure (R+2).....	83
Figure IV.35. Points de performance du système équivalent de la structure (R+5)	85
Figure IV.36. Mécanismes de ruine du portique 1 de la structure (R+5) au point de performance.....	86
Figure IV.37. Déplacements latéraux et déplacements inter-étages au point de performance de la structure (R+5).....	88
Figure IV.38. Points de performance du système équivalent de la structure (R+7)	89
Figure IV.39. Mécanismes de ruine du portique (1) de la structure (R+7) au point de performance.....	90
Figure IV.40. Déplacements latéraux et déplacements inter-étages au point de performance de la structure (R+7).....	92

Liste des tableaux

Chapitre II

Tableau II.1. Les séismes d'Algérie les plus importants depuis 1365	11
Tableau II.2. Caractéristiques des séismes proches et lointains	14
Tableau II.3. Comportement structurel sous les séismes proches et lointains	16
Tableau II.4. Caractéristiques du séisme de Boumerdes	19

Chapitre IV

Tableau IV.1. Dimensions en plan des structures étudiées	50
Tableau IV.2. Dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux des trois bâtiments	50
Tableau IV.3. Facteur de participation modale des bâtiments (R+2) (R+5) et (R+7)	52
Tableau IV.4. Coefficient de masse modale participation des bâtiments (R+2) (R+5) et (R+7)	52
Tableau IV.5. Courbe de capacité de la structure (R+2)	54
Tableau IV.6. Courbe de capacité de la structure (R+5)	61
Tableau IV.7. Déplacement inter-étages de la structure (R+5)	66
Tableau IV.8. Déplacements inter-étages au point de performance	68
Tableau IV.9. Courbe de capacité de la structure (R+7)	69
Tableau IV.10. Coordonnées des points de performance de la structure (R+2) sous les deux séismes	76
Tableau IV.11. Nombre de rotules plastiques formées dans le portique (1) de la structure (R+2) sous les deux séismes	77
Tableau IV.12. Demande en ductilité, raideur initiale et au point de performance et indicateur de dégradation global de la structure (R+2)	79
Tableau IV.13. Coordonnées des points de performance de la structure (R+5) sous les deux séismes	80
Tableau IV.14. Nombre de rotules plastiques formées dans le portique (1) de la structure (R+5) sous les deux séismes	82

Tableau IV.15. Demande en ductilité, raideur initiale et au point de performance et indicateur de dégradation global de la structure (R+5)	83
Tableau IV.16. Coordonnées des points de performance de la structure (R+5) sous les deux séismes.....	84
Tableau IV.17. Nombre de rotules plastiques formées dans le portique (1) de la structure (R+7) sous les deux séismes.....	86
Tableau IV.18. Demande en ductilité, raideur initiale et au point de performance et indicateur de dégradation global de la structure (R+7)	87

Chapitre I

INTRODUCTION ET PROBLEMATIQUE

Introduction générale et problématique

La recherche parasismique devient de plus en plus indispensable surtout avec la complexité croissante des problèmes à traiter. C'est le défi de maintenir debout les constructions après un séisme que les chercheurs essayent de surmonter.

Néanmoins, cette recherche est très délicate et les résultats obtenus sont insatisfaisants du fait que les tremblements de terre sont de plus en plus intenses et dévastateurs. Ce défi repose essentiellement sur trois difficultés majeures :

- La première difficulté est la détermination des caractéristiques du séisme qui sont : la magnitude, l'intensité, la distance épacentrale, la distance hypocentrale..., et d'autres paramètres qui sont lisibles sur l'accélérogramme (accélération du sol en fonction du temps) à savoir : le contenu fréquentiel, l'accélération maximale (PGA: Pic Ground Accélération), la durée du séisme...etc. Ces caractéristiques sont essentielles pour comprendre l'impact du séisme sur les structures.

- La deuxième difficulté est de comprendre le comportement du sol et son interaction avec la structure. Selon les règles parasismiques en vigueur, les structures de Génie Civil sont dimensionnées pour résister aux séismes probables pour un site donné. Selon la distance épacentrale du séisme qui sépare l'épicentre du séisme et la construction à calculer, ce séisme peut être classé comme séisme proche ou lointain. L'impact d'un séisme proche ou lointain sur une construction est différent et la réponse de cette structure à ce séisme est directement influencée par cette distance épacentrale. Faire la différence entre un séisme proche et un séisme lointain est donc essentiel pour comprendre le comportement de la structure vis-à-vis de cette sollicitation.

Un séisme lointain est défini par sa grande magnitude (≥ 6 sur l'échelle de Richter) et une distance épacentrale supérieure ou égale à 15km, inversement, un séisme proche qui est caractérisé par une magnitude inférieure à 6 et une distance épacentrale inférieure à 15km [9]. Ces deux paramètres (la magnitude et la distance épacentrale) sont deux caractéristiques essentielles pour définir le type de séisme proche ou lointain même si la distinction est parfois très difficile.

De ce fait un même séisme peut être proche pour un site et lointain pour un autre, ceci est dû principalement aux effets de sites géologique et topographique, l'amplitude des ondes décroît en s'éloignant de l'épicentre, leur effet destructeur peut être amplifié (souvent aggravé) par certaines caractéristiques géologiques ou topographiques sur le site [31].

Les effets de site qui sont susceptibles d'augmenter la réponse spectrale de certains ouvrages sont:

- Le bord de falaise ;

- La rupture de pente ;
- La vallée encaissée ;
- L'hétérogénéité géologique;
- Les sols meubles de grande épaisseur.

Depuis quelques années, la recherche a connu une avancée considérable, ou l'influence d'un séisme proche ou lointain est souvent représentée par un spectre de réponse qui tient compte des caractéristiques du séisme et des caractéristiques de la structure considérée. L'Eurocode8 [4] définit deux spectres de réponse (spectre de type 1 et spectre de type 2).

Le type 1 correspond à des séismes lointains de magnitude suffisante ($M_s \geq 5,5$) pour engendrer au site de construction des accélérations significatives dont la contribution est prépondérante dans le risque sismique.

Le type 2 est à considérer si des tremblements de terre de magnitude ($M_s < 5,5$) constituent le facteur prépondérant de risque.

Tandis que le règlement parasismique algérien (RPA99) définit un seul spectre de réponse et ne tient pas compte de la différence entre ces deux séismes proche et lointain.

- La troisième difficulté repose essentiellement sur l'évaluation du comportement structurel de la construction sous un séisme proche et un séisme lointain.

Un séisme proche est souvent caractérisé par [9]:

- L'influence des modes Supérieurs des structures ;
- L'apparition de l'effet de second ordre ;
- La ductilité de la structure dépend de sa rigidité.

Par contre, un séisme lointain est souvent caractérisé par [9]:

- L'influence du mode fondamental de la structure ;
- L'apparition de l'effet global de la structure ;
- La ductilité de la structure dépend de l'état de sol.

Plusieurs travaux ont été réalisés sur le comportement des structures sous ces deux séismes proche et lointain:

- la première étude est celle réalisée par Pierre SOLLOGOUB et Ioannis POLITOPOULOS (Université Pierre et Marie Curie - PARIS VI) : Ces deux auteurs ont étudié la vulnérabilité des

structures sous les séismes proches et lointains, ils se sont intéressés à la nocivité du signal et à la ductilité des structures [9].

- la deuxième étude est réalisée par Bourada Sofiane, BranciTaïeb, Tamahloult Mohammed (Université Hassiba Benbouali, Hay Es-salem BP 151, Chlef) qui traite l'évaluation de la réponse sismique d'une structure auto-stable en béton armé sous l'effet des séismes proches et lointains. Ces auteurs se sont intéressés principalement aux déplacements relatifs inter-étages des structures en utilisant la méthode temporelle non linéaire et la méthode N2 de l'Eurocode 8 [31].

- La troisième est réalisée par Laurine Grangier (Polytech Paris –UPMC), l'auteur a étudié la nocivité des séismes proches vis-à-vis des installations nucléaires.

En général, ces travaux ont aboutis aux résultats suivants :

- Le comportement de la structure est fragile sous l'effet du séisme proche et ductile sous l'effet du séisme lointain ;

- Sous l'action du séisme proche, les modes supérieurs de la structure sont les plus influencés. Par contre, sous l'action du séisme lointain c'est mode fondamental de la structure qui est le plus influencé ;

- La ductilité de la structure dépend de sa rigidité pour le séisme proche et de l'état de sol pour le séisme lointain.

Depuis de nombreuses années, les méthodes de calcul élastique simplifiées ont été quasi systématiquement utilisées dans le dimensionnement des structures en béton armé. Elles sont faciles à mettre en œuvre et sont bien assimilées par l'ingénieur. Cependant, l'approche élastique ne peut fournir qu'une compréhension limitée du comportement sismique réel. La réponse non linéaire d'une structure en termes de déplacements, de ductilité, de distribution des dommages, du mode de ruine, sont largement inexplorés.

Une évaluation fiable du comportement d'une structure face à un tremblement de terre, en termes de dommages, requiert un outil permettant une analyse des structures au-delà du domaine élastique. Certaines règles, comme celles de l'ATC 40 [1] et celles de FEMA 273[5] recommandent l'utilisation des méthodes simplifiées non linéaires.

La méthode d'analyse de type "pushover" basée sur les courbes de capacité (ou bien les courbes pushover), représente une nouvelle approche d'estimation de dommages (structurels et non structurels), incluant notamment les effets du comportement post-élastique.

L'analyse consiste essentiellement à comparer un paramètre de demande de déplacement avec un paramètre de capacité.

Dans le calcul traditionnel, les forces sont réduites d'une manière artificielle (c-à-d avec des coefficients de pondération), afin de garder la conception dans le domaine élastique.

Alors que dans le domaine post - élastique, le dommage apparaît progressivement, en diverses parties de la structure, provoquant la plastification de certains éléments, aussi, il apparaît par conséquent une redistribution des efforts, la demande dépendant ainsi du comportement de chaque composant.

L'analyse plastique des structures arrive à déterminer avec exactitude les charges de ruine et les mécanismes de ruine pour des éléments de structures ou structures simples allant de la poutre simplement appuyée aux portiques et enfin aux structures entières.

L'analyse plastique des structures hyperstatiques consiste à considérer qu'au fur et à mesure que la charge augmente il y a apparition de rotules plastiques à chaque fois que le moment ou effort tranchant dans une section donnée atteint la valeur du moment plastique ou effort tranchant plastique.

Si n rotules plastiques se forment au total, la structure devient un système isostatique, elle se transforme en un mécanisme immédiatement avec la naissance ou création ou développement de la $(n+1)$ nième rotule plastique.

Plusieurs mécanismes peuvent se manifester dans une structure:

Mécanisme plastique global :

Ce type de mécanisme est souhaitable par tous les codes parasismiques, les rotules plastiques se forment en pieds des poteaux du R.D.C et dans les poutres des différents niveaux. Ce mode de ruine conduit à un mécanisme de ruine global et ductile.

Mécanisme d'étage :

- Lorsque les rotules plastiques se forment en pied et en tête des poteaux d'un niveau, les déformations plastiques conduisent à un mécanisme plastique d'étage.

- Une autre rupture fréquente se produit par la présence des poteaux courts, à cause de leur rigidité, ces poteaux ont une faible capacité de se déformer dans le domaine plastique, ce qui conduit à l'apparition d'un mode de ruine par cisaillement.

- L'irrégularité en élévation de la maçonnerie demeure aussi un paramètre qui peut causer la ruine de la structure qui est à l'origine la vulnérabilité de certaines structures, c'est notamment le cas de structures présentant des étages transparents (étages souples).

- Le dimensionnement des portiques qui n'est pas conforme avec l'hypothèse de formation des rotules plastiques dans les poutres. En effet la présence de poutres fortes et de poteaux faibles a engendré dans certains cas la formation d'un mécanisme de ruine dans les poteaux précipitant ainsi l'effondrement de ces ouvrages avant même que la structure n'ait atteint son état limite.

Mécanisme de poutre :

Dans ce cas la plastification dans les régions critiques des poutres précède celles des poteaux qui sont plus rigides. Les rotules plastiques sont nécessaires pour le développement d'un tel mécanisme qui se manifeste uniquement dans les poutres.

Dans cette recherche, plusieurs objectifs sont ciblés :

- 1- Deux accélérogrammes, enregistrés lors du séisme de Boumerdes en 2003 sont utilisés:
 - Le premier est un accélérogramme enregistré dans la zone épiscopentrale (à BOUMERDES), qui sera considéré comme séisme proche ;
 - Le deuxième qui lui est localisé à Azazga, et sera de ce fait considéré comme séisme lointain.

- 2- Des applications de la méthode de performance point (ATC40), développée par PIERRE MOUROUX [6] en 2002 seront appliquées sur différentes structures implantées dans les régions Boumerdes et Azazga.

- 3- Etablissement d'une comparaison en termes de dommages et mode de ruine des structures auto-stables entre le séisme proche et le séisme lointain définis tout en considérant les paramètres suivants :
 - Les déplacements relatifs ;
 - La demande en ductilité de déplacement;
 - Le degré de pénétration dans le domaine plastique ;
 - Le positionnement des rotules plastique dans les portiques de la structure.

Chapitre II

DEFINITION DES SEISMES PROCHES ET LOINTAINS

II.1. le séisme

II.1.1. définitions

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[27].

Il résulte de cette description qu'il existe des régions du monde à plus ou moins haut risque sismique, suivant leur localisation géographique par rapport à ces zones de jonctions des plaques. La figure (II.1) suivante nous montre la répartition de ces différentes plaques constituant la surface du globe.

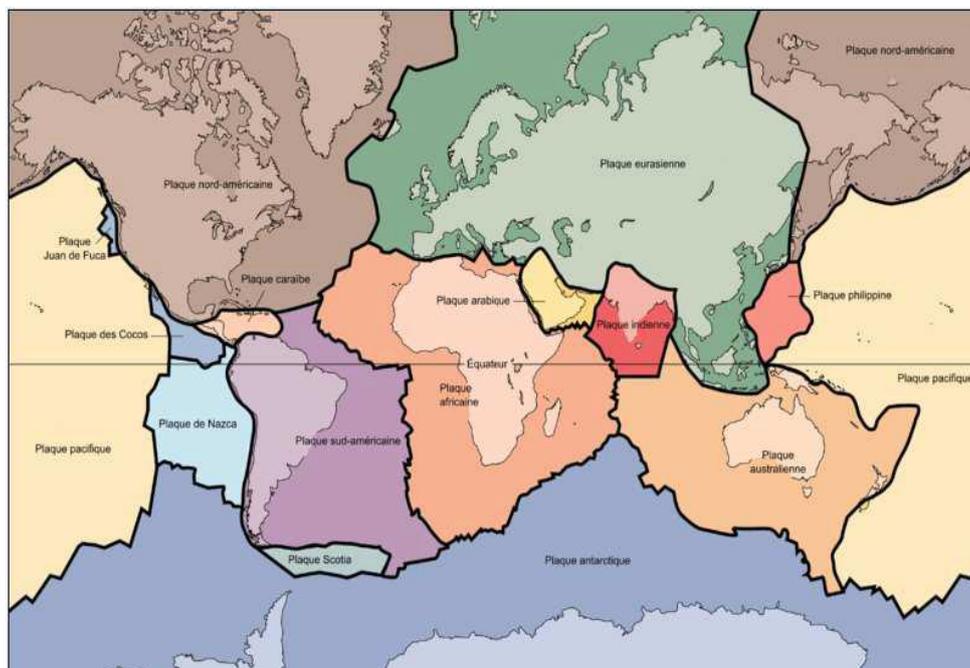


Figure. II.1. Répartition des différentes plaques constituant la surface du globe terrestre

Nous pouvons observer la localisation des zones de sismicité élevée, nous pouvons très bien constater que celles-ci se situent au niveau des zones frontalières de ces plaques tectoniques. Cependant il faut savoir aussi, qu'il peut y avoir des phénomènes sismiques dans les failles à l'intérieur de ces plaques engendrant des mouvements de terre, on parlera alors de séismes inter plaques.

Le point d'origine d'un tremblement de terre est appelé hypocentre ou foyer, il peut se trouver entre la surface et moins 700 km en dessous de la surface terrestre. On parle souvent aussi de l'épicentre qui résulte être le point situé à la surface de la Terre, à la verticale du foyer.

Lorsqu'un séisme se produit, des ondes élastiques se propagent à travers la terre, appelées ondes sismiques. Nous distinguons deux types d'onde, les ondes de volume et les ondes de surface :

Les ondes de volume : Elles se propagent à l'intérieur du globe, leurs vitesses de propagation dépendent du matériau traversé et, d'une manière générale, cette dernière augmente avec la profondeur car le matériau traversé devient plus dense.

Les ondes de surface : Ce sont des ondes guidées par la surface de la Terre, leur effet est comparable aux rides formées à la surface d'un lac. Elles sont moins rapides que les ondes de volume mais leur amplitude est généralement plus forte.

II.1.2. Caractéristiques d'un séisme

Le séisme est caractérisé par :

1. **Son foyer (hypocentre)** : C'est le point de départ du séisme, c'est-à-dire la région de la faille d'où partent les ondes sismiques (il peut être à plusieurs kilomètres de profondeur).

2. **Sa magnitude** : Elle est définie comme le paramètre lié à la quantité d'énergie libérée par un tremblement de terre. On la calcule, soit à partir de l'amplitude du signal enregistré par un sismographe, soit à partir de la durée de ce signal. Son calcul nécessite plusieurs corrélations tenant compte du type de sismographe utilisé, de la distance entre le séisme et la station d'enregistrement, de la profondeur du séisme, de la nature du sous-sol où se trouve la station d'enregistrement. Les corrélations permettent de calculer partout dans le monde la même magnitude pour un même séisme.

3. **Son intensité** : C'est le paramètre qui ne se calcule pas, mesurée par l'échelle MSK (de Medvedev, Sponheuer, et Karnik) graduée de I à XII degrés (notés en chiffre romains) en fonction de l'ampleur des effets et dégâts produits.

Il n'existe aucune véritable relation entre magnitude et intensité, deux séismes de même magnitude pouvant donner en surface des intensités maximales très différentes.

4. **Sa fréquence et la durée des vibrations** : Ce sont des paramètres ayant une incidence fondamentale sur les effets en surface.

5. **Sa faille** : C'est la rupture de la roche en profondeur pouvant se propager jusqu'à la surface du sol.
6. **Son épicentre** : c'est le point de la surface du sol le plus proche du foyer. Il est défini par ses coordonnées latitude et longitude.

Un séisme principal est souvent suivi d'un cortège de séismes plus petits et plus diffus (pouvant néanmoins être destructeurs) qu'on appelle « répliques ».

Ces répliques peuvent se produire pendant plusieurs semaines à plusieurs mois après le séisme principal, en général dans une zone un peu plus grande que celle affectée par le séisme principal. Un même séisme sera senti avec des intensités différentes selon la distance par rapport à l'épicentre et selon les caractéristiques du terrain (effets de site).

II.2. La sismicité en Algérie

II.2.1. Introduction

L'Algérie se situe sur une frontière active de plaques au niveau de la convergence de l'Afrique et de l'Eurasie. Ces plaques se rapprochent à une vitesse de l'ordre de 6 millimètres par an [25], ce qui génère une accumulation importante de contraintes.

Lorsque ces contraintes deviennent trop fortes, certaines failles peuvent être mises en mouvement. Le déplacement rapide des bords de la faille génère alors des ondes sismiques qui se propagent jusqu'à la surface. Les principales failles actives sont localisées au niveau de la chaîne de montagne nord-africaine (Atlas). Le mouvement relatif des bords de la faille tel qu'il a été enregistré par les sismomètres montre un raccourcissement cohérent avec le mouvement global des plaques. Pour compte tenu des premières informations sismologiques, la prolongation orientale de la faille majeure connue localement (faille de Thenia) pourrait avoir été activée lors de séisme de Boumerdes en 2003.

II.2.2. Historique des séismes en Algérie

Historiquement, l'Algérie est connue pour être une zone sismique très active.

Le catalogue de sismicité historique ne couvre qu'une infime partie de l'histoire de la sismicité de cette région.

Du point de vue de l'histoire, l'activité sismique en Algérie est connue depuis le 03 Janvier 1365, la date à

laquelle s'est produit le séisme d'Alger (Al Suyuti, 1505, Ambraseys, 1988). Antérieurement à cette date, la sismicité n'est pas connue faute de disponibilité de documentation ou d'étude sur les archives relatives aux époques médiévale et antique de notre pays. Depuis 1365, de nombreux séismes se sont produits, parmi eux certains violents et meurtriers. Parmi ces séismes, nous pouvons citer ceux qui ont touché l'Algérie jusqu'au séisme de Boumerdes-Alger 21 mai 2003 (Figure II.2 et tableau II.1).

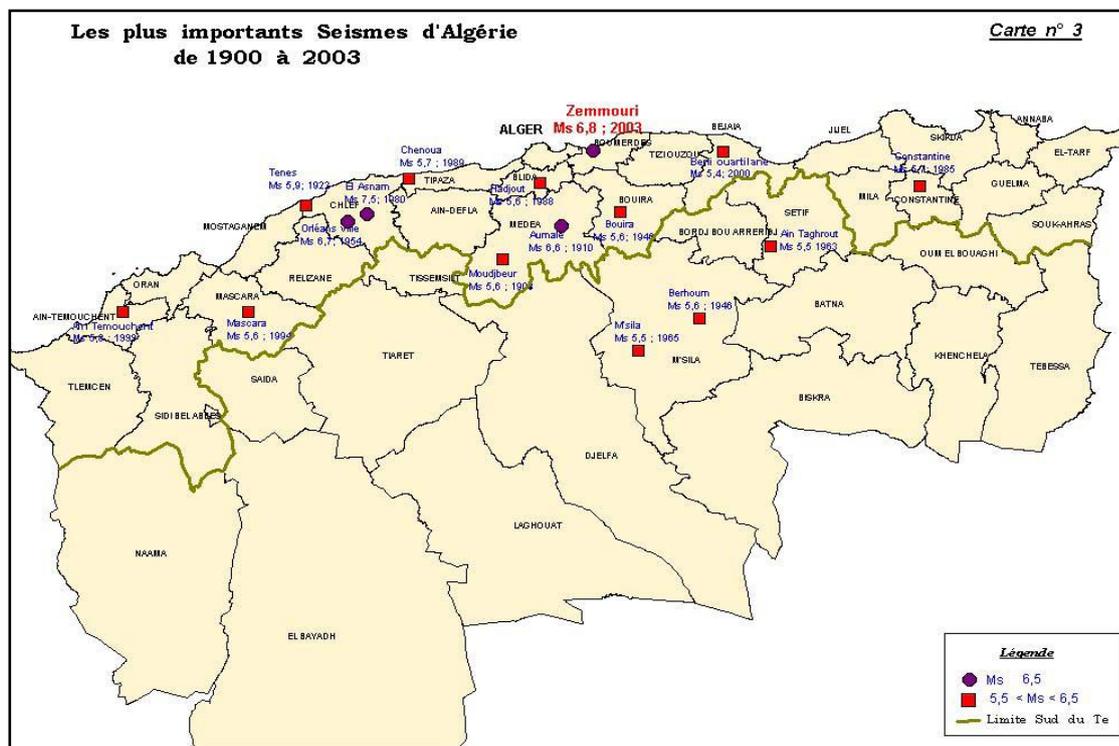


Figure. II.2. Les séismes d'Algérie les plus importants (de 1365 à 2003)

Localité	Date	M	Victime	Observations
Alger	03.01.1365	Forte	Plusieurs	Alger complètement détruite. 100 répliques pendant la nuit. une partie d'Alger fut inondée
Gouraya	15.01.1891	7.5	38	Dégâts importants: Gouraya a été complètement détruite. 53 immeubles et maisons détruits ou endommagés. Dégâts à Cherchell, kherba, Blida, El-Affroun, Mouzaia, Miliana et Orléansville. Mouvement vertical observé à Gouraya. Ressenti à Saida et Djelfa. Fortes répliques. Rayon macrosismique 200 kms
El Kalaâ	29.11.1887	6.5/ 7.5	20	El Kalaâ et Dehba : une mosquée ainsi que plusieurs maisons ont été détruites. Thiouanet : importants dégâts (80 maisons ont été complètement détruites). Ressenti à Oran, Arzew, Relizane, Mostaganem et Mascara. Forte réplique ressentie quelques minutes après.

Sour. el Ghouzlène (Aumale)	24.06.1910	6.4/ 6.6	0030	Dégâts importants à El Euch, Tablat et Masqueray. Les villages de la plaine de Gachtulas ont été complètement détruits. Répliques ressenties complètement détruits. Répliques ressenties jusqu'en janvier 1911 fortes (20/08, M=4.8 et 07/01/1911, M=5.5).
Béjaia	12.02.1960	5.6	264	1000 maisons détruites .112 blessés.
Chlef ville-El Asnam)	09.09.1954	6.7	1243	20.000 habitations détruites. Effets observés: glissement de terrain et liquéfaction du sol. Mouvement vertical maximum (10) (1.33m) au voisinage de Ouled Abbas. Plusieurs répliques.
M'sila	21.02.1960	5.6	47	Dégâts à Melouza. 88 blessés.
M'sila	01.01.1965	5.5	5	1300 maisons détruites.
Chlef	10.10.1980	7.3	2633	8369 blessés, 348 portés disparus, 6.778.948 sinistrés. 70% des habitations détruites.
Constantine	27.10.1985	5.9	10	Peu de dégâts à El-Aria et Béni- Yakoub, plus de 300 blessés, plusieurs au voisinage du village d'El-Khroub. Ruptures de surface. Une faille de Coulissage. Plusieurs répliques pendant plus d'un mois.
Dj.Chenoua	29.10.1989	6.0	22	Nombreux dégâts à Sidi-Moussa (près de la ville de Tipaza) (au voisinage de l'épicentre). Peu de dégâts à Alger (la Casbah). Faille inverse. Plusieurs répliques durant 3 mois.
Mascara	18.08.1994	5.6	/	Ce séisme survenu la nuit, a été largement senti, l'intensité VII a été atteinte à Hacine et Shadlia, ou d'importants dégâts ont été occasionnés.
Alger	04.09.1996	5,7	/	Ce séisme qui a été senti jusqu'à Dellys à l'Est, Menaceur à l'Ouest et Berrouaghia au Sud, a atteint l'intensité VII à Ain-Benian, Cheraga et Staoueli, appartenant à la région épiscopentrale. Le rayon macrosismique moyen est de 140km.
Ain-Temouchent	22.12.1999	5,8	Plusieurs	Ce séisme a atteint une intensité maximale de VII a occasionné des dégâts matériels importants et la perte de plusieurs vies humaines, la surface macrosismique dépasse 260km de rayon.

Béni-Ouartilane	10.11.2000	5.4	02	Ce séisme a occasionné dans la région pleistocène qui regroupe Béni-Ouartilane, Fréha et El-Main, des dégâts matériels et la perte de 02 vies humaines.
Zemmouri	21/05/2003	6.8	2286	Ce séisme a occasionné dans la région épiscopale qui regroupe principalement : Boumerdés, Zemmouri, Corso, Tidjelabine, Reghaïa, Thenia, Bordj Menaïl, Sidi Daoud et Dellys des dégâts très importants. Des immeubles et des maisons récemment construits ont été complètement détruits ou endommagés.

Tableau II.1. Les séismes d'Algérie les plus importants depuis 1365

II.3. Séismes proches et lointains

II.3.1. Différence entre séisme proche et séisme lointain

La notion de séisme proche et de séisme lointain diffère selon l'étude de l'aléa sismique, soit par rapport à la distance épiscopale (distance horizontale), soit par rapport à la distance focale (en profondeur) (figure II.3).

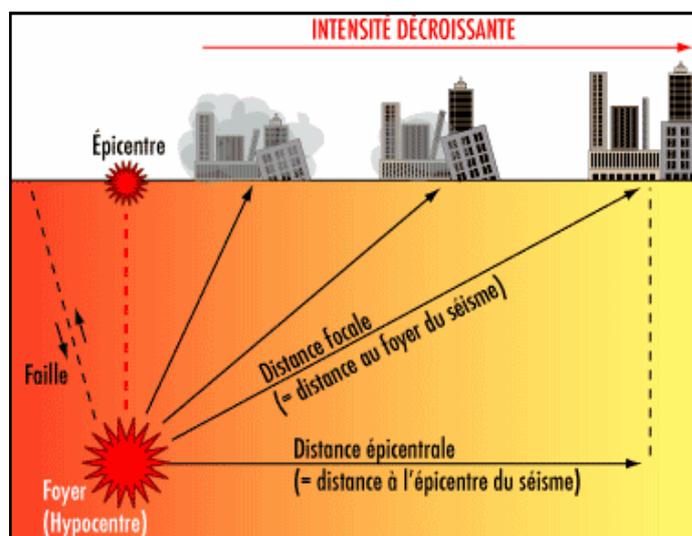


Figure II.3 Distance épiscopale et distance focale d'un séisme

On appelle séisme proche, un séisme de magnitude inférieure ou égale à 6 sur l'échelle de Richter dont l'épicentre est situé à moins de 15 km de la structure considérée.

On appelle séisme lointain, un séisme de magnitude supérieure dont l'épicentre est situé au plus de 15 km de la structure considérée.

De ce fait, un même séisme peut être proche pour un site et lointain pour un autre. Cependant, dans le jargon parasismique, cette définition est également associée à d'autres paramètres comme, le contenu fréquentiel, le niveau d'accélération, la durée du séisme . . .

Un séisme proche a une faible magnitude, de l'ordre de 4 à 6 (sur l'échelle de Richter), et d'un contenu fréquentiel plus important et riche en hautes fréquences, par ailleurs, un séisme lointain (séisme profond) a des magnitudes supérieures à 6 (sur l'échelle de Richter), et d'un contenu fréquentiel moins important [31].

Ce contenu fréquentiel peut être estimé par A/V

Avec A : l'accélération maximale du sol et V : la vitesse maximale.

Un séisme proche a des valeurs de $A/V \gg 10$.

Les autres critères de comparaison sont lisibles sur l'accélérogramme (accélération du sol en fonction du temps pour un séisme donné), concernant :

- Les niveaux d'accélération (ou pics), plus élevés pour les séismes proches ;
- Le nombre de cycles plus grand pour les séismes lointains.

Tous ces critères permettent de différencier les deux types de séisme considérés, même si la distinction est parfois difficile à effectuer. Le dernier outil de comparaison (qui sera défini au paragraphe suivant) est le spectre de réponse d'oscillateur élastique, il traduit également certains des critères énoncés précédemment, nous prendrons comme exemple le spectre en pseudo-accélération (utilisé pour le dimensionnement), qui traduit la pseudo accélération maximale de l'oscillateur, en fonction de sa pulsation propre, soumis à un séisme donné.

Le séisme proche a bien des pics d'accélération supérieurs à ceux du séisme lointain et ce pour des fréquences un peu plus élevées, on comprend donc, à supposer que le spectre de réponse d'oscillateur est un bon critère de dimensionnement.

Le séisme réel affectant une zone est fonction de la géologie, proche et lointaine. Mais les spectres de réponse correspondant aux deux types de séisme mentionnés sont différents, parce que des ondes propagées de loin ou de près produisent des effets différents. Dans l'Eurocode 8 [4], cette possibilité est considérée et des formes de spectres de types 1 et 2 sont définies.

Le type 1 correspond à des séismes lointains de magnitude suffisante ($M_s \geq 5,5$) pour engendrer au site de construction des accélérations significatives dont la contribution est prépondérante dans le risque sismique.

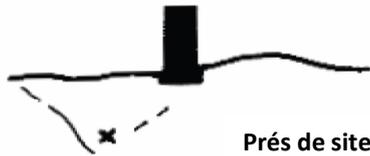
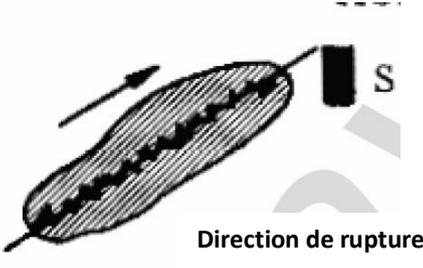
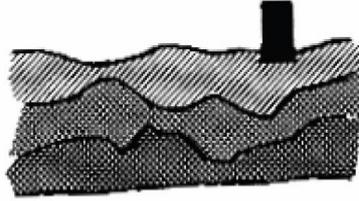
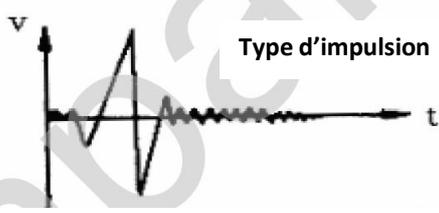
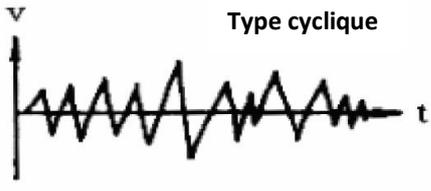
Le type 2 est à considérer si des tremblements de terre de magnitude ($M_s < 5,5$) constituent le facteur prépondérant de risque.

Dans certaines régions, le spectre de calcul résulte d'une combinaison des spectres des types 1 et 2.

II.3.2. Caractéristiques des séismes proches et lointains

Les deux séismes proches et lointains sont caractérisés par certains paramètres (Tableau II.2) définis comme suit :

- La distance focale est inférieure ou égale (\leq) à 15 km du site pour le séisme proche et supérieure ($>$) à 15 km pour le séisme lointain.
- L'influence de la force géologique différente, la force sismique parallèle à la direction de rupture pour le séisme proche et /est basée sur la stratification de sol pour le séisme lointain.
- Le type de mouvement au sol est d'impulsions dans le séisme proche, cyclique dans le cas du séisme lointain.
- Le degré de vitesse est de l'ordre de (300-400 cm/sec) dans le séisme proche et de l'ordre de (30-50cm/sec) dans le cas du séisme lointain.

caractéristique	Séisme proche	Séisme lointain
Distance focale	 Prés de site	 Loin de site
Influence de la force géologique	 Direction de rupture	 Stratification de sol
Type de mouvement au sol	 Type d'impulsion	 Type cyclique

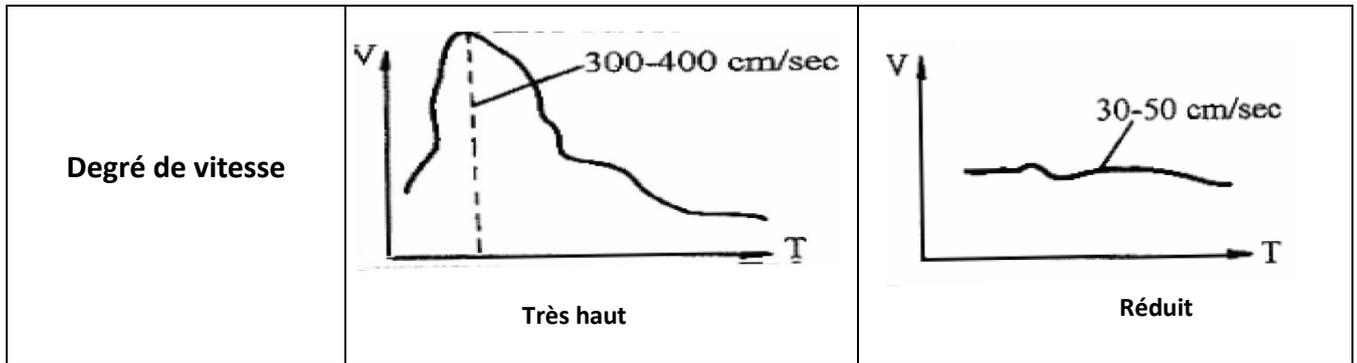


Tableau II.2. Caractéristiques des séismes proches et lointains

II.3.3. Comportement structurel sous des séismes proches et lointains

Le comportement structurel des séismes proches et des séismes lointains (Tableau II.3) est défini comme suit:

- ***L'influence de mode de vibration ;***
Supérieur dans le séisme proche et/est fondamental dans le séisme lointain.
- ***L'influence des composants verticaux ;***
Apparition de l'effet de second ordre dans le séisme proche et l'effet global dans le séisme lointain.
- ***La ductilité ;***
Elle dépend de la rigidité de la structure pour le séisme proche et de l'état de sol pour le séisme lointain.
- ***La vitesse du sol ;***
Plus importante dans le cas du séisme proche.
- ***La durée du séisme ;***
Plus courte dans le séisme proche.

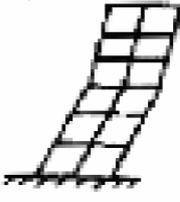
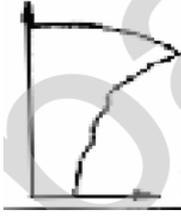
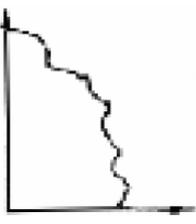
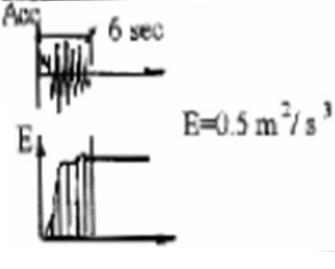
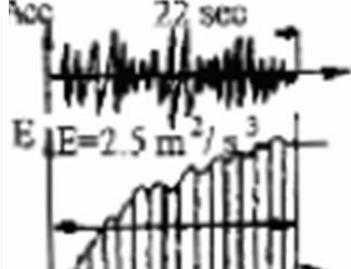
caractéristique	Séisme proche	Séisme lointain
Influence de mode de vibration	 Mode supérieur	 Mode fondamental
Influence des composants verticaux	 Effet de second ordre	 Mécanisme global
Demande de ductilité	 Dépendre de rigidité de structure	 Dépendre de l'état de sol
Durée du séisme	 $E=0.5 \text{ m}^2/\text{s}^3$	 $E=2.5 \text{ m}^2/\text{s}^3$

Tableau II.3. Comportement structurel sous les séismes proches et lointains

II.3.4. Accélérogrammes

II.3.4.1. Définition

Notre compréhension des forces ou déformations induites par les séismes s'est développée de manière considérable conséquemment à des mouvements de sol dus aux séismes, ou à la réponse des structures

enregistrée sous forme d'accélérogrammes.

Les mouvements du sol enregistrés lors d'un séisme se mettent principalement sous la forme d'un accélérogramme qui représente la variation de l'accélération dans une direction donnée en fonction du temps (figure II.4), nous pouvons de même enregistrer la vitesse ou le déplacement.

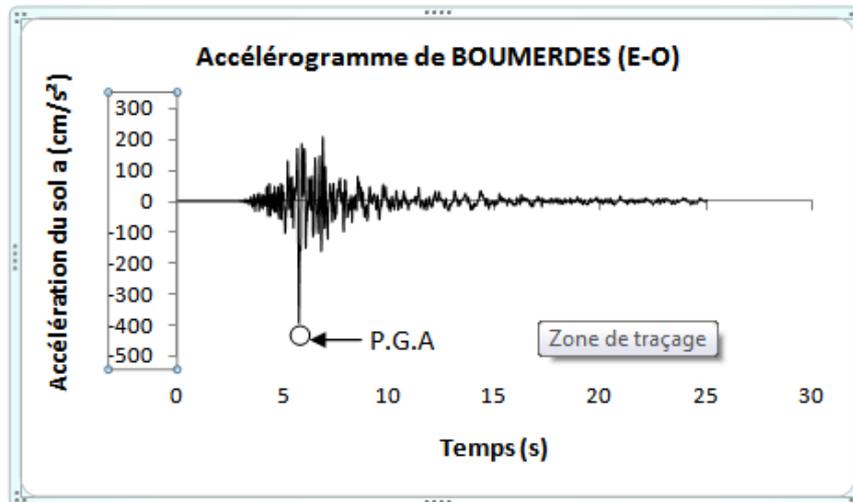


Figure II.4. Exemple d'accélérogramme (en cm/s^2)

Il convient de noter qu'en un point du sol donné, les mouvements lors d'un séisme s'effectuent dans toutes les directions à l'horizontale comme à la verticale. C'est-à-dire il est enregistré habituellement pour un même séisme trois accélérogrammes :

- Un accélérogramme de direction Nord-Sud ;
- Un accélérogramme de direction Est-Ouest ;
- Un accélérogramme à la direction verticale.

L'amplitude du mouvement verticale est nettement inférieure à celle du mouvement horizontal, il est généralement admis de prendre un rapport de $2/3$ entre ces amplitudes.

Les trois données les plus importantes d'un accélérogramme sont [25]:

- L'amplitude, qui est généralement définie par la valeur du pic d'accélération ;
- La fréquence, qui est une fréquence moyenne déterminée en comptant le nombre de fois que l'accélérogramme coupe l'axe des abscisses par unité de temps ;
- La durée, définie par le temps qui s'écoule entre le premier et le dernier pic au dessus d'un certain niveau où l'amplitude des accélérations est notablement plus élevée.

II.3.4.2. Facteurs à considérer pour le choix d'un accélérogramme

La nature des accélérogrammes dépend d'un certain nombre de facteurs [20] :

- La magnitude du séisme ;
- La distance de la source de libération d'énergie ;
- Les caractéristiques géologiques du terrain le long du trajet de la transmission d'onde ;
- Le mécanisme de la source et les conditions locales du sol.

Malgré le nombre de ces facteurs et leur nature variable, il est toutefois possible de prédire le type de mouvement attendu pour un certain sol.

Le recours au calcul transitoire implique le choix des accélérogrammes à retenir pour ce calcul. C'est un sujet qui a suscité de nombreuses discussions et dont on ne peut certainement pas considérer qu'il est actuellement réglé, en raison de ses multiples aspects (caractère naturel ou synthétique des accélérogrammes, nombre de ceux-ci, critères de cohérence avec le contexte sismotectonique du site, critères d'ajustement à un spectre, critères d'indépendance statistique pour les différentes composantes agissant simultanément) et de ses répercussions sur la représentativité et le coût des études.

Pour des applications à des analyses linéaires, le choix des accélérogrammes n'est pas trop critique, car la base de définition de l'action sismique est alors naturellement représentée par un spectre élastique de réponse, il suffit donc de s'assurer que les spectres élastiques des accélérogrammes retenus fournissent une approximation satisfaisante du spectre de base, soit pris ensemble (si on fait plusieurs calculs et qu'on prend la moyenne ou l'enveloppe des résultats).

Le cas des analyses non-linéaires est beaucoup plus difficile, le spectre de réponse élastique, même s'il est souvent considéré comme la définition de l'action sismique. La réponse non linéaire augmente pour un changement d'accélérogramme correspondant à une diminution du spectre élastique.

Le type de non-linéarité, en particulier du point de vue du caractère cumulatif ou non-cumulatif de l'endommagement, est essentiel pour un choix approprié de l'accélérogramme[20].

On distingue deux types d'accélérogrammes utilisés dans les calculs:

- Des accélérogrammes naturels enregistrés sur des sites ;
- Des accélérogrammes artificiels (synthétiques), qui tiennent compte de la géologie locale, c'est-à-dire déterminés par le calcul pour que le spectre d'oscillateur soit très voisin du spectre donné. L'établissement des accélérogrammes comporte donc une grande part d'approximation.

II.3.4.3. Accélérogrammes étudiés

Pour notre étude, nous avons à notre disposition 02 accélérogrammes, enregistrés dans deux zones différentes lors du séisme de Boumerdes en 2003 :

- Un accélérogramme (considéré comme séisme proche), enregistré dans la wilaya de Boumerdes (zone épiscopentrale) dans la direction nord-sud (figure II.5.a) ;
- Un autre (considéré comme séisme lointain), enregistré dans la région d'AZAZGA, wilaya de tiziouzu, dans la direction nord-sud (figure II.5.b)

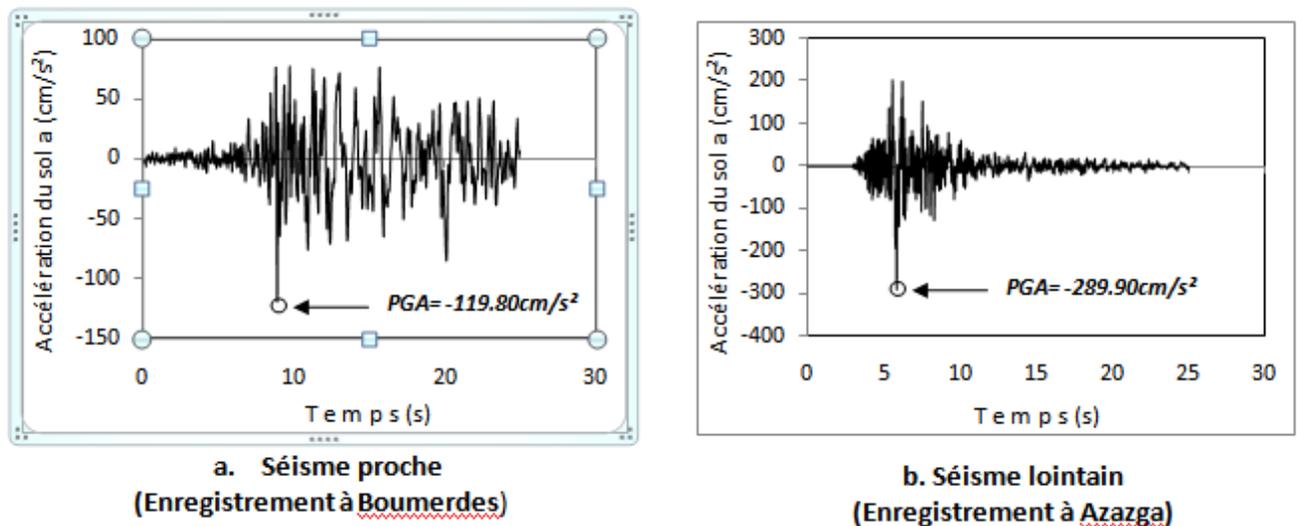


Figure II.5. Accélérogrammes étudiés

Le séisme de Boumerdes a eu lieu le 21/05/2003 à ZEMMOURI (l'épicentre) dans la wilaya de BOUMERDES, dont la magnitude était évaluée à 6,8 sur l'échelle de Richter.

Les caractéristiques des deux enregistrements sont données par le tableau (II.4) suivant :

	Séisme proche	Séisme lointain
Lieu d'enregistrement	Boumerdes	Azazga
Distance épiscopentrale (Km)	10	80
Distance hypocentrale (Km)	10	10
Acc. maximale PGA (cm/s^2)	289,90	119,80

Tableau II.4. Caractéristiques du séisme de Boumerdes

II.4. Spectres de réponse

II.4.1. Introduction

L'essentiel des dommages lors de séismes sont dus aux mouvements du sol qui font vibrer les bâtiments. Ces mouvements sont enregistrés notamment par des accéléromètres, sous forme de série temporelle retraçant l'histoire de l'accélération subie par le sol, et donc par les constructions au cours de la durée du phénomène vibratoire. En effet, ces mouvements sismiques sont représentés par un spectre de réponse, qui permet de déterminer directement, selon les caractéristiques du site et de la structure, la réponse maximale en déplacement, en vitesse ou en accélération. Celle-ci (la structure) étant 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 II.6).

- 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

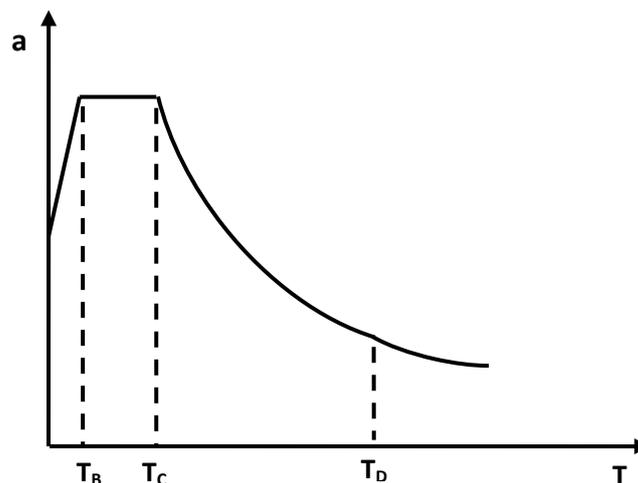


Figure II.6. Spectre de réponse en accélération

II.4.2. construction d'un spectre de réponse

II.4.2.1. Etapes de construction d'un spectre de réponse élastique

La mise en œuvre des spectres de réponse est basée sur le principe suivant :

Etape N° 01

La structure du bâtiment est modélisée par un oscillateur simple équivalent. Un oscillateur simple est un système matériel à un seul degré de liberté de translation formé d'une masse « M » et lié au sol à l'aide d'une tige de rigidité « K » (Figure II.7). Ce système est aussi caractérisé par son amortissement « C ». En effet, selon les principes de la mécanique, lorsqu'une structure est sollicitée par une action dynamique, telle l'effet des ondes sismiques, sa réaction fait intervenir :

- ✓ La distribution des masses au sein de la structure du bâtiment ; de ce point de vue, l'effet des masses en hauteur est plus difficile à maîtriser que celui des mêmes masses dans la partie basse ;
- ✓ La rigidité locale et globale de la structure du bâtiment ;
- ✓ La possibilité de dissiper de l'énergie injectée par le séisme, par frottement et interactions entre les différents éléments constitutifs de la structure ou entre le sol et la structure.

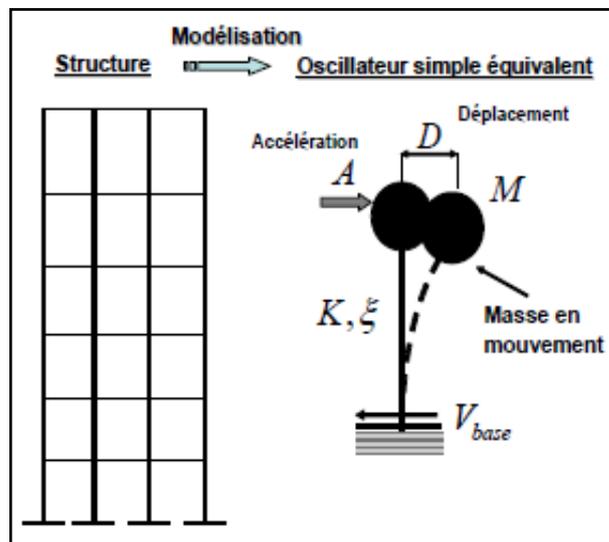


Figure II.7. Caractéristiques du système à un seul degré de liberté

Lorsqu'on applique à ce système un séisme sous forme d'un accélérogramme $ag(t)$, l'équation de mouvement d'oscillations forcées est la suivante (Principe fondamental de la dynamique) :

$$M\ddot{U}(t) + C\dot{U}(t) + KU(t) = -M_{ag}(t) \dots \dots \dots (II.1)$$

Où $\ddot{U}(t)$, $\dot{U}(t)$ et $U(t)$ sont respectivement l'accélération, la vitesse et le déplacement de l'oscillateur simple à l'instant t .

L'oscillateur simple est caractérisé par :

- Sa période propre $T = 2\pi \left(\frac{M}{K}\right)^{\frac{1}{2}}$
- Sa fréquence d'oscillation $f = \frac{1}{T}$ ou sa pulsation $\omega = 2\pi f$
- Son amortissement relatif $\xi = \frac{c}{c_0}$, avec c_0 étant l'amortissement critique tel que :
 - Si $c > c_0$ l'oscillateur retourne au repos sans oscillation (amortissement important) ;
 - Si $c < c_0$ l'oscillateur s'amortit avec des oscillations périodiques sinusoïdales.

L'équation (1) peut donc être résolue (détermination de $\ddot{U}(t)$, $\dot{U}(t)$ et $U(t)$) soit analytiquement (intégrale de Duhamel) soit numériquement.

Etape N° 02

L'étape suivante consiste à rechercher l'amplitude maximale de la réponse de l'oscillateur simple en accélération, en vitesse ou en déplacement. Les résultats sont ensuite reportés dans un graphique en fonction de la période T ou de la fréquence f .

Ce calcul est ensuite appliqué à de multiples oscillateurs simples, en faisant varier leurs périodes propres T (Figure II.8).

La série de valeurs discrètes $S(T_i)$ obtenues représente le spectre de réponse d'une variable physique donnée S correspondant à l'accélérogramme $a_g(t)$. Lorsque la variable « S » est une accélération.

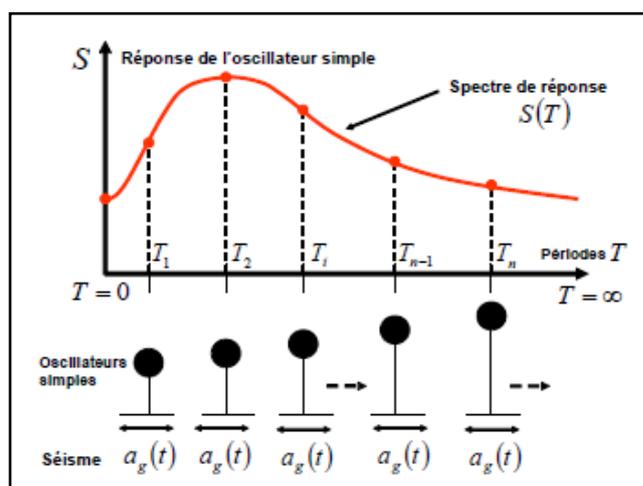


Figure II.8. Construction d'un spectre de réponse élastique sous l'action d'un séisme

Etape N° 03

Dans les codes parasismiques, on tient compte des incertitudes liées à l'accélérogramme réel d'un site, en considérant plusieurs accélérogrammes enregistrés dans un site ou dans une région donnée. Ensuite, on retient la courbe enveloppe des spectres correspondants. Le spectre de réponse ainsi obtenu est parfois appelé dans les codes spectre de calcul (Figure II.9).

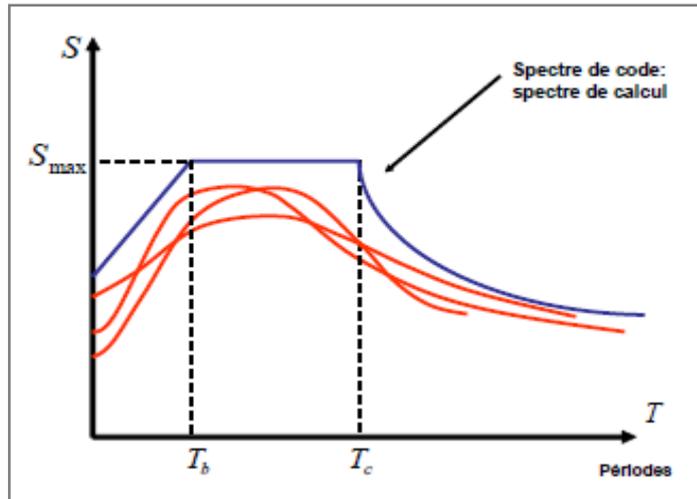


Figure II.9. Spectre de calcul (ou spectre de code). T_b et T_c sont les périodes de transition

Etape N° 04

Par conséquent, il est possible d'obtenir directement, pour une structure ayant une fréquence ou une période propre connue, la réponse maximale de la structure sous l'action du séisme ou encore l'effet maximum dû à un tremblement de terre par simple lecture sur le spectre de réponse ainsi obtenu. Ces spectres sont aussi appelés spectres de réponses élastiques. Le comportement des oscillateurs est considéré comme élastique linéaire et est déterminé pour un amortissement relatif (ξ) constant et égal à 5%.

Si l'oscillateur est infiniment rigide ($K \rightarrow \infty$, $T=0$) : l'oscillateur subit alors l'accélération maximale du sol A_{max} sans déformation.

Si l'oscillateur est infiniment flexible ($K=0$, $T \rightarrow \infty$), l'oscillateur ne subit aucune accélération mais subit exactement le déplacement maximal du sol D_{max} (Figure II.9) (Mouvement d'un corps rigide).

Si le spectre est d'accélération, de vitesse ou de déplacement, on note S_{max} respectivement par PSA , PSV ou PSD . Dans l'analyse spectrale, dans le domaine élastique, les relations entre les accélérations A , les

vitesse V et les déplacements D s'écrivent :

$$A = \left(\frac{2\pi}{T}\right) \cdot V = \left(\frac{2\pi}{T}\right)^2 \cdot D \quad \text{Det}V = \left(\frac{2\pi}{T}\right) \cdot D$$

II.4.2.2. Elaboration des spectres de réponse inélastiques

a. Introduction

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

Ce spectre inélastique peut être obtenu de plusieurs façons :

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

Dans les trois cas, le spectre de réponse inélastique est obtenu en divisant le spectre élastique par le coefficient « R ». Ce dernier est obtenu par plusieurs approches (Newmarket Hall 1982), on citera:

b. Principe d'égalité des déplacements maximaux

$D_P = D_E$ valide pour $f < f_{cI}$ (oscillateurs souples) ; dans ce cas, le facteur de réduction R (coefficient de comportement) est égal à $\left(\frac{1}{\mu_\Delta}\right)$ (Figure II.10), μ_Δ étant le facteur de ductilité ($\mu_\Delta > 1$).

$$\text{En effet, } D_P = D_E \Rightarrow \mu_\Delta \cdot D_Y = D_E \Rightarrow \frac{\mu_\Delta \cdot A_y}{K} = \frac{A_E}{K} \Rightarrow \mu_\Delta \cdot A_y = A_E \Rightarrow \mu_\Delta \cdot R \cdot A_E = A_E$$

$$\Rightarrow R = \frac{1}{\mu_\Delta}$$

Avec :

A_E : accélération élastique maximale

A_y : accélération de plastification

D_E : déplacement élastique maximal

D_y : déplacement de plastification

D_p : déplacement inélastique maximal

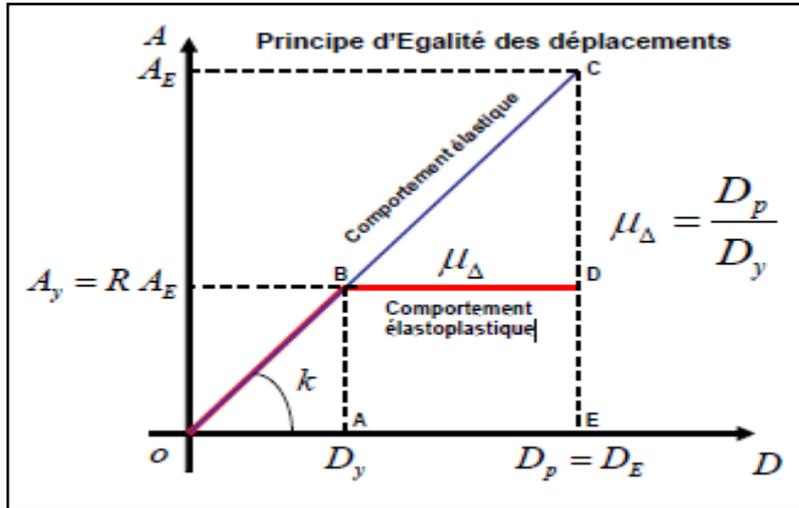


Figure II.10. Schématisation du principe d'égalité des déplacements des oscillateurs simples

c. Principe d'égalité des énergies dissipées

Aire(OCG)=Aire(OBEF), valide pour $f > f_{c2}$ (oscillateurs assez rigides). Le facteur de réduction R est égal à $\frac{1}{(\mu_\Delta - 1)^2}$ (Figure II.11) ; en effet, de l'égalité des énergies dissipées on a :

$$\frac{A_E \cdot D_Y}{2} = \frac{A_Y \cdot D_Y + A_Y (D_P - D_Y)}{2}$$

D'où $A_E \cdot D_E = A_Y \cdot D_Y (2\mu_\Delta - 1) \Rightarrow (A_E)^2 = (A_Y^2) \cdot (2\mu_\Delta - 1)$

$$\Rightarrow R = \frac{1}{(2\mu_\Delta - 1)^2}$$

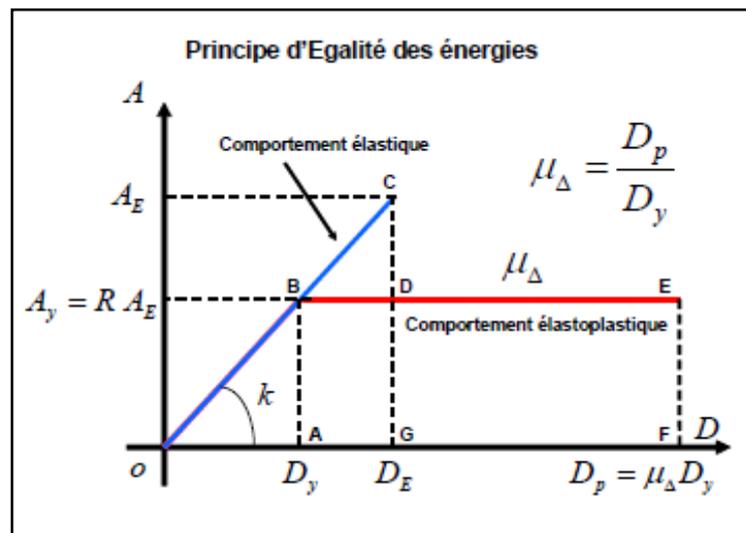


Figure II.11. Schématisation du principe d'égalité des énergies dissipées par les oscillateurs simples.

d. Principe d'égalité des forces

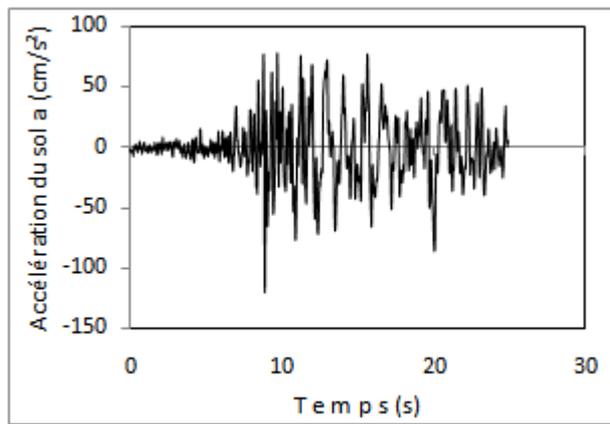
Valide pour $f > 33$ Hz ; le facteur de réduction R est égal à l'unité.

Le troisième principe n'est pas toujours applicable aux bâtiments. Les deux fréquences de transition f_{c1} et f_{c2} dépendent de la ductilité du système μ_{Δ} et des caractéristiques du spectre élastique. Les valeurs usuelles de f_{c1} et f_{c2} sont respectivement **1,4 Hz** et **2,0 Hz**. Les fréquences intermédiaires sont obtenues par interpolation.

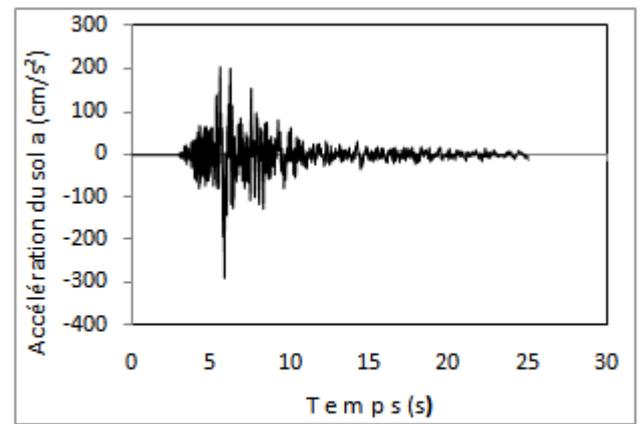
Il est important de différencier entre le facteur de comportement et le facteur de ductilité. Le facteur de comportement représente le rapport de l'effort ou l'accélération que peut supporter la structure si celle-ci était parfaitement élastique, à l'effort ou à l'accélération effectivement supportés par la structure réelle pour une même déformation. Par contre, on définit la ductilité (en déplacement) μ_{Δ} , appelée aussi facteur de ductilité disponible, comme étant la capacité de la structure à subir, avant la ruine, des déformations importantes qui sont la source de consommation d'énergie élevée. Par conséquent, plus la structure montre un comportement ductile, plus les mécanismes de sa résistance à toute action sismique basés sur la capacité d'absorber et de dissiper l'énergie induite par sa réponse globale est efficace.

II.4.2.3. Spectres de réponse utilisés

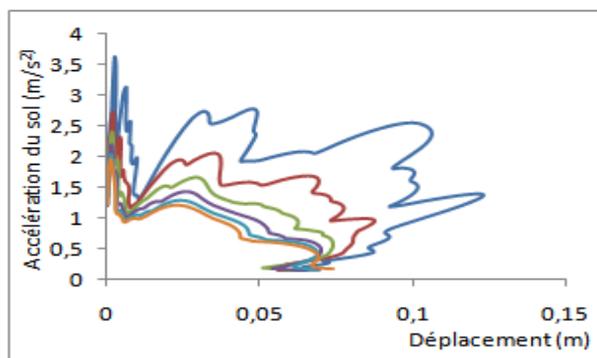
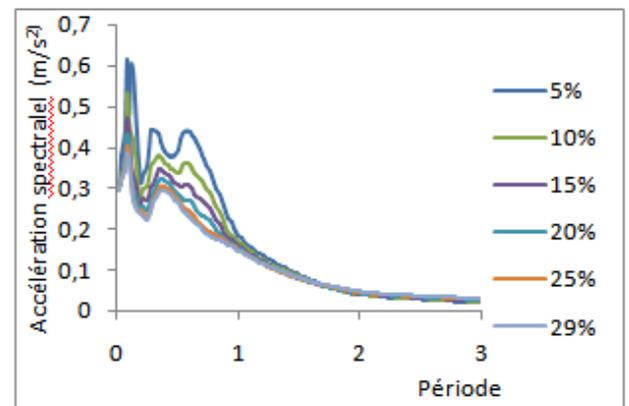
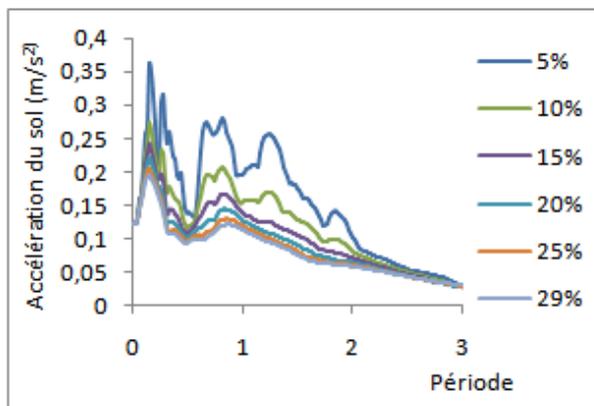
Dans cette étude, le spectre de réponse élastique et la famille de spectres inélastiques utilisés sont déterminés à partir de deux accélérogrammes, enregistrés lors du séisme de Boumerdes, définis précédemment (Figure II.12). La transformation est assurée par un logiciel de conversion « PRISM ».



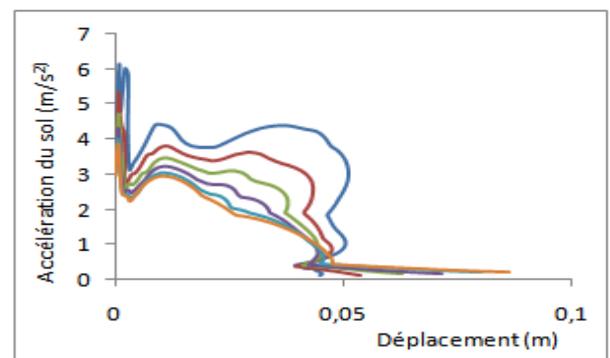
Accélérogramme d'Aazazga



Accélérogramme de Boumerdes



Spectre de réponse (Accélér. – Déplacement)



Spectre de réponse (Accélér. – Déplacement)

Figure II.12. Conversion Accélérogramme – Spectre de réponse

Chapitre III

BASES THEORIQUES DE LA METHODE D'ANALYSE NON LINEAIRE

III.1. Analyse pushover des structures

III.1.1. Introduction

Une évaluation fiable du comportement d'un bâtiment face à un tremblement de terre, en termes de dommages, requiert un outil permettant une analyse des structures au-delà du domaine élastique.

L'analyse pushover est une analyse statique non linéaire conduite sous charges gravitaires constantes et des charges horizontales qui croissent de façon monotone. C'est donc une étude pas à pas pour laquelle les données matérielles (lois de comportement des matériaux) sont similaires à celles de l'analyse dynamique élasto-plastique, mais où les difficultés du calcul pas à pas temporel sont évitées. Elle permet d'évaluer les mécanismes plastiques attendus et la distribution des dommages dans des structures complexes. [7]

L'analyse pushover s'indique comme variante au calcul basé sur une analyse élastique linéaire utilisant le coefficient de comportement dans les cas où nous suspectons que la plastification prématurée d'un élément conduit à sous estimer fortement la capacité réelle de la structure.

Nous l'appliquons pour vérifier la performance structurale des structures à savoir :

1. Les mécanismes plastiques attendus et les dommages en déterminant la formation de rotules plastiques successives. Ces rotules conduisent essentiellement à des mécanismes de ruine et à l'atteinte de la résistance dans un élément de la structure ;
2. La performance structurale des structures existantes ou renforcées ;
3. Les forces et les déplacements post-élastiques de la structure ;
4. La charge limite élastique de la structure correspondant.

Le résultat de l'analyse est une courbe de capacité de la structure qui donne la relation entre l'effort tranchant à la base et le déplacement au sommet [17] (figure III.1).

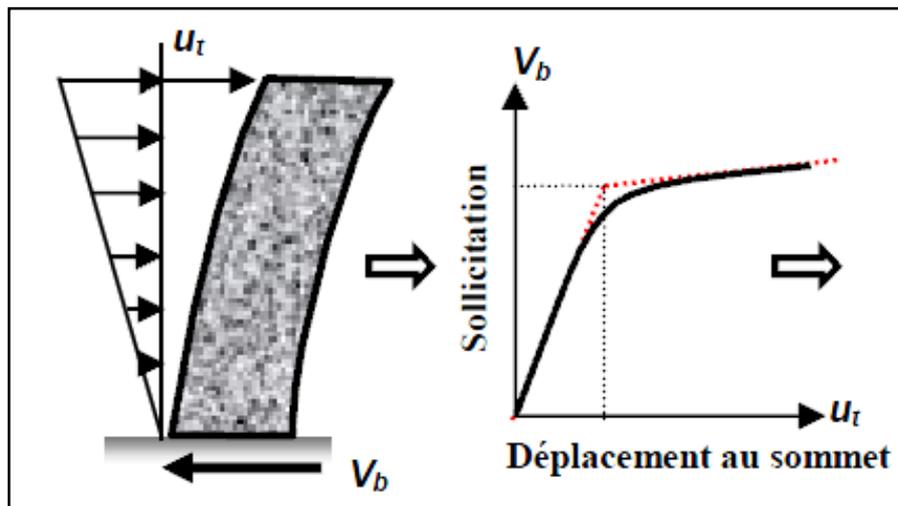


Figure III.1 : Signification physique de la courbe de capacité

III.1.2. Niveau d'endommagement décrit par une courbe de capacité

La courbe de capacité indique le niveau d'endommagement de la structure. En effet, D'après la figure(III.2), nous remarquons que la courbe est composée de quatre segments, chaque segment correspond à une étape d'endommagement de la structure.

- a) Le premier niveau 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).
- b) Le deuxième niveau d'endommagement correspond à un niveau de dommage contrôlé. La stabilité de la structure n'est pas en danger, mais toutefois un endommagement mineur est susceptible de se développer.
- c) Le troisième niveau représente un état d'endommagement avancé, la stabilité de la structure est en danger.
- d) Le quatrième niveau, la structure est susceptible de connaître l'effondrement, et ne présentant aucune capacité de résistance.

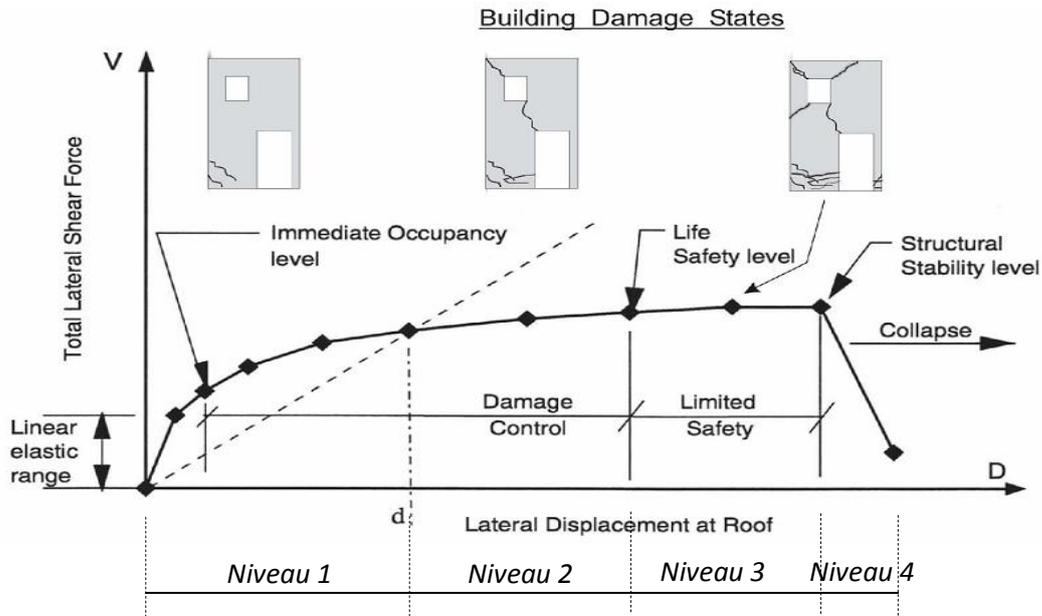


Figure III.2 : Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité

III.1.3. Distribution des charges latérales

Les charges latérales sont appliquées dans un profil qui représente, approximativement la distribution verticale des forces d'inertie lors d'un séisme. Aucune des distributions des charges latérales ne peut prendre en compte la contribution des modes supérieurs, ou de représenter une distribution de forces d'inertie due au changement dans les propriétés vibratoires de la structure, ainsi plusieurs codes recommandent deux distributions différentes.

Eurocode 8 [4] et FEMA 273 [5] recommandent d'effectuer les analyses en appliquant au moins deux distributions différentes de charges latérales.

- Une distribution uniforme fondée sur les forces latérales proportionnelles à la masse quelle que soit la hauteur de la structure.
- Une distribution modale proportionnelle aux forces correspondant à la distribution des forces latérales, dans la direction considérée, déterminée par l'analyse élastique.

Dans notre étude, les structures étudiées ont une distribution relativement uniforme des masses et de la rigidité (structures régulières), de manière à éviter l'influence des différents modes de vibration, à savoir les modes supérieurs de translation ou les modes de torsion. Ainsi, Les structures analysées dans notre étude sont exclusivement influencées par le 1^{er} mode de vibration (mode de translation).

Le vecteur des forces latérales $\{P\}$, est déterminé par l'expression (III.1) suivante :

$$\{P\} = p[M]\{\phi\} \dots \dots \dots (III.1)$$

p :Facteur qui contrôle l'amplitude des forces latérales.

$\{M\}$:Matrice diagonale correspondant aux masses de la structure.

$\{\emptyset\}$:Vecteur forme normalisé pour les déplacements.

III.1.4. Méthodes d'analyse en poussée progressive

III.1.4.1. Introduction

La méthode Push-over est basée sur le principe que la capacité d'atteindre un niveau de performance est évaluée en termes de déplacements, la structure est soumise à un chargement incrémental distribué le long de la hauteur, la courbe de capacité est obtenue en contrôlant le déplacement en tête de structure.

[7]

La distribution de charges et le déplacement cible sont basés sur l'hypothèse que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant le séisme. [18]

Le principe de la méthode push-over consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive (push over) avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme (spectre de réponse). [4]

L'intersection de ces deux courbes représente le point de performance permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquemment son degré de pénétration dans le domaine plastique. [4][20]

III.1.4.2. Evaluation du déplacement maximal

Deux approches principales sont proposées pour l'évaluation du déplacement maximale que peut subir la structure :

- Approche en ductilité : *Eurocode 8* [4]
- Approche en amortissement : *ATC 40* [1]

III.1.4.2.1. Approche en ductilité

a. Introduction

L'Eurocode8 permet de trouver un point de performance sur la base de la règle des déplacements égaux, le spectre inélastique est obtenu en réduisant le spectre élastique par un facteur (**R**) qui dépend de la ductilité de la structure (**μ**) [4].

Elle a été proposée par **Fajfar** en 1998. Elle utilise des spectres inélastiques, avec un coefficient réducteur **R_u**, pour passer du spectre élastique (**ξ=5%, μ=1**), aux spectres inélastiques (**μ>1**).

b. Transformation du spectre élastique en un format accélérations-déplacements

Le spectre de réponse élastique est transformé du format traditionnel accélérations-périodes (**S_a - T**) au format accélérations-déplacements (**S_a - S_d**) (Figure III.3), en utilisant la relation (III.2) suivante [4]:

$$S_{de} = \frac{T}{4\pi^2} S_{ae} \dots \dots \dots (III.2)$$

S_{de} : Déplacement élastique spectral ;

T : Période fondamentale de vibration du système à un seul degré de liberté ;

S_{ae} : Accélération élastique spectrale.

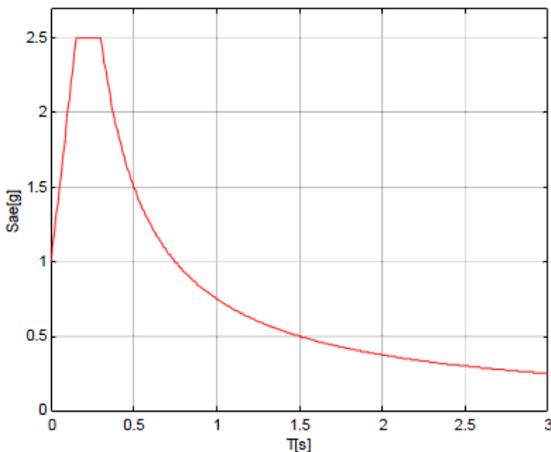


Figure IV.2 : Spectre élastique (S_a-T)

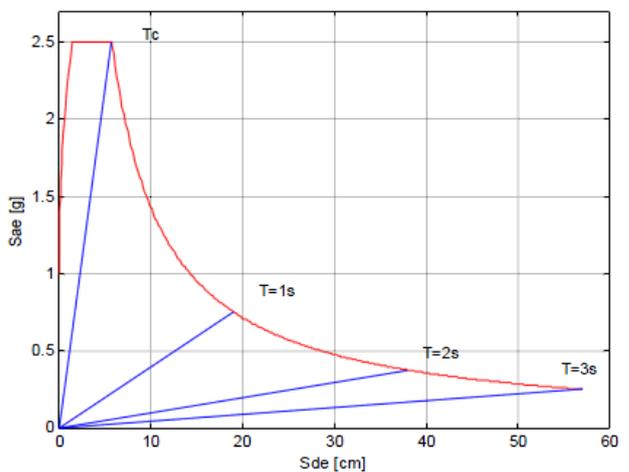


Figure IV.2 : Spectre élastique (S_a-S_d)

Figure III.3 : Transformation du spectre élastique en un format accélérations- déplacements

c. Détermination du spectre de réponse inélastique (spectre réduit)

Le spectre de réponse inélastique (**S_a– S_d**) est obtenu à partir du spectre de réponse élastique en utilisant les équations suivantes [4][6]:

$$S_a = \frac{S_{ae}}{R} \dots \dots \dots (III.3)$$

$$S_d = \frac{\mu}{R} S_{de} = \frac{\mu}{R} \frac{T^2}{4\pi^2} S_{ae} = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \dots \dots \dots (III.4)$$

Avec :

μ : Facteur de ductilité, défini comme le rapport entre le déplacement maximal et le déplacement à la limite élastique.

R : Facteur de réduction du à la ductilité de la structure.

Pour les oscillateurs souples ($T \geq T_c$), les systèmes élastiques et inélastiques ont approximativement le même déplacement maximal ($S_d = S_{de}$) conformément au critère d'égalité des déplacements maximaux (Newmark et Hall 1982)[21](Figure III.4). Dans ce cas, le facteur de réduction (R) est égal au facteur de ductilité (μ) : $R = \mu$

T_c : Période correspondant à la limite supérieure de la zone d'accélération constante du spectre de réponse élastique

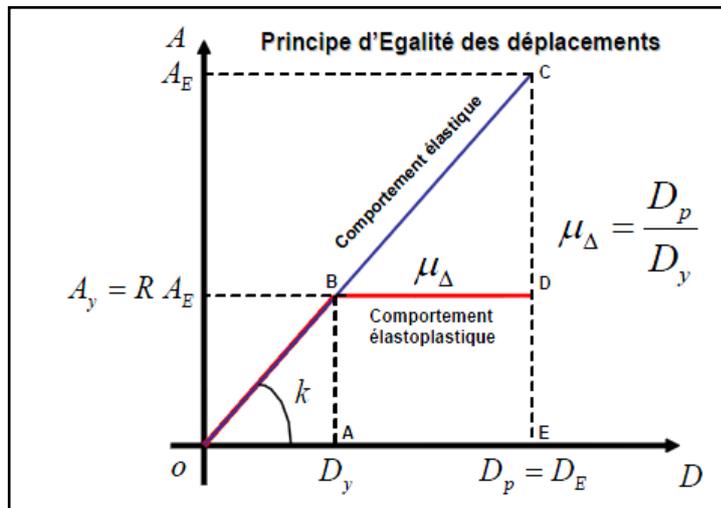


Figure III.4 : Principe d'égalité des déplacements maximaux (Newmark et Hall, 1982)

Pour les oscillateurs rigides ($T < T_c$), le facteur de réduction R est pris égal à :

$$R = \frac{T}{T_c} (\mu - 1) + 1 \dots \dots \dots (III.5)$$

d. Transformation du système à plusieurs degrés de liberté à un système équivalent à un seul degré de liberté

La structure à plusieurs degrés de liberté est modélisée par un oscillateur équivalent à un seul degré de liberté (figure III.5).

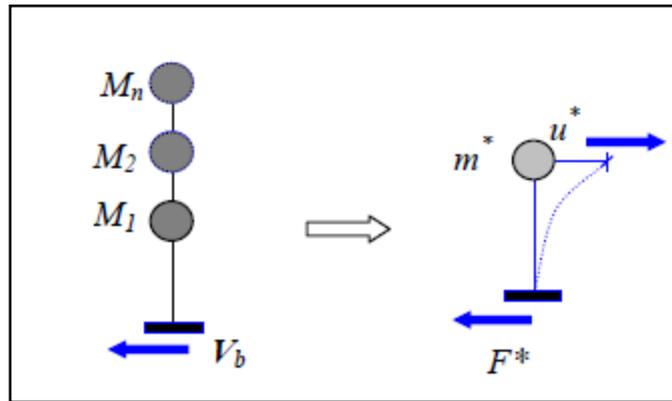


Figure III.5 : Caractéristiques du système équivalent à un seul degré de liberté

Si nous prenons seulement le mode fondamental, l'expression des déplacements de la structure en fonction des déplacements modaux est donnée par l'équation (IV.6) suivante : [4][21]

$$d_t = \Gamma \emptyset D(t) \dots \dots \dots (III.6)$$

Avec :

D(t): Déplacement au sommet à un instant t.

Γ : Facteur de participation modale correspondant au premier mode de vibration.

\emptyset : Amplitude du premier mode de vibration au sommet.

Pour un instant (t) donné, la relation entre le déplacement au sommet (d_t) et le déplacement correspondant au premier mode du système équivalent (d^*) est donnée par la formule suivante :

$$d^* = \frac{d_t}{\Gamma} \dots \dots \dots (III.7)$$

Cette équation permet de relier les déplacements du point de contrôle de la courbe push over (aux déplacements correspondant à un système à un seul degré de liberté (d^*)). [4][21]

La constante Γ , habituellement appelée facteur de participation modale, contrôle la transformation des quantités du système à plusieurs degrés de liberté au système à un seul degré de liberté, il est déterminé à partir de l'équation suivante : [4][21]

$$\Gamma = \frac{\sum m_i \phi_i}{\sum m_i \phi_i^2} = \frac{m^*}{\sum m_i \phi_i^2} \dots \dots \dots (III.8)$$

La relation entre l'effort tranchant à la base la structure et l'accélération correspondante du système équivalent à un seul DDL est exprimée par l'équation suivante :

$$F^* = \frac{V}{\Gamma} \dots \dots \dots (III.9)$$

Avec :

F^* : La force équivalente du système à 1 seul degré de liberté ;

V : l'effort tranchant à la base du système à plusieurs degrés de liberté, exprimé par l'équation suivante : [20]

$$V = p\{\phi\}^T M\{I\} = p \sum_{i=1}^n m_i \phi_i \dots \dots \dots (III.10)$$

e. Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité du système équivalent

L'effort plastique F_y^* , qui représente également la résistance ultime du système idéalisé, est égal à l'effort tranchant à la base à la formation du mécanisme plastique.

La rigidité initiale du système idéalisé est déterminée de telle sorte que les zones situées sous les courbes force-déformation réelle et idéalisée soient égales (Figure III.6).

Sur la base de cette hypothèse, le déplacement à la limite d'élasticité du système équivalent à un seul degré de liberté d_y^* , est donné par l'équation (III.1) suivante : [21][22]

$$d_y^* = 2(d_m^* - \frac{E_m^*}{F_y^*}) \dots \dots \dots (III.11)$$

E_m^* Est l'énergie de déformation réelle jusqu'à la formation du mécanisme plastique.

F_y^* : Représente également la résistance ultime du système idéalisé, est égal à l'effort tranchant à la base à la formation du mécanisme plastique.

d_m^* : Déplacement ultime maximal à la formation du mécanisme plastique.

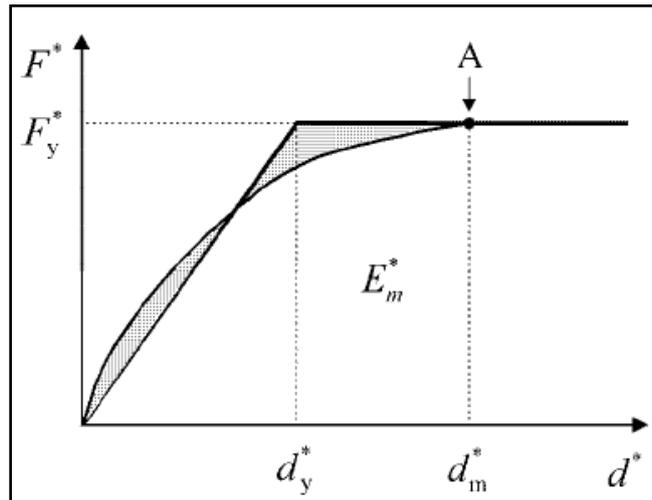


Figure III.6 : Idéalisation bi linéaire de la courbe de capacité du système équivalent

f. Détermination de la période du système équivalent

La période T^* du système équivalent à un seul degré de liberté idéalisé est déterminée par : [21][4]

$$T^* = 2\pi \sqrt{\frac{m^* d_y^*}{F_y^*}} \dots \dots \dots (III.12)$$

g. Détermination du déplacement du système équivalent

Le déplacement de la structure avec une période T^* est un comportement élastique illimité, est donné par : [4][21][22]

$$d_{el}^* = S_e(T^*) \left(\frac{T^*}{2\pi}\right)^2 \dots \dots \dots (III.13)$$

Où : $S_e(T^*)$ est l'accélération spectrale correspondant à la période T^* .

Le calcul de déplacement du système équivalent à un seul degré de liberté dépend de sa période élastique (T^*) et de la position de cette dernière par rapport à la période caractéristique du site (T_c).

Si la période élastique est supérieure ou égale à la période caractéristique ($T^* > T_c$) (Figure III.7), le déplacement non linéaire d^* est égal au déplacement élastique d_{el}^* ($d^* = d_{el}^*$), conformément au critère d'égalité des déplacements dans la gamme des moyennes et longues périodes.

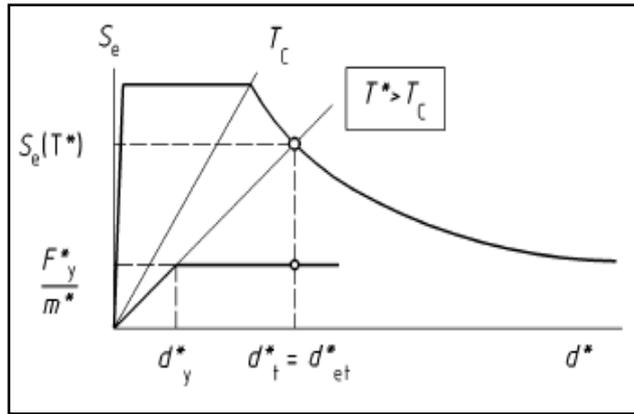


Figure III.7 : Déplacement cible du système équivalent dans le domaine de moyennes et longues périodes

Si la période élastique est inférieure à la période caractéristique ($T^* < T_c$)(Figure III.8),le déplacement non linéaire d^* est déterminé par la relationsuivante :[4]

$$d_t^* = \frac{d_{el}^*}{q_u} (1 + (q_u - 1) \frac{T_c}{T^*}) \geq d_{el}^* \dots \dots \dots (III.14)$$

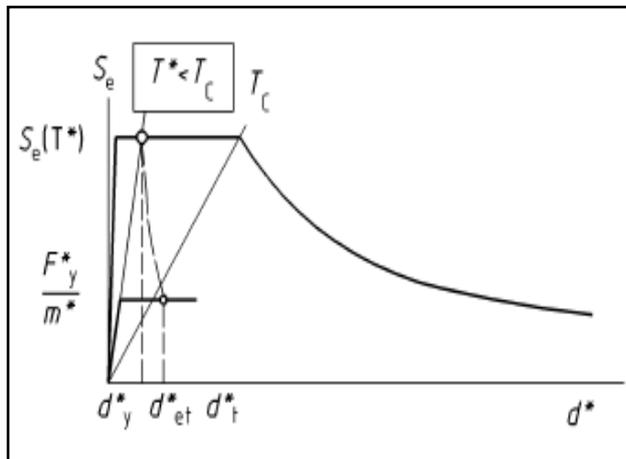


Figure III.8 : Déplacement cible du système équivalent dans le domaine de périodes courtes

h. Détermination du déplacement global de la structure

Une fois le déplacement du système équivalent déterminé, il est transformé endéplacement maximum du système à plusieurs degrés de liberté (μ_t), calculé par la formule suivante:[4]

$$d_t = \gamma d_t^* \dots \dots \dots (III.15)$$

III.1.4.2.3. Approche en amortissement (méthode de capacité spectrale)

a. Introduction

La méthode de capacité spectrale est l'une des méthodes les plus utilisées pour l'estimation de la performance sismique des structures, développée par Freeman, la méthode consiste à superposer dans un graphe de type $(\beta_{\text{eff}}-S_d)$ la courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse non linéaire en poussée progressive (courbe de capacité) et celle représentative de la sollicitation apportée par leséisme (Demande).[6]

La courbe de capacité est obtenue en appliquant à la structure un chargement incrémental distribué sur la hauteur du bâtiment. [6]

La demande sismique inélastique est obtenue par la réduction du spectre de réponse élastique amorti à 5% par des facteurs qui dépendent de l'amortissement effectif de la structure ($\xi=5\%$). [1]

En d'autres termes, la méthode est basée sur le principe que si la demande en énergie à dissiper, représentée par l'amortissement est supérieur à la demande initiale qui correspond à un amortissement visqueux de ($\xi=5\%$), le comportement inélastique de la structure est approché par l'accroissement du coefficient d'amortissement visqueux. [1]

L'intersection de ces deux courbes représente le point de performance, qui permet d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique (Figure III.9)[18].

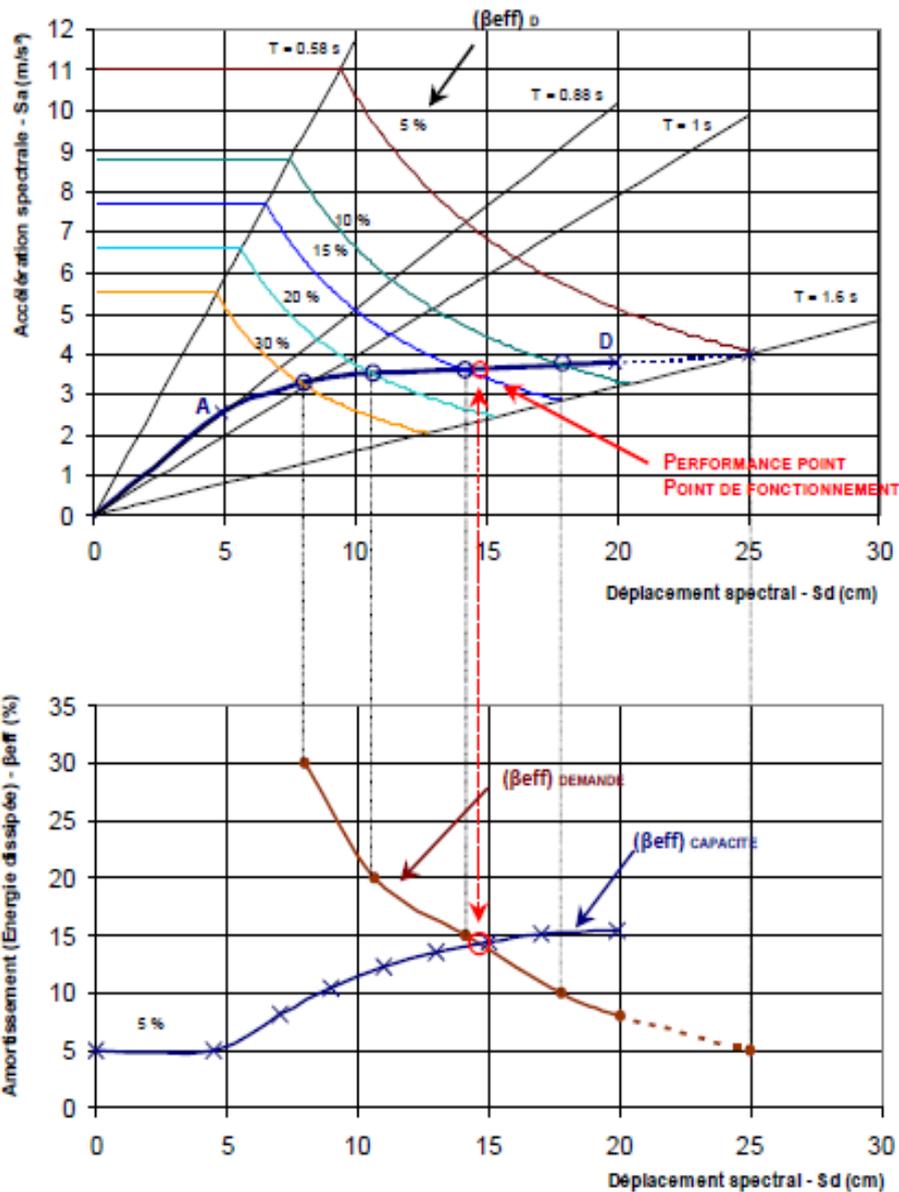


Figure III.9: Point de performance correspondant au point d'intersection de la demande $(\beta_{eff})_D$ et de la capacité $(\beta_{eff})_C$ à dissiper de l'énergie [6]

b. La courbe de capacité

La courbe de capacité est exprimée habituellement dans la représentation $V=f(\Delta_s)$ (Figure III.10).

Avec : V : Effort tranchant à la base du bâtiment.

Δ_s : Déplacement au sommet de la structure.

Cette courbe est ensuite transformée dans la représentation ($S_a - S_d$) par l'intermédiaire des paramètres propres au premier mode de déformation (Figure IV.8)[23, 24]. On a donc :

$$S_a = \mathbf{V}\alpha_1 / \mathbf{W} \dots\dots\dots(\text{III.16})$$

L'effort normal à la base est divisé par la masse vibrante pour obtenir l'accélération correspondante (la force étant la masse par accélération) et comme on prend en considération que le premier mode, on divise le résultat ainsi obtenu par le facteur de masse vibrante dans ce mode. [23][44].

$$S_d = \Delta_s / (\mathbf{P}_{f1} \times \phi_{1s}) \dots\dots\dots(\text{III.17})$$

Le déplacement au sommet de la structure est divisé par le facteur de participation du premier mode.

Avec :

$$\alpha_1 : \text{Coefficient de masse modale [3, 9] ; } \alpha_1 = \frac{(\sum_{i=1}^{i=n} m_i \phi_i)^2}{(\sum_{i=1}^{i=n} m_i)(\sum_{i=1}^{i=n} m_i \phi_i^2)} \dots\dots\dots(\text{III.18})$$

$$\mathbf{P}_{f1} : \text{Facteur de participation du premier mode [3, 9] ; } P_{f1} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^{i=n} m_i \phi_i^2} \dots\dots\dots(\text{III.19})$$

ϕ_1 : Amplitude au sommet, du premier mode qui est normalisé à 1.

\mathbf{W} : poids total de la structure.

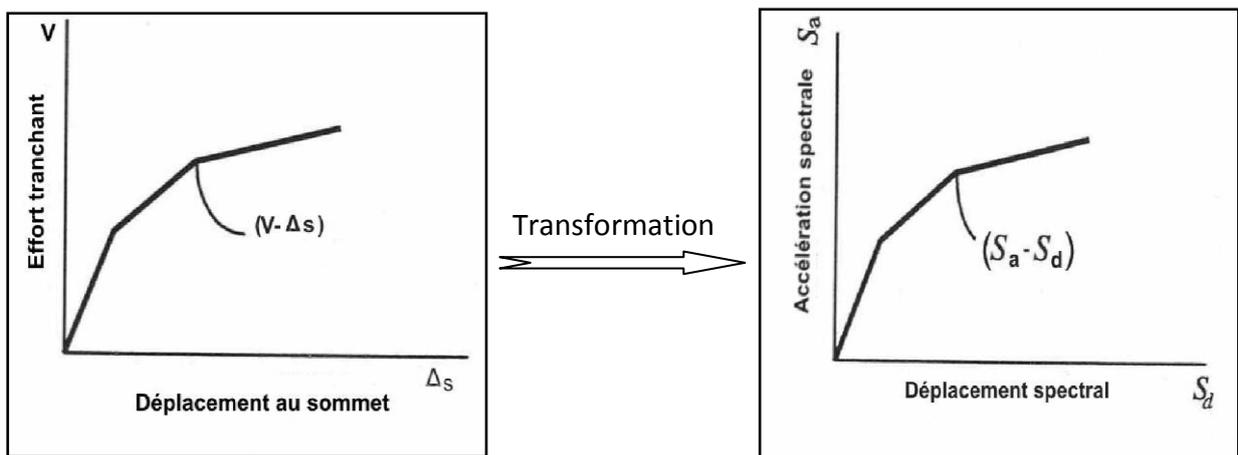


Figure III.10 : Conversion des courbes de capacité

c. La demande sismique

La notion la plus répandue pour représenter un séisme est le spectre de réponse qui nous fournit la réponse maximale d'oscillateurs linéaire soumis à un séisme. Dans cette étude, cette réponse est définie à partir d'un accélérogramme enregistré numériquement lors du séisme de BOUMERDES en 2003.

- **La courbe de demande sismique en format (Sa-Sd)**

Dans la représentation classique des codes parasismiques, chaque point du spectre de réponse élastique est représenté dans un diagramme $S_a = f(T)$, pour un amortissement de type visqueux (ξ) (Figure IV.11)[6].

Avec : S_a : accélération spectrale

T : période d'oscillation

Chacun des points précédents $S_{ai} = f(T_i)$ est transformé dans un diagramme $S_a = f(S_d)$ (Figure III.9) ou (S_d) est le déplacement spectral donné par la relation(II.5)[6].

$$S_d = \frac{T^2 \cdot S_a}{4 \cdot \pi^2} \dots\dots\dots(III.20)$$

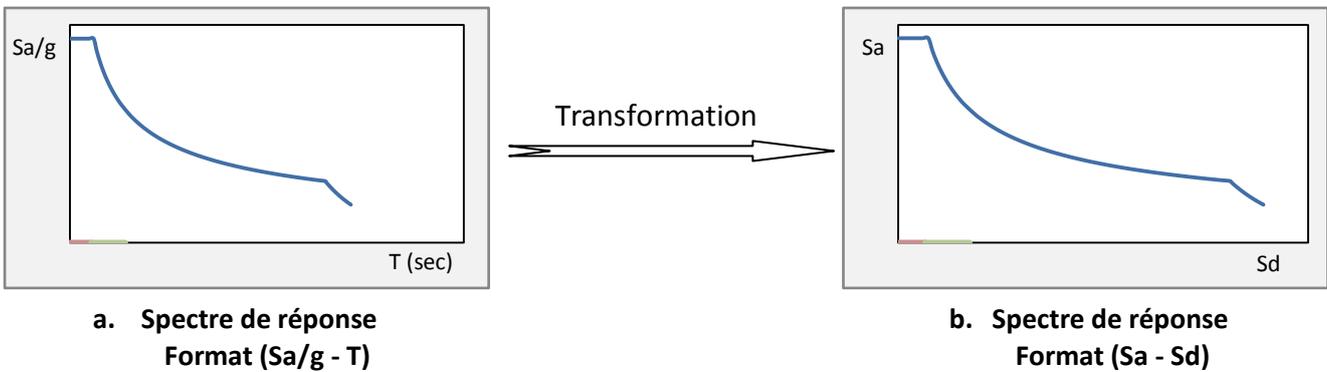


Figure III.11: conversion du spectre de réponse

d. L'amortissement effectif

L'amortissement qui intervient lorsque la structure est dans le domaine inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissement visqueux inhérent à la structure et d'amortissement d'hystérésis. [6]

L'amortissement visqueux inhérent à la structure est supposée constant et égale à (5%).

L'amortissement d'hystérésis peut être représenté par un facteur d'amortissement visqueux équivalent noté (β_0), le règlement **ATC 40** propose de déterminer le terme (β_0) en utilisant l'équation suivante :
 On a la relation (d'après Chopra (1995), selon l'ATC 40) :

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \dots\dots\dots(III.21)$$

Avec :

β_0 : Amortissement visqueux équivalent associé à l'aire complète de la boucle hystérétique

E_D : Energie dissipée par comportement visqueux équivalent

E_{s0} : Energie de déformation maximale

Ainsi chaque point de la courbe de capacité porte en lui une possibilité de dissiper de l'énergie, sous la forme d'un amortissement effectif (figure IV.12), β_{eff} est donné par la formule suivante :

$$\beta_{eff} = \beta_E + k\beta_0 \dots\dots\dots(III.22)$$

Avec :

β_E : amortissement visqueux du domaine élastique ($\beta_E=5\%$)

k : coefficient de capacité de dissipation d'énergie, lié en particulier à la typologie et à l'âge de la structure, ainsi qu'à la durée du séisme.

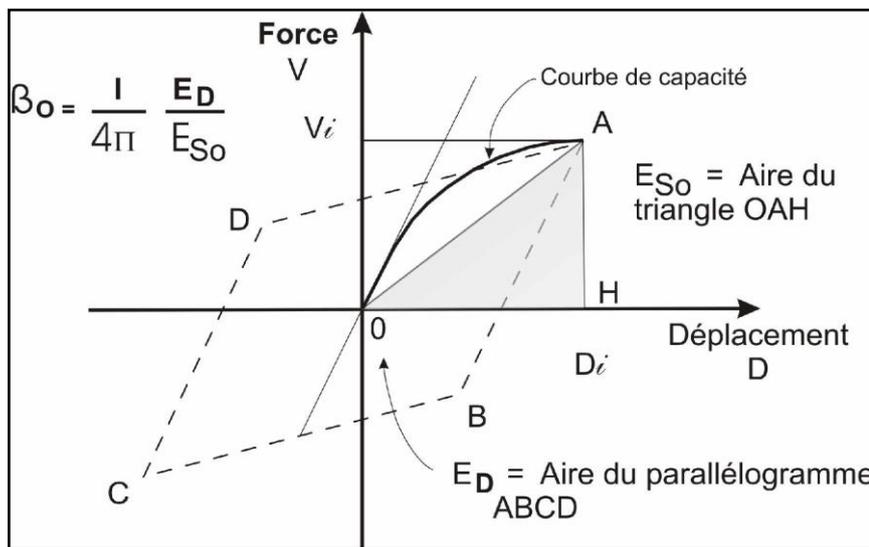


Figure III.12 :Capacité de la structure à dissiper de l'énergie dans le domaine non linéaire hystérétique

Le développement de l'équation (IV.17) donne une autre écriture du terme (β_0) qui est fonction des points (\mathbf{a}_{pi} , \mathbf{d}_{pi}) et (\mathbf{a}_y , \mathbf{d}_y) :

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \dots \dots \dots (III.23)$$

Ainsi, l'amortissement effectif (β_{eff}) associé à un déplacement maximal d_{pi} peut être exprimé par l'équation suivante :

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5 \dots \dots \dots (III.24)$$

$$\beta_{eff} = k \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5 \dots \dots \dots (III.25)$$

Le facteur (k) dépend du comportement structurel du bâtiment, le règlement **ATC 40** considère trois types de comportements (Type **A**, **B** et **C**) (**annexe A-1**).

Le choix du type de comportement (Type **A**, **B** et **C**) dépend de la qualité des éléments structuraux mais aussi de la durée de l'onde sismique (**annexe A-2**).

III.2. Evaluation du point de performance

III.2.1. Introduction

Dans cette étude, le point de performance est évalué en utilisant la méthode de performance point de l'ATC 40, cette méthode nécessite à la fois la capacité spectrale et la demande spectrale en format amortissement effectif – déplacement spectral ($\beta_{eff} - S_d$).

III.2.2. Développement des diagrammes ($\beta_{eff} - S_d$)

a. La demande spectrale

Le diagramme ($\beta_{eff} - S_d$) pour la demande sismique [6] est défini par :

- S_d : le déplacement spectral qui correspond à l'intersection du spectre de capacité et les branches de spectre de la demande sismique pour $\beta_{eff} \geq 5\%$. (figure III.13).
- β_{eff} : l'amortissement des branches de la demande pour $\beta_{eff} \geq 5\%$. Les coefficients de réduction spectraux pour les branches de spectre dont l'amortissement $\beta_{eff} \neq 5\%$.

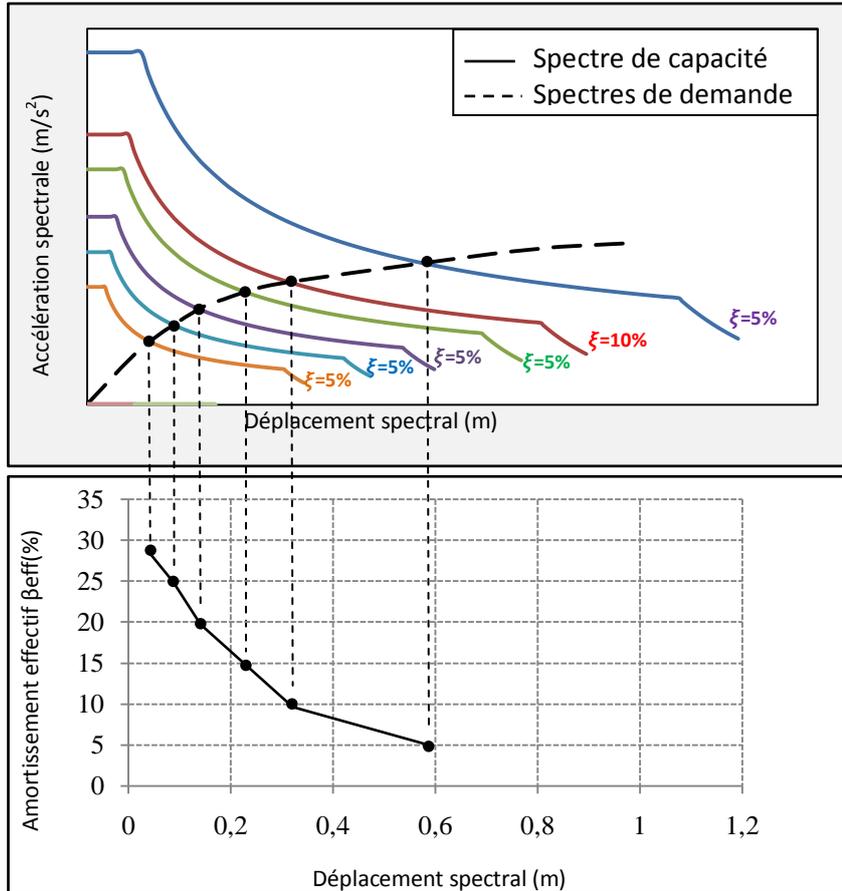


Figure III.13 :Diagramme ($\beta_{eff} - S_d$) de la demande sismique

b. La capacité sismique

La courbe de capacité est représentée par un point (A) de coordonnées (d_y, a_y) qui définit les limites élastiques, et un point (B) de coordonnées (d_u, a_u) qui définit les limites ultimes (figure III.14).

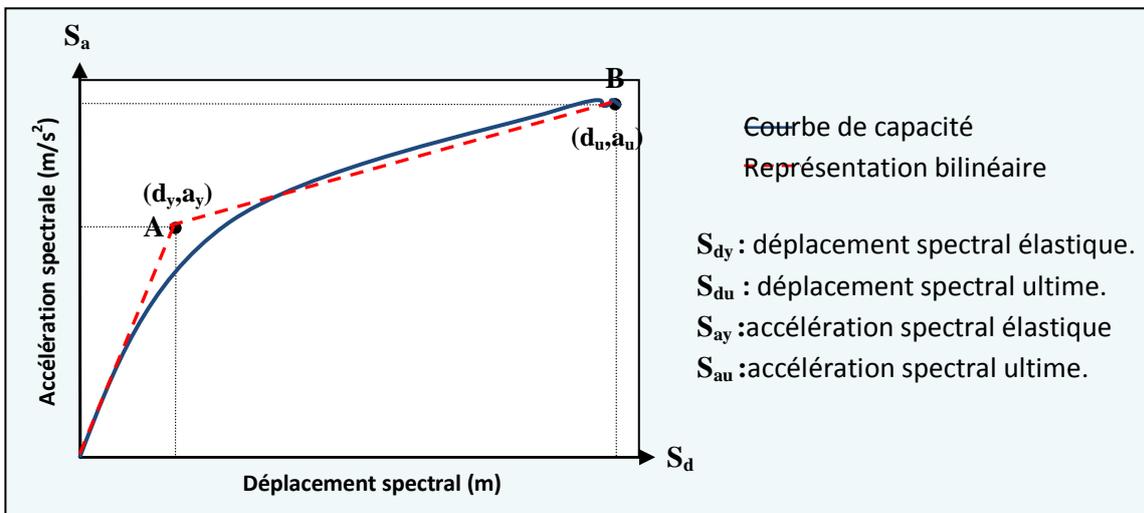


Figure III.14. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

L'énergie dissipée en chaque point de coordonnées (d_{pi}, a_{pi}) sous forme d'amortissement effectif (figure III.15) est donnée par la formule suivante :[4]

$$\beta_{eff} = 5 + 63.7 k \left[\frac{(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \right] \dots \dots \dots (III.26)$$

k : coefficient de capacité de dissipation d'énergie.

d_y, a_y : limites élastiques en déplacement et en accélération respectivement.

d_{pi}, a_{pi} : coordonnées du point (i) de la courbe de capacité.

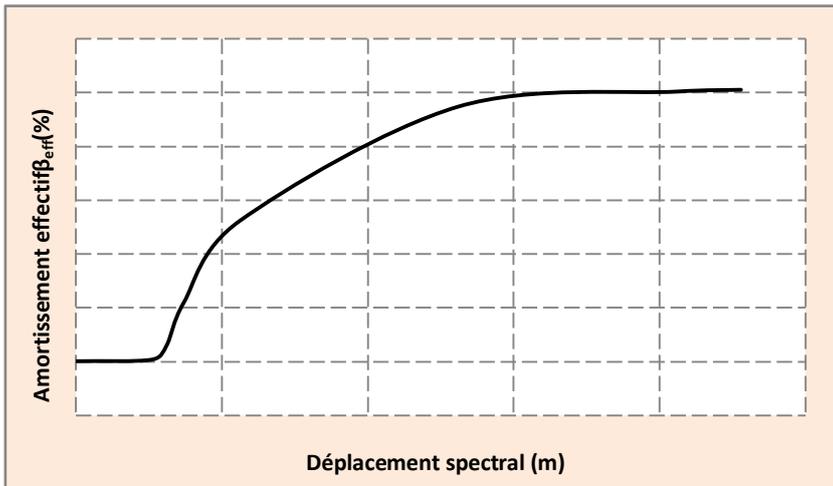


Figure III.15. Diagramme $(\beta_{eff} - S_d)$ de la capacité sismique

III.2.3. Superposition des diagrammes $(\beta_{eff} - S_d)_D$ et $(\beta_{eff} - S_d)_C$

Les courbes de la demande et de la capacité ainsi obtenues sont superposées, leurs intersection donne directement le point de performance sans itération (figure III.16).

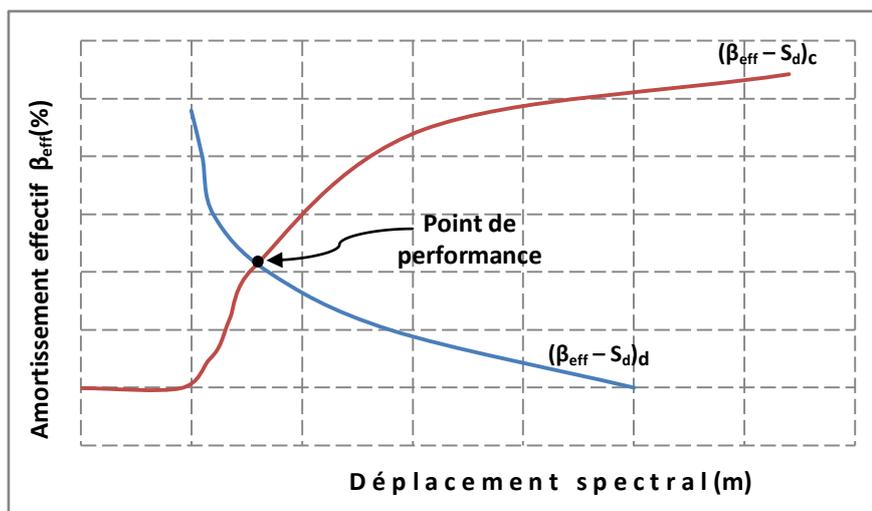
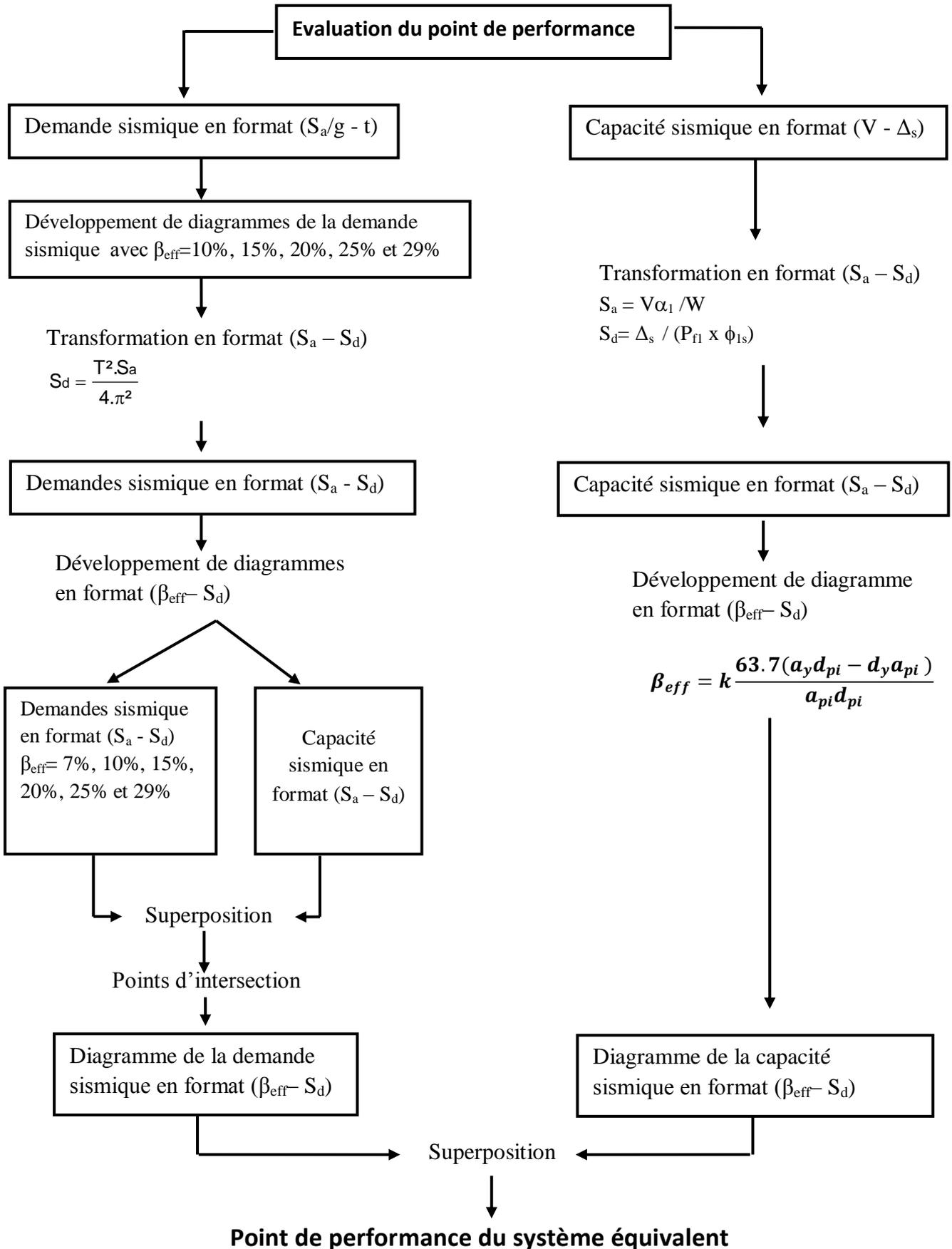


Figure III.16. Superposition des diagrammes $(\beta_{eff} - S_d)_D$ et $(\beta_{eff} - S_d)_C$

L'ensemble de ces étapes sont représentées sous forme d'un organigramme représenté ci-dessous :



III.3. Comportement non linéaire des poteaux et des poutres

III.3.1. Définitions

Le comportement global non linéaire d'une structure de type poteaux -poutres est décrit par la formation des mécanismes de rotules plastiques en un ou plusieurs de ses éléments.

Les rotules plastiques sont des zones qui, sous une sollicitation sismique, perdent leur capacité de résistance et deviennent une sorte d'articulation, permettant la rotation de l'élément (Figure III.17). La rotule plastique définit le comportement post-élastique de l'élément considéré, permettant la dissipation d'une quantité importante d'énergie avant la rupture de l'élément. Cette propriété est connue sous le nom de ductilité des matériaux.

Ces rotules plastiques sont caractérisées par certains paramètres qui définissent la capacité de déplacement, ou de rotation de la rotule, avant sa rupture.

Les valeurs caractérisant les rotules plastiques définissent le mécanisme global de ruine de la structure, et représentent des éléments fondamentaux de la modélisation non linéaire.

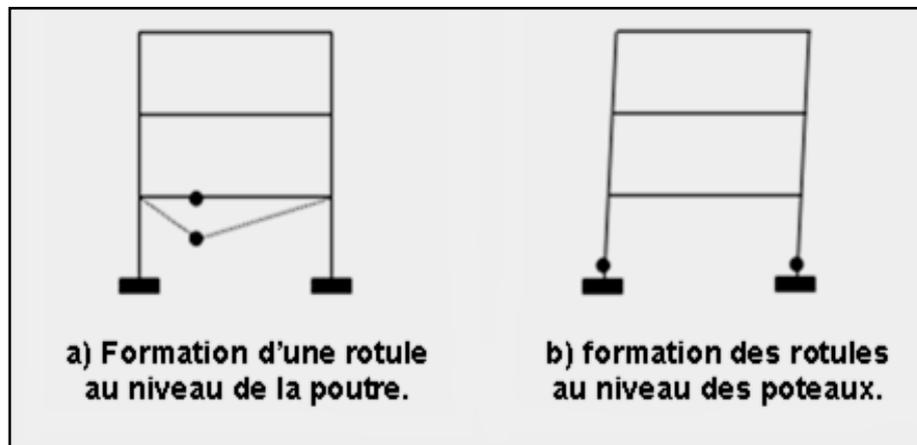


Figure III.17. Formation de rotules plastiques

Les types de rotules plastiques considérés dans cette étude sont :

- **Poutres** : rotules de flexion (M_3), et rotules de cisaillement (V_2).
- **Poteaux** : rotules de flexion ($P-M_2-M_3$) qui tient compte de la loi de variation du moment résistant en fonction de l'effort normal dans le poteau, et rotules de cisaillement suivant l'axe 2-2 (V_2) et l'axe 3-3 (V_3).

Pour chaque type de rotule, le comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé, représenté par une courbe force – déformation (Figure 4.1) [30].

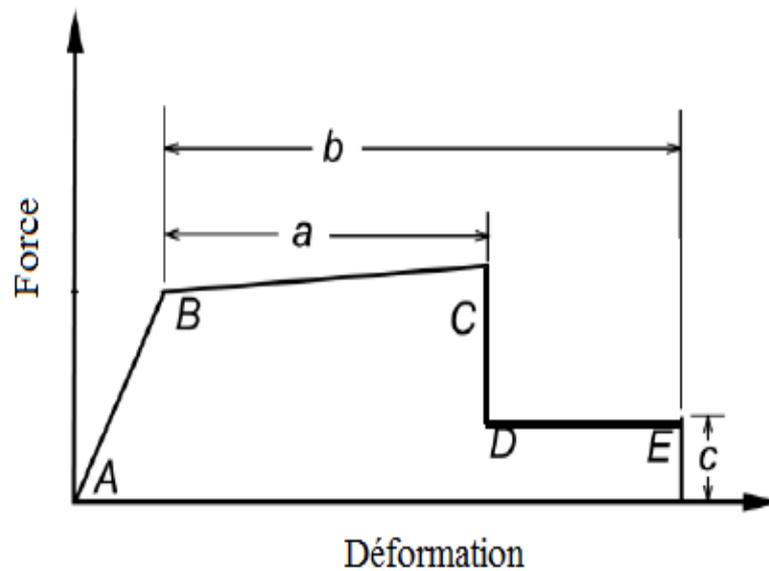


Figure III.18 : Courbe Force – Déformation

La courbe est composée d'une réponse linéaire (réponse élastique) entre les points **A** et **B**.

Au point **B**, l'élément atteint la limite élastique et à nouveau une réponse linéaire est observée avec une rigidité réduite entre les points **B** et **C**.

Au point **C**, une réduction soudaine de la résistance de l'élément se produit et le graphique tombe au point **D**.

Au-delà du point **D**, l'élément répond avec une résistance réduite jusqu'au point **E**, où la perte définitive de la résistance de l'élément a lieu.

Les paramètres **a**, **b** et **c** désignent les déformations qui se produisent après dépassement de la limite élastique de l'élément, c'est-à-dire, la déformation plastique. Ces paramètres sont déterminés par le logiciel de calcul en se référant aux tableaux donnés dans le code FEMA 273 [5].

III.3.2. Critères d'acceptation et niveau de performance de la rotule plastique (Niveaux de dommages)

Le règlement **FEMA 273** [5] définit trois points pour définir l'état de dégradation de chaque section ainsi son degré de pénétration dans le domaine plastique (figure III.19).

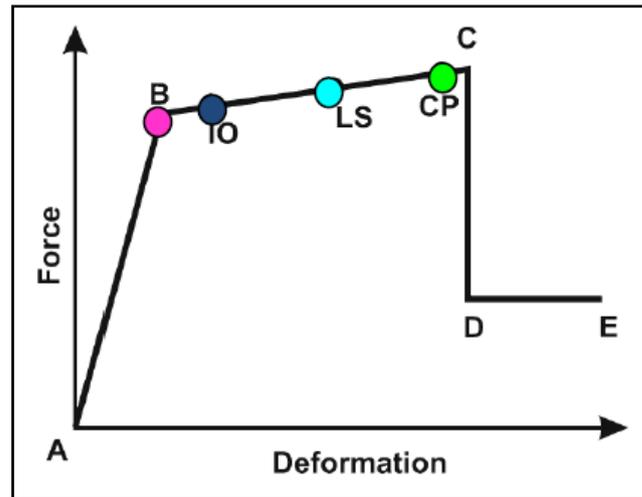


Figure III.19. Loi de comportement (Force-Déformation) et niveaux de dommages

- Niveau **IO**(Immediate Occupancy) : les dommages sont relativement limités, la section garde une grande partie de sa raideur initiale.
- Niveau **LS**(Life Safety) : la section a subi des dommages importants, pouvant entraîner une perte significative de sa raideur.
- Niveau **CP**(Collapse Prévention) : la section a subi de grandes déformations post élastiques, au delà de ce niveau la section est susceptible de se rompre.

Les déformations (**IO**, **LS**, **CP**) qui définissent le niveau d'endommagement des rotules en se référant aux tableaux présentés dans le règlement américain FEMA 273 [5] (**Annexe B**).

III.3.3. Ductilité de la structure

III.3.3.1. Définition

On entend par ductilité dans la conception structurelle, la capacité d'une structure à supporter de larges déformations dans le domaine post-élastique sans jamais enregistrer une réduction substantielle de résistance. En d'autres termes, l'habilité d'un système structurelle à ce déplacer au-delà de sa limite élastique (D_y) tout en résistant à la force latérale en dissipant l'énergie par un comportement inélastique,

On distingue 3 manières de quantifier la ductilité dans une structure :

1. La ductilité de déformation ;
2. La ductilité de courbure ;
3. La ductilité de déplacement.

La première est liée à la capacité de déformation locale des matériaux, la deuxième est associée à la capacité de rotation dans une section et la troisième se réfère au comportement global de l'élément ou de la structure.

Dans cette étude, on visualise le comportement global de la structure c-à-d la ductilité de déplacement.

III.3.3.2. Ductilité de déplacement

La ductilité de déplacement (u_{Δ}) est généralement une mesure de la ductilité globale de l'élément ou de la structure. Elle est définie comme étant le rapport du déplacement latéral total au déplacement latéral élastique (figure III.20):

$$u_{\Delta} = \frac{D_u}{D_y} \dots \dots \dots (III.27)$$

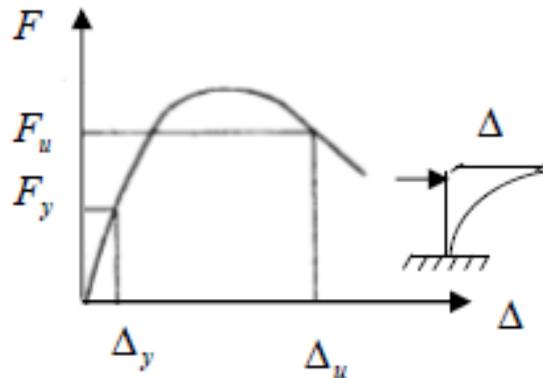


Figure III.20. Ductilité de déplacement

Ainsi dans les différents règlements courants, le critère de calcul de la force sismique pour des structures ductiles a été établi sur la base que ces dernières seraient aptes à résister à des séismes modérés sans dommages structurels et aptes à résister à des séismes sévères sans s'effondrer mais subissent éventuellement des dommages structurels et non structurels. Il devient donc nécessaire de définir au préalable le niveau ou la demande de ductilité [14].

- Demande de ductilité de déplacement

Pour les portiques auto-stables, la plastification préférée est celle causée par un comportement flexionnel que celles causées par l'action de l'effort tranchant ou d'adhérence qui sont à éviter, vu qu'elles conduisent à une réduction substantielle de la dissipation de l'énergie.

L'approche rationnelle utilisée pour déterminer la résistance sismique d'une structure en portiques consiste à choisir le mécanisme de déformation post-élastique le plus approprié et utiliser des méthodes

de calcul adéquates prenant en compte le mode de plastification conforme aux hypothèses établies. Le degré et la distribution de ces rotules dépendent de plusieurs facteurs incluant les caractéristiques du mouvement du sol, la distribution horizontale et verticale de la rigidité et de la masse [14].

La position des rotules plastiques dans les mécanismes de ruine dépend essentiellement de la demande de ductilité résultante de la flexibilité structurelle adoptée par le concepteur.

Par mesure de commodité, cette demande est évaluée à l'aide des facteurs de ductilité courbure ou de déplacement ; en admettant généralement les hypothèses suivantes:

- Le comportement moment - courbure ou force - déplacement des sections est bilinéaire;
- La plastification au début de l'écoulement se développe simultanément dans toutes les sections critiques, aboutissant ainsi au mécanisme de ruine.

III.3.3.3. Mécanisme de ruine

La position des rotules plastiques, dépend essentiellement de la demande de ductilité souhaitée, et elle est évaluée à l'aide des facteurs de ductilité u_{Δ} ou u_{φ} (en admettant certaines hypothèses).

L'expression du déplacement élastique limite D_y en tête d'un portique à r étages est donnée par la relation () suivante :

$$D_y = \frac{l_c^2}{6} \left[\varphi_{c1} \left(r + \frac{1}{3} \right) + \varphi_{c2} + \varphi_{c3} + \dots + \varphi_{cr} \right] \dots \dots \dots \text{(III.28)}$$

Avec

l_c : Longueur du poteau

φ_{cr} : Courbures des poteaux des r niveaux.

Après cette phase élastique, les déplacements sont dus essentiellement à la rotation des rotules plastiques qui donnent naissance à 2 possibilités de mécanisme de ruine [14].

1er cas : Mécanisme dû à la rotation dans les poteaux d'un même étage

Dans ce cas, le processus de plastification se manifeste en premier dans les poteaux. La pire des situations est celle où uniquement un seul niveau est affecté du fait que les poteaux des autres étages sont plus résistants (Figure III.21). Il est évident qu'un tel mécanisme exige une très grande demande de ductilité. Dans les ossatures de grande hauteur, cette demande de ductilité est tellement importante qu'il s'avère impossible de la satisfaire et par conséquent la ruine devient inévitable. Ce mode de

rupture, observé fréquemment lors de séismes sévères, est caractérisé principalement par la rotation en tête et en pied des poteaux du premier niveau.

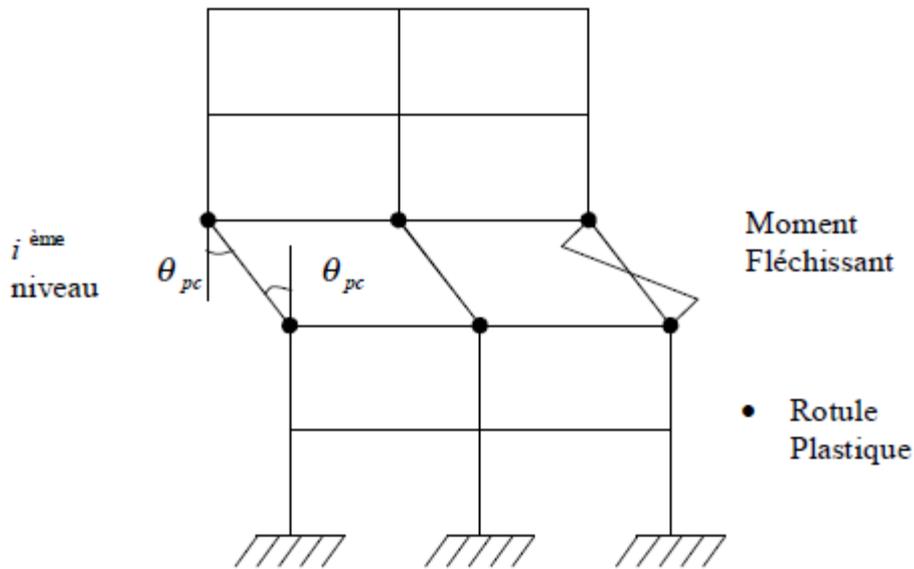


Figure III.21. Mécanisme relatif à la rotation des poteaux dans le i ème niveau

2eme cas : Mécanisme dû à la rotation dans les poutres

Dans ce cas, la plastification dans les régions critiques des poutres précède celles des poteaux qui sont plus rigides. Les rotules plastiques nécessaires pour le développement d'un tel mécanisme ne se manifestent qu'à la base de ces derniers, comme l'illustre la figure (III.22).

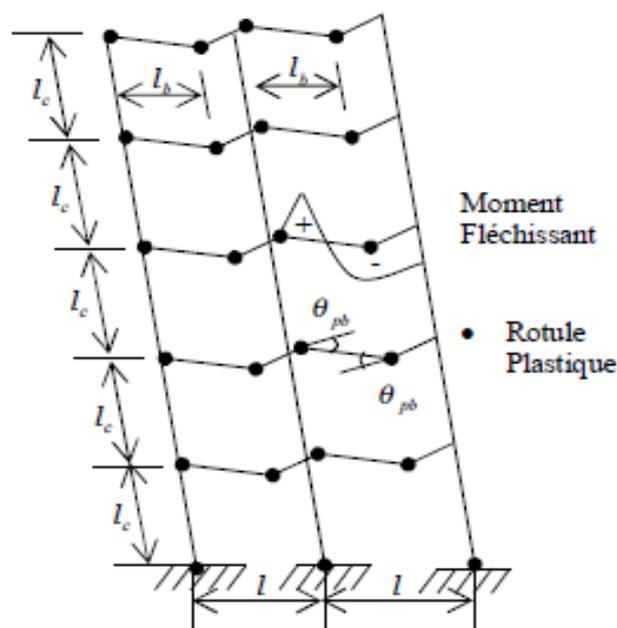


Figure III.22. Mécanisme relatif à la rotation des poutres

Chapitre IV

ETUDE DES STRUCTURES

SOUS LES SEISMES

PROCHES ET LOINTAINS

IV.1. Structures étudiées

IV.1.1. Présentation et description des structures

Dans cette étude, trois structures auto-stables en béton armé sont étudiées, ces structures sont respectivement trois bâtiments en (R+2), (R+5) et (R+7) (figure IV.1). Ces derniers sont à usage d'habitation dont la structure est constituée de portiques auto-stables en béton armé, et présentant une même vue en plan (figure IV.2), qui comporte cinq (5) travées dans les deux sens (sens xx et sens yy) (tableau IV.1). La hauteur h de l'étage est constante suivant toute la hauteur de la structure, prise égale à $h=3,06\text{m}$.

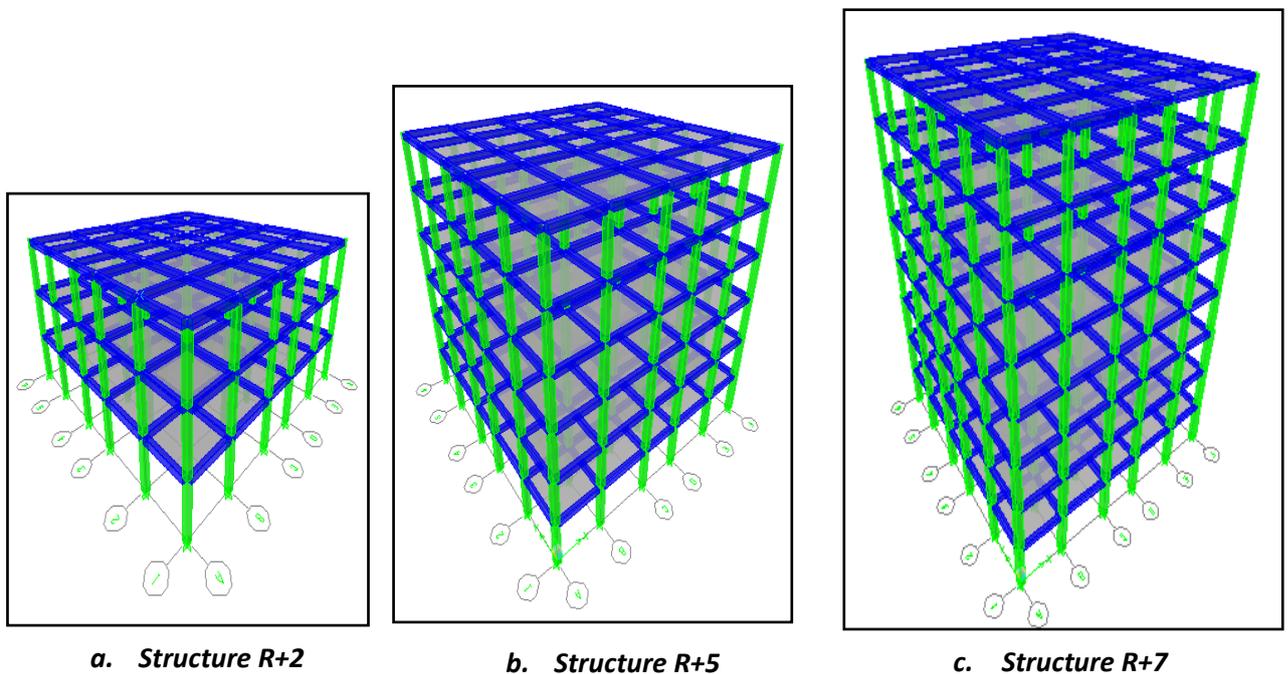


Figure IV.1. Vue en 3D des structures étudiées

Sens xx		Sens yy	
Travée	Dimension (m)	Travée	Dimension (m)
A-B	3,50	1-2	3,50
B-C	4,00	2-3	4,00
C-D	3,00	3-4	3,00
D-E	4,00	4-5	4,00
E-F	3,50	5-6	3,50

Tableau IV.1. Dimensions en plan des structures étudiées

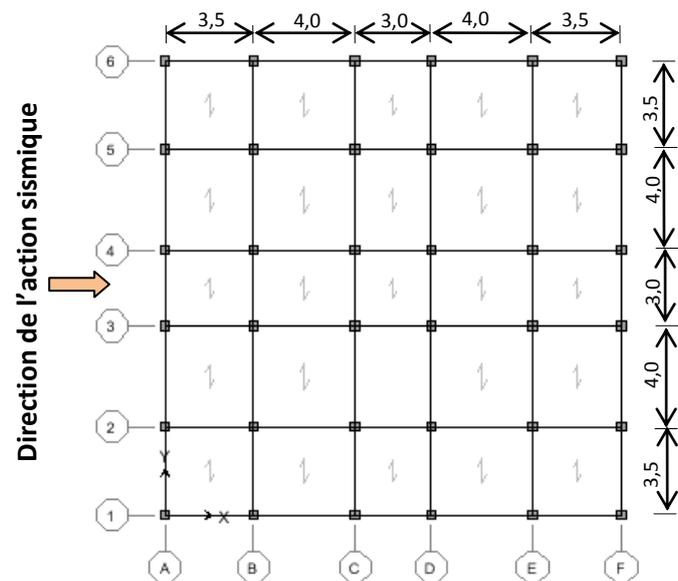


Figure IV.2. Vue en plan des structures

IV.1.2. Caractéristiques géométriques des structures

Les trois structures ont la même vue en plan (figure IV.2)

- Longueur totale : 18.40 m
- Largeur totale : 18.40 m
- Hauteur d'étage : 3.06 m

Les sections du coffrage des éléments poteaux et poutres des trois bâtiments sont données par le tableau (IV.2) suivant :

désignation	Bâtiment (R+2)		Bâtiment (R+5)		Bâtiment (R+7)	
	Poutre	Poteau	Poutre	Poteau	Poutre	Poteau
R.D.C	30 x 35	35 x 35	30 x 35	40 x 40	30 x 35	45 x 45
Etage 1	30 x 35	35 x 35	30 x 35	40 x 40	30 x 35	45 x 45
Etage 2	30 x 35	35 x 35	30 x 35	40 x 40	30 x 35	45 x 45
Etage 3	/	/	30 x 35	35 x 35	30 x 35	40 x 40
Etage 4	/	/	30 x 35	35 x 35	30 x 35	40 x 40
Etage 5	/	/	30 x 35	35 x 35	30 x 35	40 x 40
Etage 6	/	/	/	/	30 x 35	35 x 35
Etage 7	/	/	/	/	30 x 35	35 x 35

Tableau IV.2. Dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux des trois bâtiments

IV.1.3. Caractéristique dynamiques des bâtiments

IV.1.3.1. Masses sismiques des bâtiments considérés

Les masses prises en compte pour la réalisation du modèle d'oscillateur pour le bâtiment proviennent des :

- Charge permanentes (poids propre de la structure) « G ».
- Charges d'exploitation « Q ».

La masse sismique par niveau du bâtiment est calculée comme suit [2] :

$$M_i = M_{Gi} + 0.2 M_{Qi} \dots\dots\dots(IV.1)$$

Les masses sismiques des différents niveaux deux bâtiments sont illustrées dans la figure (IV.3).

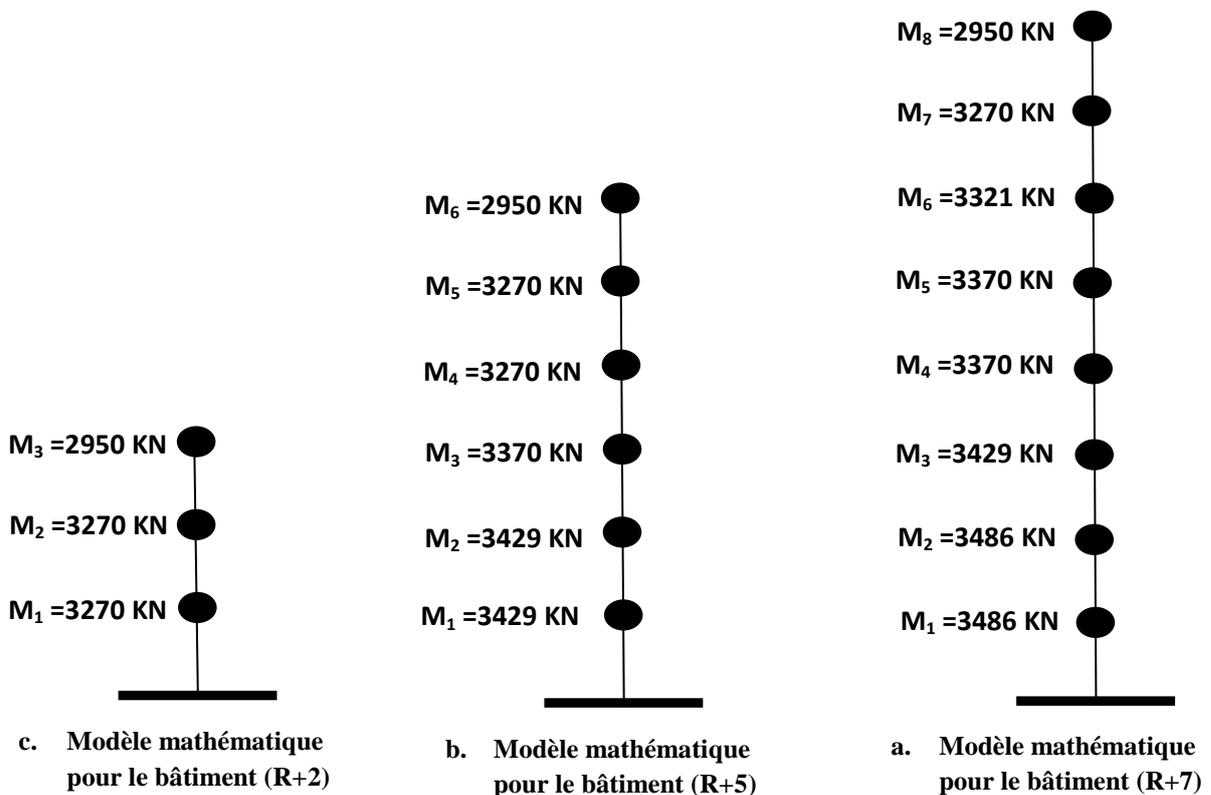


Figure IV.3. Masses sismiques des modèles en oscillateurs multiples en console verticale associés aux bâtiments (R+2) (R+5) et (R+7)

IV.1.3.2. Facteur de participation modale

L'expression du facteur de participation modal (P_{f1}) et donné par la relation(IV.8) suivante :

$$P_{f1} = \frac{\sum_{i=1}^{i=n} m_i \phi_i}{\sum_{i=1}^{i=n} m_i \phi_i^2} \dots\dots\dots (IV.2)$$

Avec :

m_i : Masse de i eme niveau

ϕ_i : Amplitude normalisée du i eme niveau à un mode de vibration élastique

Les facteurs de participation modale des trois bâtiments sont donnés par le tableau (IV.3) suivant :

	Structure R+2	Structure R+5	Structure R+7
P_{f1}	0.20	0.25	0.29

Tableau IV.3.Facteur de participation modale des bâtiments (R+2) (R+5) et (R+7)

IV.1.3.3. Coefficient de masse modale participante

L'expression du coefficient de masse modale participante est donnée par la formule III.9, les résultats en termes de pourcentage sont donnés dans le tableau (IV.4).

$$\alpha_1 = \frac{(\sum_{i=1}^{i=n} m_i \phi_i)^2}{(\sum_{i=1}^{i=n} m_i)(\sum_{i=1}^{i=n} m_i \phi_i^2)} \dots\dots\dots (IV.3)$$

	Structure R+2	Structure R+5	Structure R+7
α_1	96%	93%	91%

Tableau IV.4.Coefficient de masse modale participation des bâtiments (R+2) (R+5) et (R+7)

IV.2. Présentation et interprétation des résultats des analyses push over

IV.2.1. Introduction

Les analyses pushover sont effectuées sur les trois structures (**R+2**), (**R+5**) et (**R+7**) définies.

Nous montrons les courbes de capacité des trois structures donnant, chacune, l'effort tranchant à la base en fonction du déplacement en tête de la structure, obtenue lors des analyses pushover.

Nous présentons également le point de performance des trois structures tout en considérant les spectres de réponse correspondant à un séisme proche et un séisme lointain, ainsi, les déplacements latéraux et inter-étages, la demande en ductilité, le degré de plastification et le mécanisme de ruine de la structure.

Enfin, une étude comparative sur l'influence des séismes proche et lointain sur les trois structures considérées sera établie, à savoir :

1. Les déplacements latéraux des niveaux de la structure ainsi que les déplacements inter étages ;
2. La demande en ductilité de la structure ;
3. L'indicateur de dégradation de la structure et le degré de pénétration dans le domaine plastique ;
4. Le mécanisme de ruine du portique (1) de la structure.

IV.2.2. Résultats de la structure (R+2)

IV.2.2.1. Courbe de capacité

Les points qui définissent les courbes de capacité (Figure IV.4) sont donnés par le tableau (IV.5).

Pas de force	S_d (m)	S_a (m/s ²)
1	0	0
2	0.012	2.45
3	0.013	2.55
4	0.015	2.67
5	0.023	2.95
6	0.023	2.95
7	0.039	3.08
8	0.04	3.08
9	0.084	2.95
10	0.087	2.95

Tableau IV.5. Courbe de capacité de la structure(R+2)

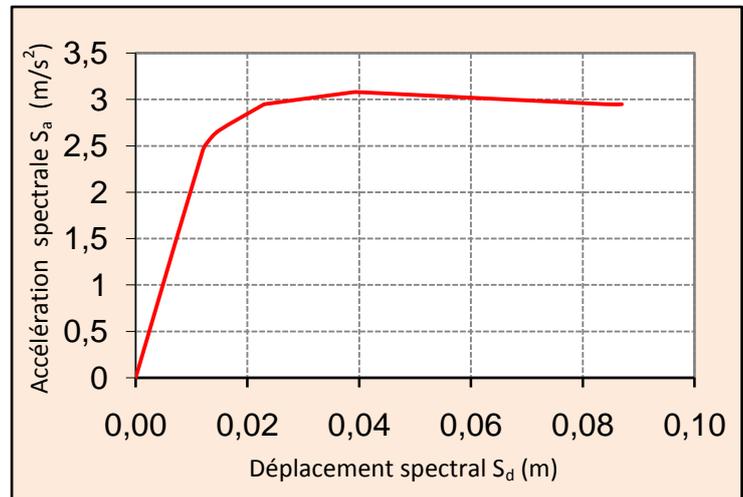


Figure IV.4. Courbe de capacité de la structure (R+2)

IV.2.2.2. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

La courbe de capacité (figure IV.5) est caractérisée par :

Un état limite élastique correspondant au point A ($S_d=0,0142$ $S_a=2,899$);

Un état limite ultime correspondant au point B ($S_d=0,087$ $S_a=2,950$).

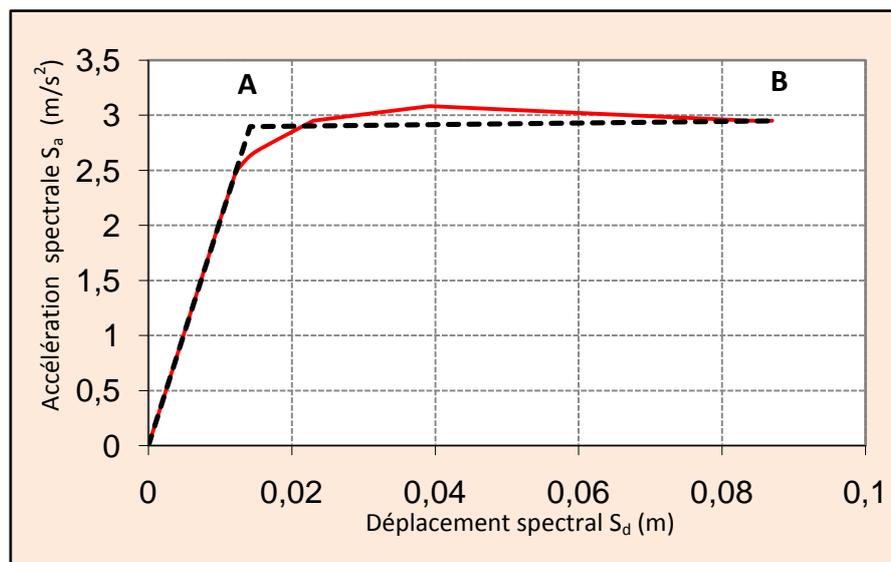


Figure IV.5. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

IV.2.2.3. Résultats du séisme lointain

a. Diagramme ($\beta_{eff} - S_d$) de la demande sismique

Le diagramme de la demande sismique en format ($\beta_{eff} - S_d$) est représenté par la figure (IV.6).

Les valeurs des déplacements spectraux (S_d) correspondant aux différentes valeurs de l'amortissement effectif sont définies par l'intersection de la courbe de capacité et celles du spectre de réponse élastique amorti à 5% et la famille de spectres de réponse inélastiques amortis à 10%, 15%, 20%, 25% et 29%.

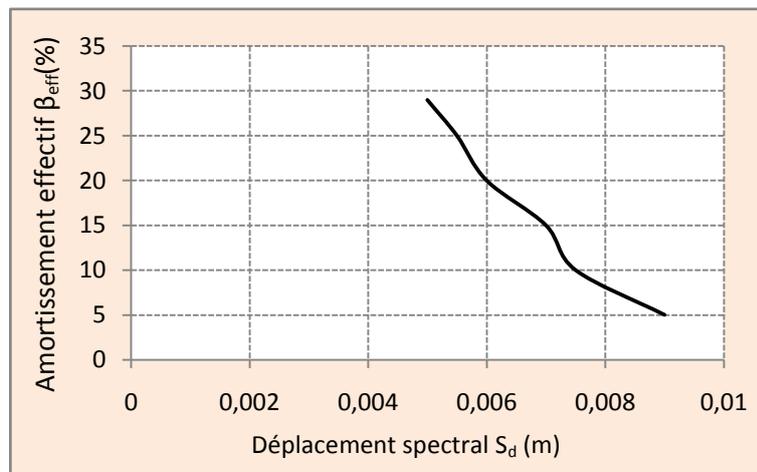


Figure IV.6. Diagramme ($\beta_{eff} - S_d$) de la demande sismique de la structure (R+2) sous séisme lointain

b. Diagramme ($\beta_{eff} - S_d$) de la capacité spectrale

Le diagramme de la capacité spectrale en format ($S_a - S_d$) sera transformé en format ($\beta_{eff} - S_d$) (figure IV.7). la transformation est faite à l'aide de la relation (III.23) définie au chapitre III.

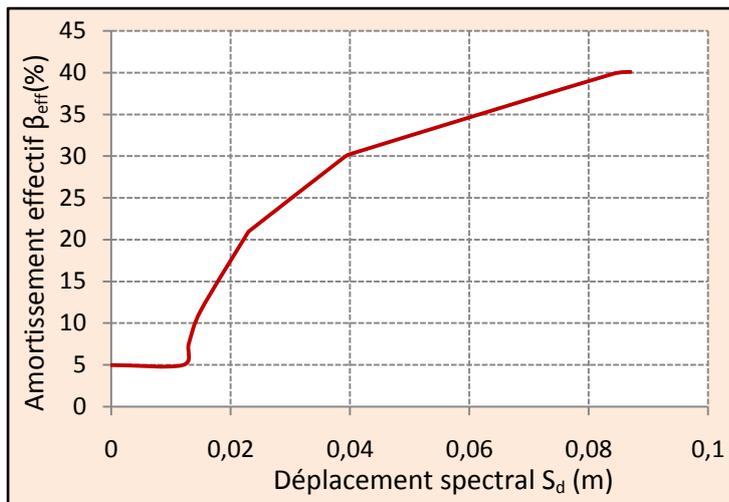


Figure IV.7. Diagramme $(\beta_{eff} - S_d)$ de la capacité sismique de la structure (R+2) sous séisme lointain

c. Point de performance du système équivalent

Le point de performance de la structure (R+2) du système équivalent à 1 seul D.D.L est donné directement (sans itération) par l'intersection de la courbe de capacité et celle de la demande sismique en format $(\beta_{eff} - S_d)$ (Figure IV.8).

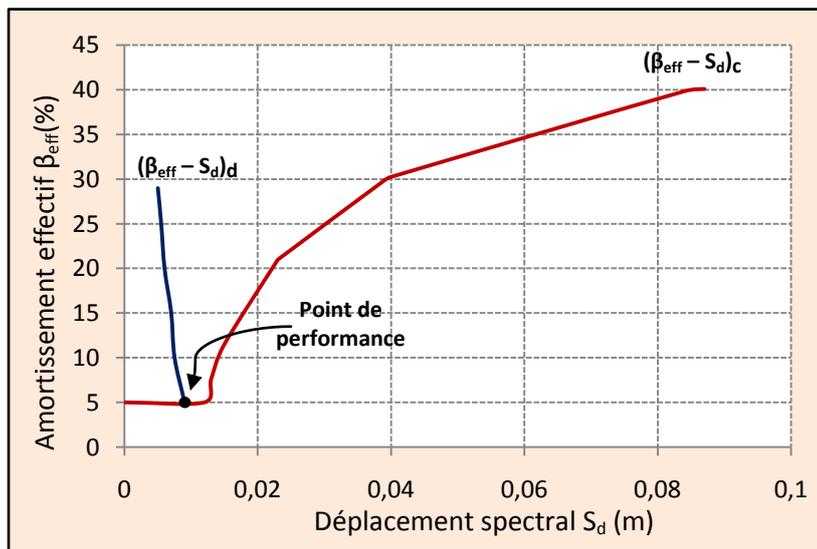


Figure IV.8. Point de performance de la structure (R+2) sous séisme lointain

d. Point de performance de la structure à plusieurs degrés de liberté

Le point de performance de la structure est obtenu comme suit (ATC 40) :

$$V_p = S_a W \alpha_1$$

$$D_p = S_d P_{f1} \phi_1$$

Avec :

S_a : Accélération spectrale du système 1 seul D.D.L. (2.45g)

W : Masse totale de la structure. (9490 KN)

α_1 : Pourcentage de masse sismique modale. (0.96)

S_d : Déplacement spectral du système 1 seul D.D.L. (1.25cm)

P_{f1} : Facteur de participation modale. (20)

ϕ_1 : Amplitude du mode de vibration au sommet. (0.0362m)

on trouve : $(V_p, D_p) = (1022.10 \text{ kn} , 1.31 \text{ cm})$, coordonnées du point de performance de la structure à plusieurs degrés de liberté.

e. Distribution des rotules plastiques dans le portique (1) de la structure

La distribution des rotules plastiques dans le portique(1) de la structure (R+2) analysée sous le séisme lointain est représentée par la figure (IV.9)

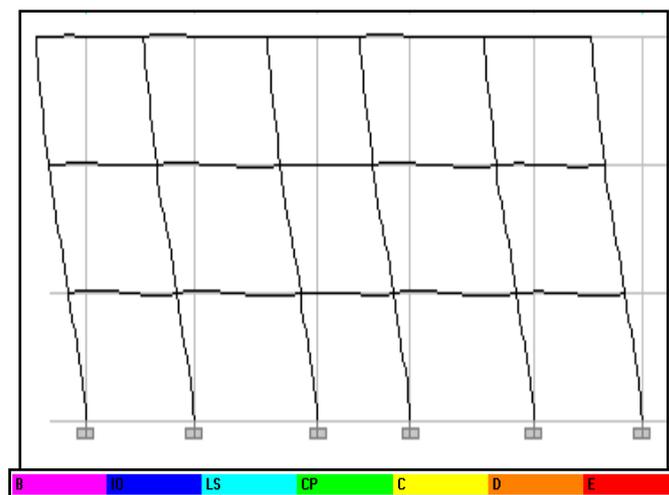


Figure IV.9. Mécanisme de ruine du portique 1 de la structure (R+2) au point de performance sous séisme lointain

D'après la figure (R+2), aucune rotule plastique ne s'est formée dans le portique, ce dernier ne subit aucun dommage.

f. Déplacements latéraux et déplacements inter-étages au point de performance

Les déplacements latéraux au point de performance sont représentés par la figure (IV.10.a)

Les déplacements inter-étage au point de performance sont représentés par figure (IV.10.b)

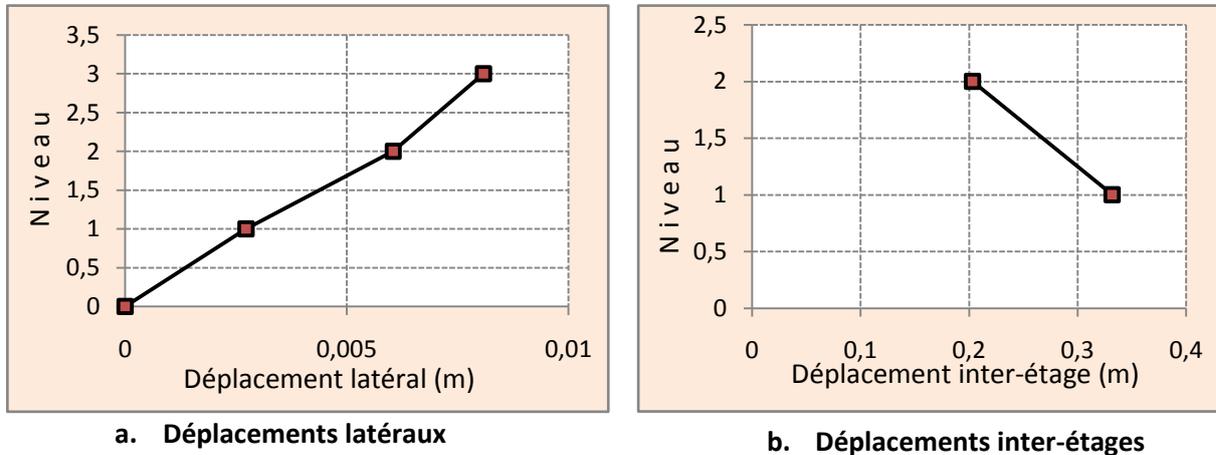


Figure V.10. Déplacements latéraux et déplacements inter-étages au point de performance de la structure (R+2) sous séisme proche

D'après la figure (IV.10), en remarque :

Une distribution régulière des déplacements latéraux le long des différents niveaux de la structure.

Le déplacement inter étage maximal est évalué au niveau « 2 » de la structure.

g. Demande en ductilité (μ_{Δ})

La demande en ductilité est un critère qui situe le degré de pénétration de la structure dans le domaine post élastique. [28]

L'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement $Dy=1,25cm$.

Le déplacement imposé à la structure (Point de performance) correspond à un déplacement $Dp=1,31cm$, soit une demande en ductilité qui peut être estimé par le rapport : $= Dp / Dy = 1,05$.

h. Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d)

A mesure que les éléments de la structure se plastifient, la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale (K_e).

L'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement élastique limite $Dy=1,25cm$, et un effort tranchant élastique limite $Vy=1100 Kn$.

La raideur initiale (élastique) : $K_e = \frac{V_y}{D_y} = \frac{1100}{0,0125} = 80000,00 \text{ kn/m}$

Au point de performance, la raideur de la structure est de :

$$K_p = \frac{V_p}{D_p} = \frac{1002.10}{0.0131} = 76496.20 \text{ Kn/m.}$$

Indicateur de dégradation global de la structure (I_d)[28] :

$$I_d = 1 - \frac{K_p}{K_e}.$$

$$I_d = 4,4\%$$

Ainsi, au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de **4.4 %**.

IV.2.2.4. Résultats du séisme proche

Les résultats de l'analyse de la structure (R+2) sous le séisme proche sont représentés comme suit :

a. Point de performance du système équivalent

Le point de performance du système équivalent à 1 seul D.D.L est donné par la figure (IV.11).

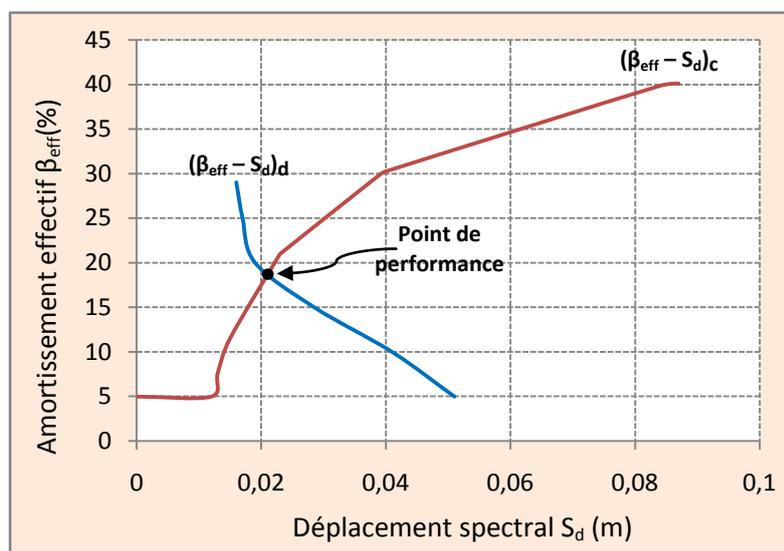


Figure IV.11. Point de performance du système équivalent de la structure (R+2) sous séisme proche

b. Point de performance de la structure

Les coordonnées du point de performance de la structure à plusieurs degrés de liberté sont :

$$V_p = 1905,50 \text{ kn}$$

$$D_p = 3,02 \text{ cm}$$

c. Distribution de rotules plastiques dans le portique (1) de la structure

Le mécanisme de ruine de la structure (R+2) au point de performance est donné par la figure (IV.12).

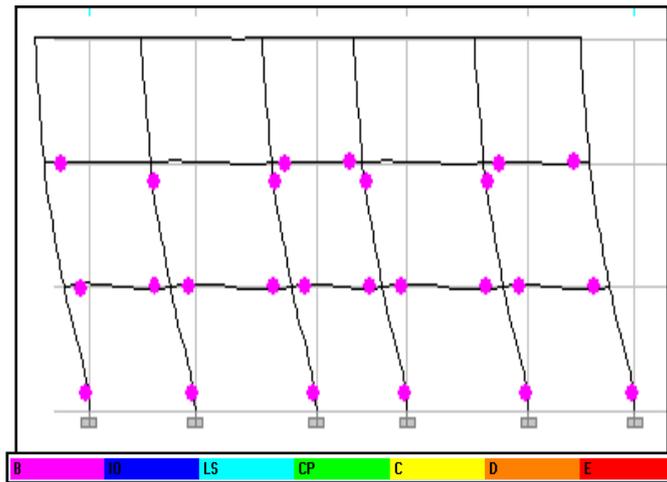


Figure IV.12. Mécanisme de ruine du portique 1 de la structure (R+2) au point de performance sous séisme proche

D'après la figure (IV.12), on remarque que les rotules plastiques sont formées dans les poutres du 1er et 2ème niveaux, dans la base des poteaux du R.D.C et en têtes des poteaux du 2ème niveau. Ces rotules sont toutes de type (B), correspondent à l'atteinte de la limite élastique.

d. Déplacements latéraux et déplacements inter-étages au point de performance

Les déplacements latéraux au point de performance sont représentés par la figure (IV.13.a)

Les déplacements inter-étage au point de performance sont représentés par la figure (IV.13.b)

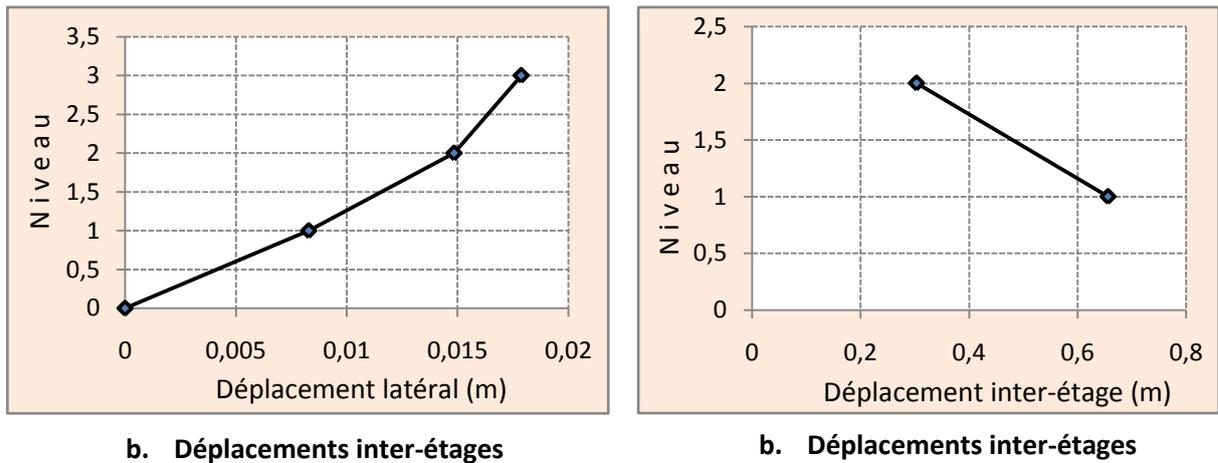


Figure IV.13. Déplacements latéraux et déplacements inter-étages au point de performance de la structure (R+2) sous séisme proche

D'après la figure (IV.13), on remarque :

Une distribution régulière des déplacements latéraux le long des différents niveaux de la structure.

Le déplacement inter étage maximal est évalué au niveau « 2 » de la structure.

e. Demande en ductilité (μ_{Δ})

L'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement $D_y = 1,25 \text{ cm}$.

Le déplacement imposé à la structure (Point de performance) correspond à un déplacement $D_p = 3,02 \text{ cm}$, soit une demande en ductilité qui peut être estimée par le rapport : $= D_p / D_y = 2,40$.

f. Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d)

La raideur initiale (élastique) : $K_e = 80000.00 \text{ kn/m}$

Au point de performance, la raideur de la structure est de :

$$K_p = \frac{V_p}{D_p} = \frac{1980.50}{0.0302} = 65579.50 \text{ Kn/m.}$$

Un indicateur de dégradation global de la structure (I_d):

$$I_d = 1 - \frac{K_p}{K_e}.$$

$I_d = 18\%$

Ainsi, au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de **18%**.

Conclusion

Le comportement de la structure (R+2) est élastique sous les deux séismes, néanmoins, sous séisme proche le portique (1) de la structure a atteint la limite élastique dont les rotules plastiques de type B sont formées dans quelques éléments. La demande en ductilité, les déplacements latéraux et inter-étages sont multipliés fois 2 sous séisme proche, ainsi l'indicateur de dégradation global de la structure qui est passé de 4.4% sous séisme lointain à 18% sous séisme proche (multiplié fois 4).

IV.2.3. Résultats de la structure (R+5)

IV.2.3.1. Courbe de capacité

Les points qui définissent les courbes de capacité (Figure IV.14) sont donnés par le tableau (IV.6).

Pas de force	$S_d(m)$	$S_a (m/s^2)$
1	0	0
2	0,018	1,08
3	0,023	1,33
4	0,025	1,4
5	0,027	1,42
6	0,031	1,45
7	0,062	1,64
8	0,128	1,83
9	0,147	1,86

Tableau IV.6. Courbe de capacité de la structure (R+5)

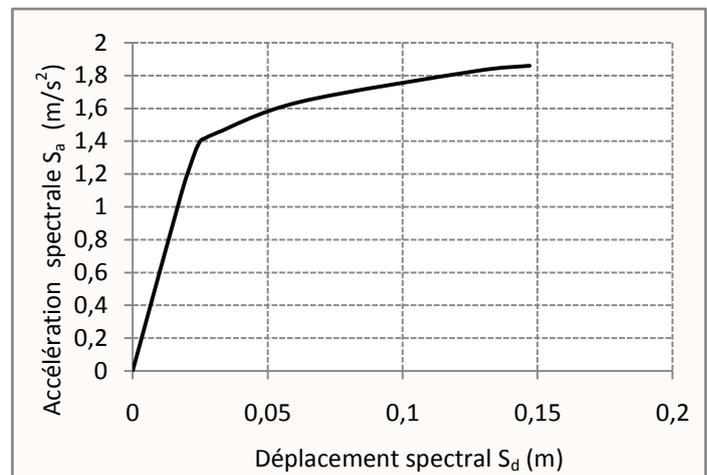


Figure IV.14. Courbe de capacité de la structure (R+5)

IV.2.3.2. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

La courbe de capacité (figure IV.15) est caractérisée par :

Un état limite élastique correspondant au point A ($S_d=0,025$ $S_a=1,52$);

Un état limite ultime correspondant au point B ($S_d=0,147$ $S_a=1,86$).

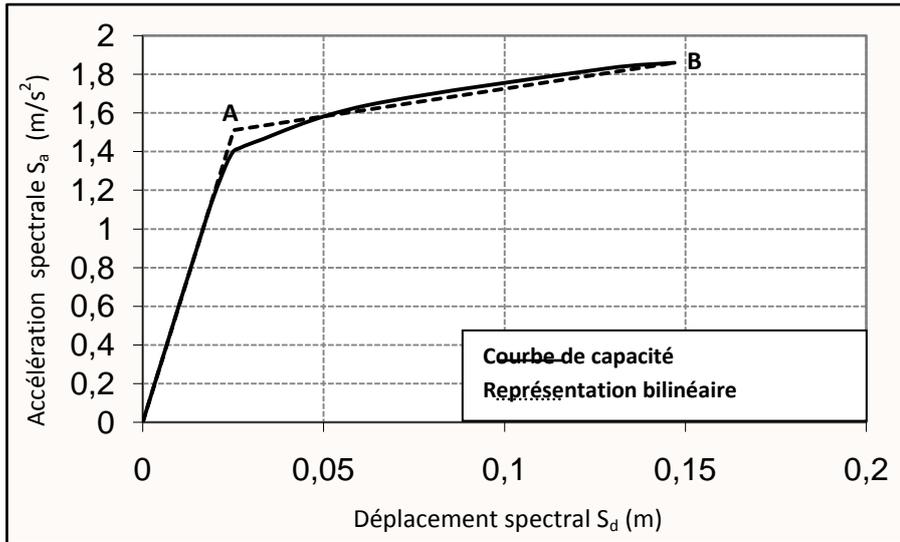


Figure IV.15. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

IV.2.3.3. Résultats du séisme lointain

a. Superposition des diagrammes $(\beta_{\text{eff}} - S_d)$ demande et $(\beta_{\text{eff}} - S_d)$ capacité

Les diagrammes de la courbe de capacité et la demande sismique obtenus sont superposés, l'intersection des deux courbes donne directement le point de performance du système équivalent sans itération (figure IV.16).

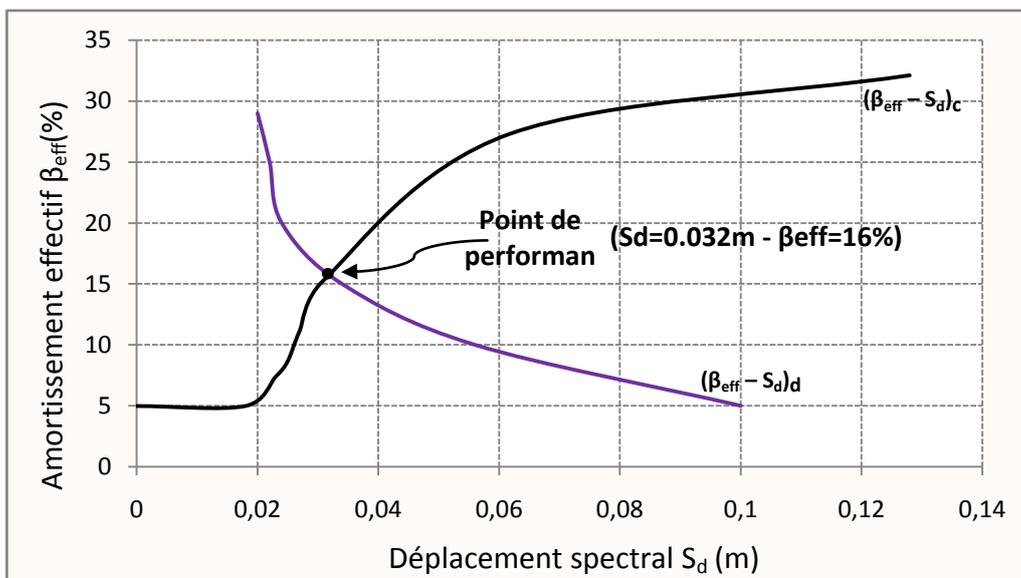


Figure IV.16. Point de performance du système équivalent de la structure (R+5)

b. point de performance de la structure (V_p - D_p)

Les coordonnées du point de performance de la structure à plusieurs degrés de liberté sont :

$$V_p = 2229,250 \text{ kn}$$

$$D_p = 3,69 \text{ cm}$$

c. Distribution des rotules plastiques dans le portique (1) de la structure

La distribution des rotules plastiques dans le portique (1) de la structure (R+5) analysé sous le séisme lointain est représentée par la figure(IV.17).

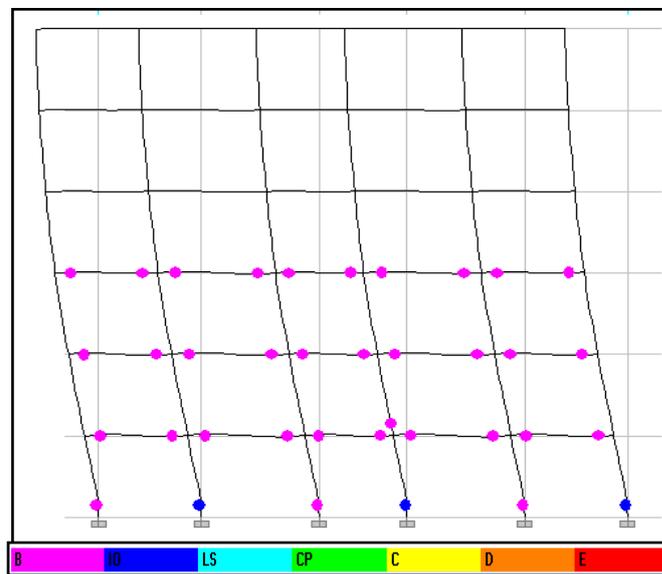


Figure IV.17 : Mécanisme de ruine du portique 1 de la structure (R+5) sous séisme lointain

Le mécanisme de ruine du portique de la structure (R+5) analysée sous le séisme lointain (Figure IV.17) est un mécanisme global, où les rotules plastiques sont formées dans les poutres de 1^{er}, 2^{em} et 3^{em} niveau et en pieds des poteaux du R.D.C. Seulement une rotule plastique de type B est formée à la base du poteau du 2eme niveau.

Les rotules plastiques dans les poutres sont toutes de type « B », correspondant à l'atteinte de l'élément la limite élastique.

A la base des poteaux du RDC, on observe 03 rotules plastiques de type B et 03 de types IO

d. Déplacements latéraux des niveaux de la structure

Les déplacements latéraux de chaque niveau de la structure sont représentés par la figure (IV.18) suivante :

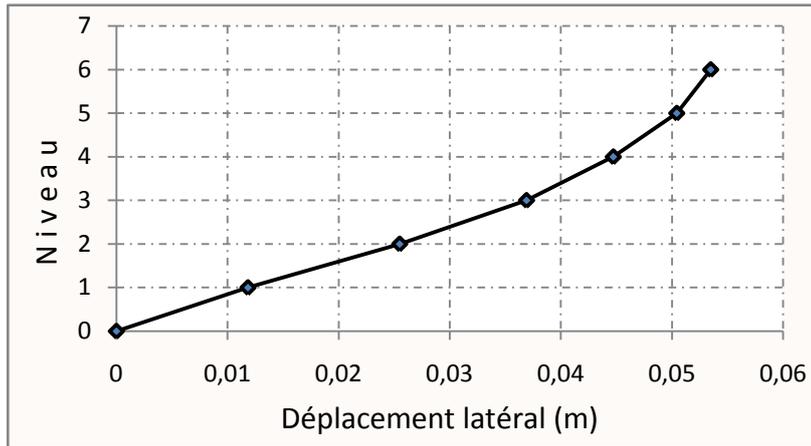


Figure IV.18 : Déplacements latéraux de la structure(R+5) au point de performance sous séisme lointain

D’après la figure (IV.18), on remarque une distribution régulière des déplacements latéraux le long des différents niveaux de la structure.

e. Déplacements inter-étages de la structure au point de performance

Les déplacements inter-étages de la structure au point de performance (tableauIV.7) sont représentés dans la figure (IV.19).

Niveau	Dx(cm)
0	0
1	1,184
2	1,38
3	1,142
4	0,782
5	0,598
6	0,306

Tableau IV.7. Déplacement inter-étages de la structure (R+5)

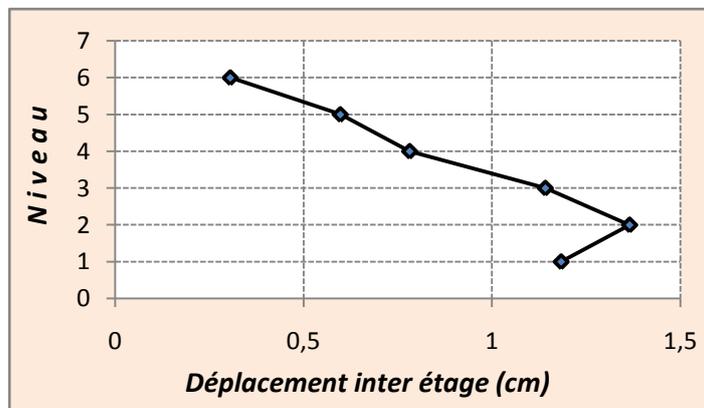


Figure IV.19. Déplacements inter-étages au point de performance de la structure (R+5) sous séisme lointain

D’après la figure (IV.12), le déplacement inter étage maximal est évalué au niveau « 2 » de la structure(1.38 cm).

f. Demande en ductilité (μ_{Δ})

L'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement $D_y=2,28\text{cm}$.

Le déplacement imposé à la structure (Point de performance) correspond à un déplacement $D_p=3.69\text{cm}$, soit une demande en ductilité qui peut être estimée par le Rapport : $= D_p / D_y = 1,62$.

g. Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d)

L'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement élastique limite $D_y=2.28\text{cm}$, et un effort tranchant élastique limite $V_y=1750\text{ Kn}$.

Soit une raideur initiale (élastique) : $K_e = \frac{V_y}{D_y} = \frac{1750}{0.0228} = 76754.40\text{kn/m}$

A mesure que les éléments de la structure se plastifient, la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale (K_e).

Au point de performance, la raideur de la structure est de :

$$K_p = \frac{V_p}{D_p} = \frac{2229.25}{0.0369} = 60413.28\text{Kn/m}.$$

Un indicateur de dégradation global de la structure (I_d) peut être défini par [28] :

$$I_d = 1 - \frac{K_p}{K_e}.$$

$$I_d = 27\%$$

Ainsi, au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de 27 %.

IV.2.3.4. Résultats du séisme proche

a. point de performance du système équivalent

Le déplacement spectral au point de performance de la structure (R+5) est évalué à 3,90 cm (Figure IV.20).

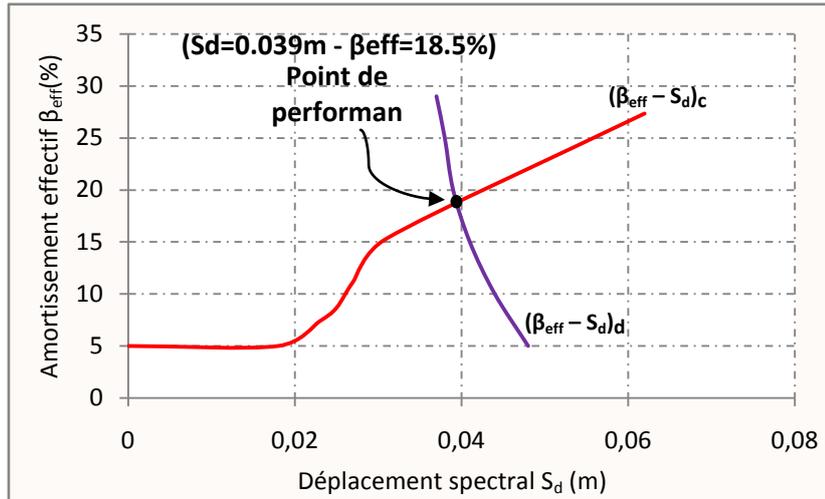


Figure IV.20 : Point de performance du système équivalent (1.D.D.L) de la structure (R+5) sous séisme proche

b. point de performance de la structure

Les coordonnées du point de performance de la structure à plusieurs degrés de liberté sont :

$$V_p = 2720,95\text{kn}$$

$$D_p = 4,63\text{ cm}$$

c. Distribution des rotules plastiques dans le portique (1) de la structure

Le mécanisme de ruine correspond au point de performance de la structure ($D_p = 4,63\text{ cm}$) est représenté par la figure(IV.21).

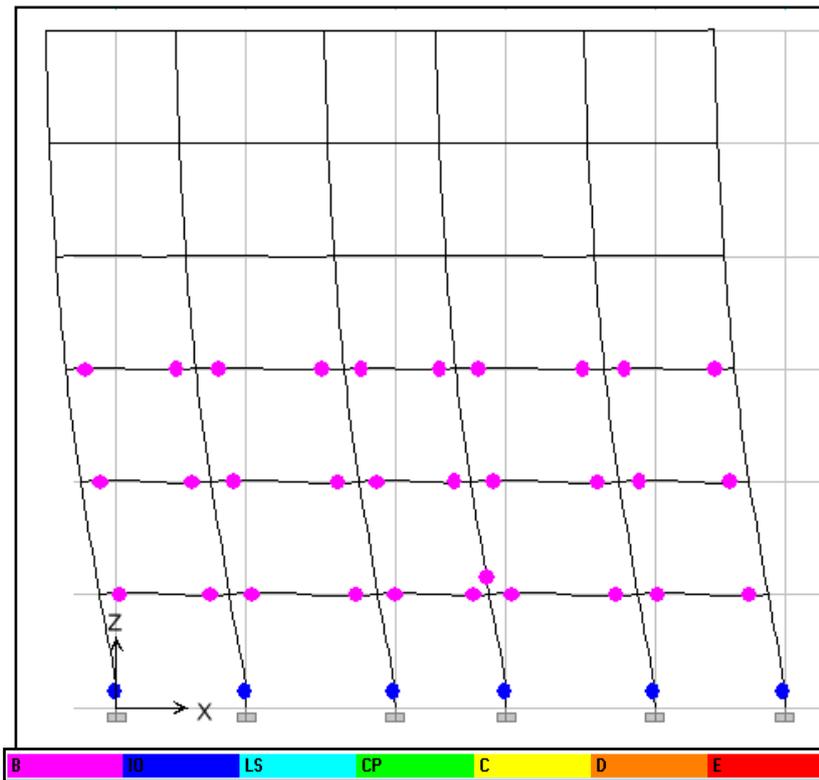


Figure IV.21 : Mécanisme de ruine du portique (1) de la structure (R+5) au point de performance sous séisme proche

Le mécanisme de ruine du portique de la structure (R+5) analysée sous le séisme proche (Figure IV.215) est un mécanisme global, où les rotules plastiques sont formées dans les poutres de 1^{er}, 2^{em} et 3^{em} niveau et en pieds des poteaux du R.D.C.

Les rotules plastiques dans les poutres sont toutes de type « B », correspondant à l'atteinte de l'élément la limite élastique.

Les rotules plastiques dans les poteaux sont toutes de type « IO », les dommages sont relativement limités, la section garde toujours une grande partie de sa raideur initiale.

.

d. Déplacements latéraux de la structure (R+5) au point de performance

Les déplacements inter-étages de la structure au point de performance sont représentés par la figure (IV.22).

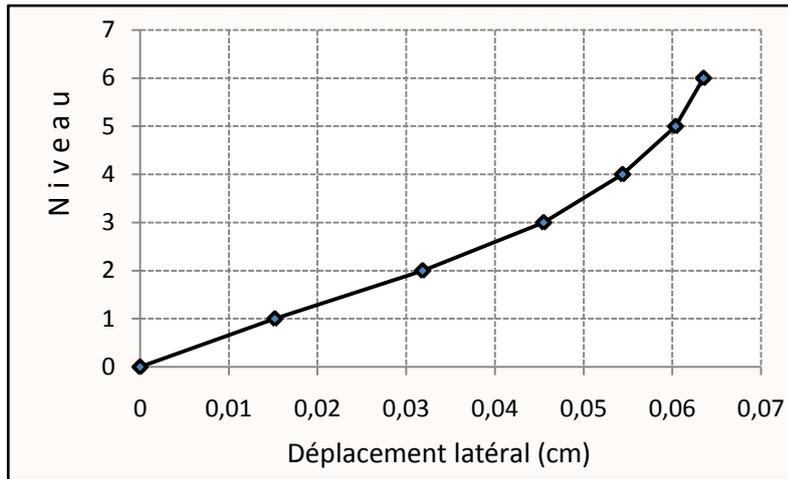


Figure IV.22: Déplacements latéraux de la structure(R+5) au point de performance sous séisme proche

D’après la figure (IV.22), on remarque une distribution régulière des déplacements latéraux le long des différents niveaux de la structure.

e. Déplacements inter-étages de la structure (R+5) au point de performance

Les déplacements inter-étages de la structure au point de performance (tableauIV.8) sont représentés par la figure (IV.17).

Niveau	D_x (Cm)
0	0
1	1,518
2	1,666
3	1,364
4	0,889
5	0,599
6	0,315

TableauIV.8. Déplacements inter-étages au point de performance

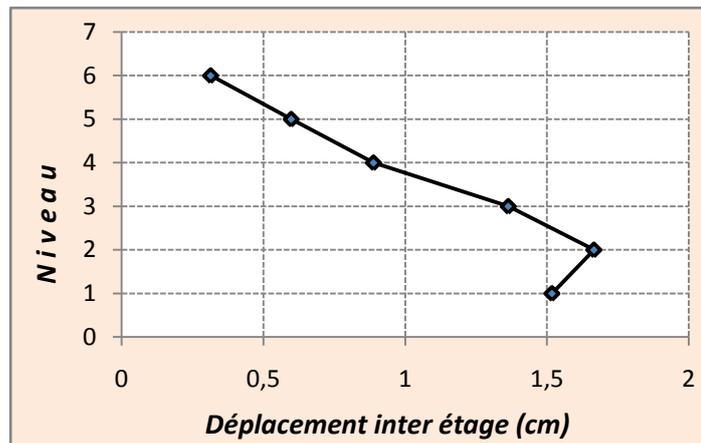


Figure IV.23 : Déplacements inter-étages au point de performance de la structure (R+5) sous séisme lointain

D’après la figure (IV.12), le déplacement inter étage maximal est évalué au niveau « 2 » de la structure (1.666 cm).

f. Demande en ductilité (μ_{Δ})

L'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement $Dy=2,28cm$.

Le déplacement imposé à la structure (Point de performance) correspond à un déplacement $Dp=4.63cm$, soit une demande en ductilité : $Dp / Dy = 2,03$.

g. Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d)

La raideur initiale (élastique) : $K_e = 76754.40kn/m$

Au point de performance, la raideur de la structure est de :

$$K_p = \frac{V_p}{D_p} = \frac{2720.95}{0.0463} = 58767.80Kn/m.$$

Un indicateur de dégradation global de la structure (I_d) peut être défini par [28] :

$$I_d = 1 - \frac{K_p}{K_e} . I_d = 30\%$$

Ainsi, au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de 30 %.

Conclusion

Le comportement de la structure (R+5) est inélastique sous les deux séismes, ou les rotules plastiques de type IO sont apparaitre à la base des poteaux du 1^{er} niveau. Dans les deux cas, la structure garde une grande partie de sa résistance initiale, 27% de perte de résistance sous séisme lointain et 30% sous séisme proche.

IV.2.4. Résultats de la structure (R+7)

IV.2.4.1. Courbe de capacité

Les points qui définissent les courbes de capacité (FigureIV.24) dans la direction du séisme sont donnés par le tableau (IV.9).

Pas de force	$S_d(m)$	$S_a (m/s^2)$
1	0	0
2	0,026	0,86
3	0,031	1
4	0,037	1,09
5	0,056	1,28
6	0,131	1,49
7	0,206	1,63
8	0,228	1,66

Tableau IV.9. Courbe de capacité de la structure (R+7)

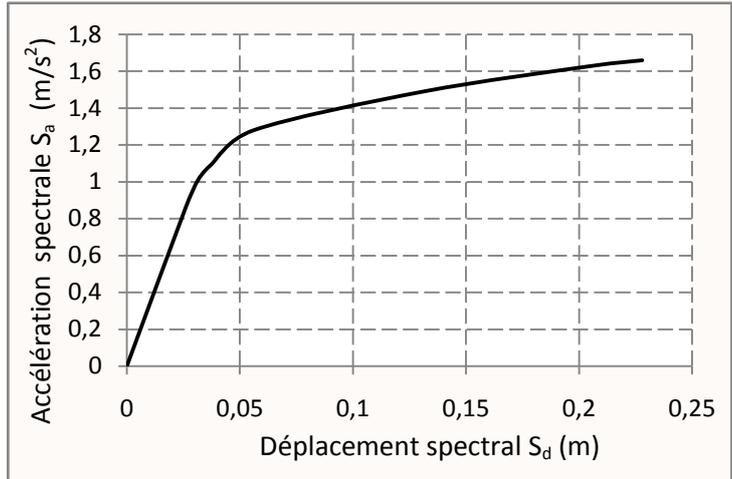


Figure IV.24. Courbe de capacité de la structure (R+7)

IV.2.4.2. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

La courbe de capacité (figureIV.25) est caractérisée par :

Un état limite élastique correspondant au point A ($S_d=0.038$ $S_a=1.26$) ;

Un état limite ultime correspondant au point B ($S_d=0.038$ $S_a=1.26$).

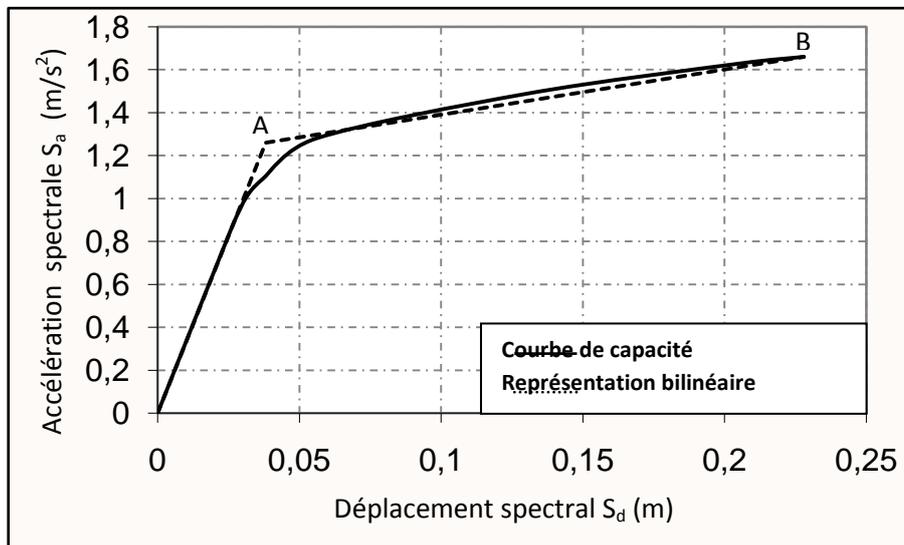


Figure IV.25. Représentation bilinéaire de la courbe de capacité

IV.2.4.3. Résultats du séisme lointain

Les résultats de l'analyse de la structure (R+7) sous le séisme lointain sont représentés comme suit :

a. Point de performance du système équivalent

Le point de performance du système équivalent à 1 seul D.D.L est donné par la figure (IV.26).

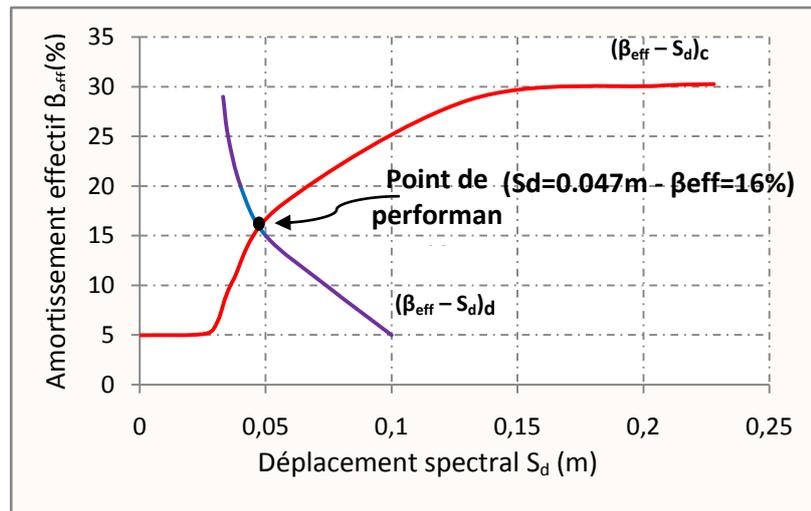


Figure IV.26. Point de performance du système 1.D.D.L de la structure (R+7) sous séisme lointain

b. Point de performance de la structure

Les coordonnées du point de performance de la structure à plusieurs degrés de liberté sont :

$$V_p = 3321,25 \text{ kn}$$

$$D_p = 6,16 \text{ cm}$$

c. Positionnement des rotules plastiques (Mécanisme de ruine)

Le mécanisme de ruine de la structure (R+7) au point de performance est donné par la figure (IV.27)

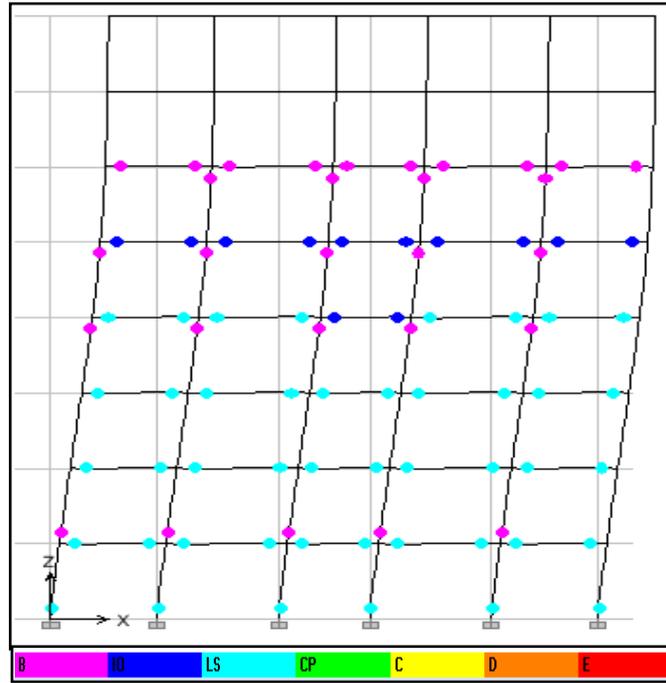
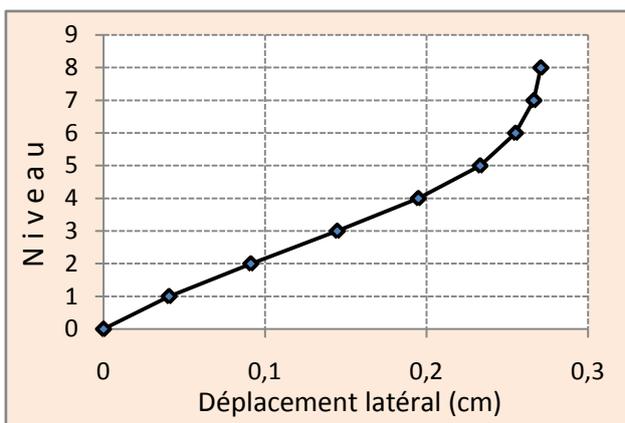


Figure IV.27. Mécanisme de ruine du portique 1 de la structure (R+7) au point de performance sous séisme lointain

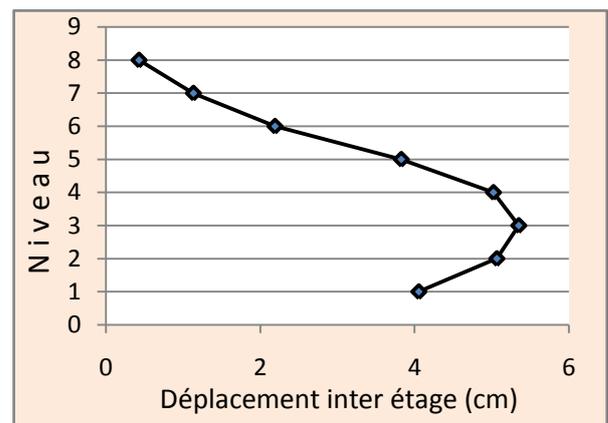
d. Déplacements latéraux et déplacements inter-étages au point de performance

Les déplacements latéraux au point de performance (Figure IV.28.a)

Les déplacements inter-étage au point de performance (Figure IV.28.b)



a. Déplacements latéraux



b. Déplacements inter-étages

Figure IV.28. Déplacements latéraux et déplacements inter-étages au point de performance de la structure (R+7) sous séisme lointain

D'après la figure (IV.28), en remarque :

Une distribution régulière des déplacements latéraux le long des différents niveaux de la structure.

Le déplacement inter étage maximal est évalué au niveau « 3 » de la structure.

e. Demande en ductilité (μ_{Δ})

L'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement $D_y=2,86cm$.

Le déplacement imposé à la structure (Point de performance) correspond à un déplacement $D_p=6.16cm$, soit une demande en ductilité qui peut être estimée par le rapport : $= D_p / D_y = 2,16$.

f. Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d)

La raideur initiale (élastique) : $K_e = \frac{V_y}{D_y} = \frac{2075}{0.0286} = 72552.45 \text{ kn/m}$

Au point de performance, la raideur de la structure est de :

$$K_p = \frac{V_p}{D_p} = \frac{3121.25}{0.0616} = 50669.60 \text{ Kn/m.}$$

Indicateur de dégradation global de la structure (I_d):

$$I_d = 1 - \frac{K_p}{K_e}.$$

$$I_d=43\%$$

Ainsi, au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de 43 %.

IV.2.4.4. Résultats du séisme proche

Les résultats de l'analyse de la structure (R+7) sous le séisme proche sont représentés comme suit :

a. Point de performance du système équivalent

Le point de performance du système équivalent à 1 seul D.D.L est donné par la figure (IV.29).

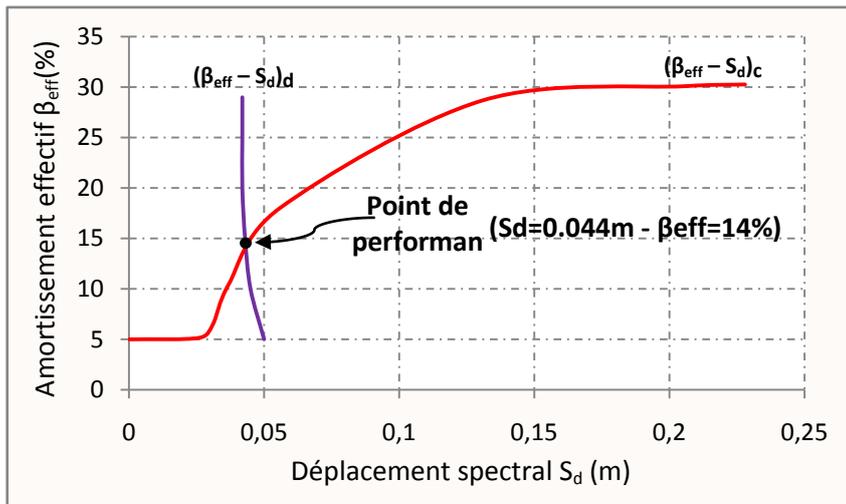


Figure IV.29. Point de performance du système équivalent de la structure (R+7) sous Séisme proche

b. Point de performance de la structure

Les coordonnées du point de performance de la structure à plusieurs degrés de liberté sont :

$$V_p = 2981,90 \text{ kn}$$

$$D_p = 5,59 \text{ cm}$$

c. Positionnement des rotules plastiques (Mécanisme de ruine)

Le mécanisme de ruine de la structure (R+7) au point de performance analysée sous le séisme proche est donné par la figure (IV.30).

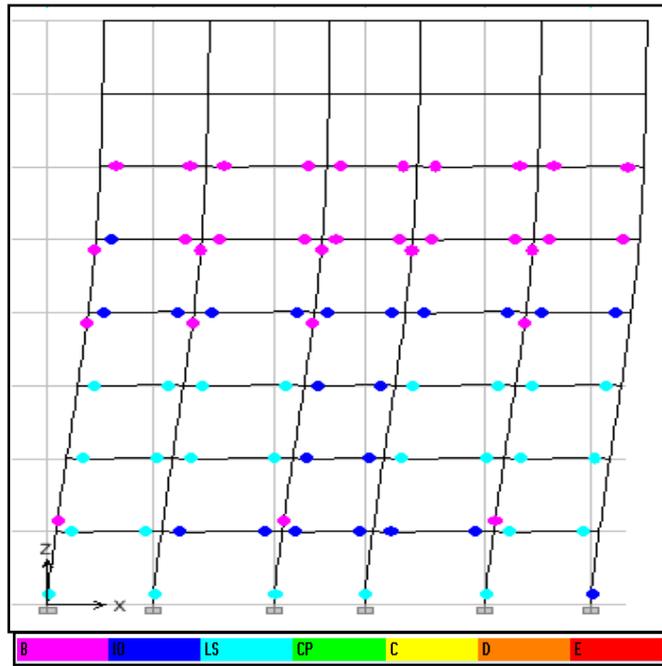
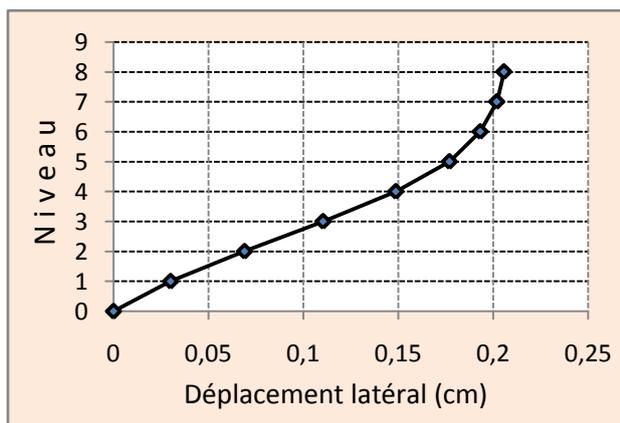


Figure IV.30. Mécanisme de ruine du portique 1 de la structure (R+7) au point de performance sous séisme proche

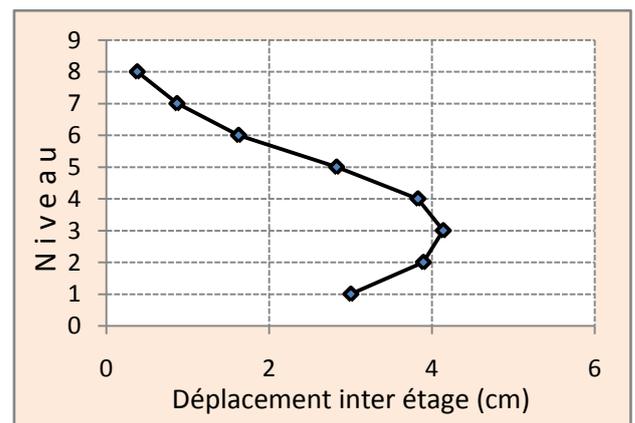
d. Déplacements latéraux et déplacements inter-étages au point de performance

Les déplacements latéraux au point de performance (Figure IV.31.a)

Les déplacements inter-étage au point de performance (Figure IV.31.b)



b. Déplacements latéraux



b. Déplacements inter-étages

Figure IV.31. Déplacements latéraux et déplacements inter-étages au point de performance de la structure (R+7) sous séisme proche

D'après la figure (IV.31), en remarque :

Une distribution régulière des déplacements latéraux le long des différents niveaux de la structure.

Le déplacement inter étage maximal est évalué au niveau « 3 » de la structure.

e. Demande en ductilité (μ_{Δ})

L'état élastique limite de la structure correspond à un déplacement $D_y = 2,86 \text{ cm}$.

Le déplacement imposé à la structure (Point de performance) correspond à un déplacement $D_p = 5,59 \text{ cm}$, soit une demande en ductilité qui peut être estimée par le rapport : $= D_p / D_y = 1,95$.

f. Raideur de la structure au point de performance (K_p) et indicateur de dégradation global de la structure (I_d)

La raideur initiale (élastique) : $K_e = 72552,45 \text{ kn/m}$

Au point de performance, la raideur de la structure est de :

$$K_p = \frac{V_p}{D_p} = \frac{2981,90}{0,0559} = 53343,40 \text{ Kn/m.}$$

Indicateur de dégradation global de la structure (I_d) [28] :

$$I_d = 1 - \frac{K_p}{K_e}.$$

$$I_d = 36\%$$

Ainsi, au point de performance, la plastification de la structure engendre une diminution de la raideur initiale de 36%.

Conclusion

Le comportement de la structure (R+7) est inélastique sous les deux séismes, ou les rotules plastiques de types IO et LS sont apparues dans plusieurs éléments de la structure, néanmoins, sous séisme lointain, la structure a subi des dommages importants, dont nous avons observé plusieurs rotules plastiques de type LS sont formées dans le portique. La demande en ductilité, les déplacements latéraux et inter-étages sont plus grands sous séisme lointain, et une diminution de la résistance initiale qui passe de 36% sous séisme proche à 46% sous séisme lointain.

IV.3. Etude comparative

IV.3.1. Introduction

Dans ce paragraphe, nous allons effectuer une comparaison des résultats des différents paramètres obtenus lors à partir des analyses puch-over à savoir l'influence du séisme proche et du séisme lointain sur les structures (R+2), (R+5) et (R+7) dimensionnées.

Cette comparaison porte essentiellement sur les résultats relatifs au point de performance, déplacements latéraux et inter-étages, demande en ductilité et l'état de ruine de la structure à savoir la position des rotules plastiques dans les éléments poutres et poteaux du portique 1 de la structure (mécanisme de ruine).

IV.3.2. Structure (R+2)

IV.3.2.1. Point de performance

Les points de performance de la structure (R+2) correspondant aux deux séismes proche et lointain sont donnés par la figure (IV.32).

Séisme proche : $S_d=2,15\text{cm}$

Séisme lointain : $S_d=0,95\text{cm}$

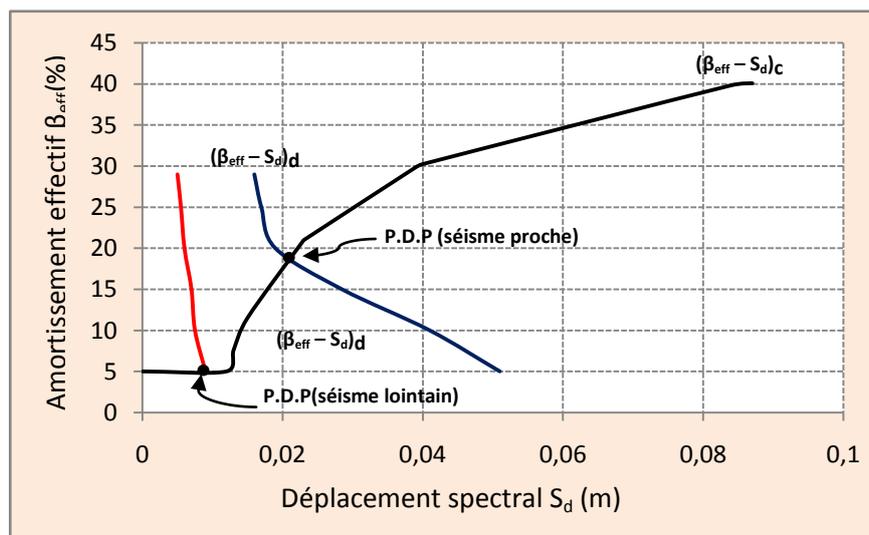


Figure IV.32. Points de performance du système équivalent de la structure (R+2)

Les coordonnées des points de performances de la structure à plusieurs degrés de liberté des deux séismes ainsi obtenues sont données par le tableau (IV.10) suivant :

	Déplacement relatif max(cm)	Effort tranchant (kn)
Séisme proche	3.02	1905.50
Séisme lointain	1.31	1022.1

Tableau IV.10. Coordonnées des points de performance de la structure (R+2) sous les deux séismes

En ce qui concerne les points de performance, nous remarquons que l'analyse de la structure sous le séisme proche, le déplacement relatif et l'effort tranchant à la base de la structure sont plus importants que ceux obtenus sous le séisme lointain. Cela veut dire que la structure (R+2) en portique auto-stable en béton armé est plus affectée sous un séisme proche qu'un séisme lointain. L'effort tranchant et le déplacement relatif sont multipliés fois 2.

IV.3.2.2. Etat de ruine

La figure (IV.33) montre les déformées du portique de la structure (R+2) au point de performance sous les deux séismes (proche et lointain).

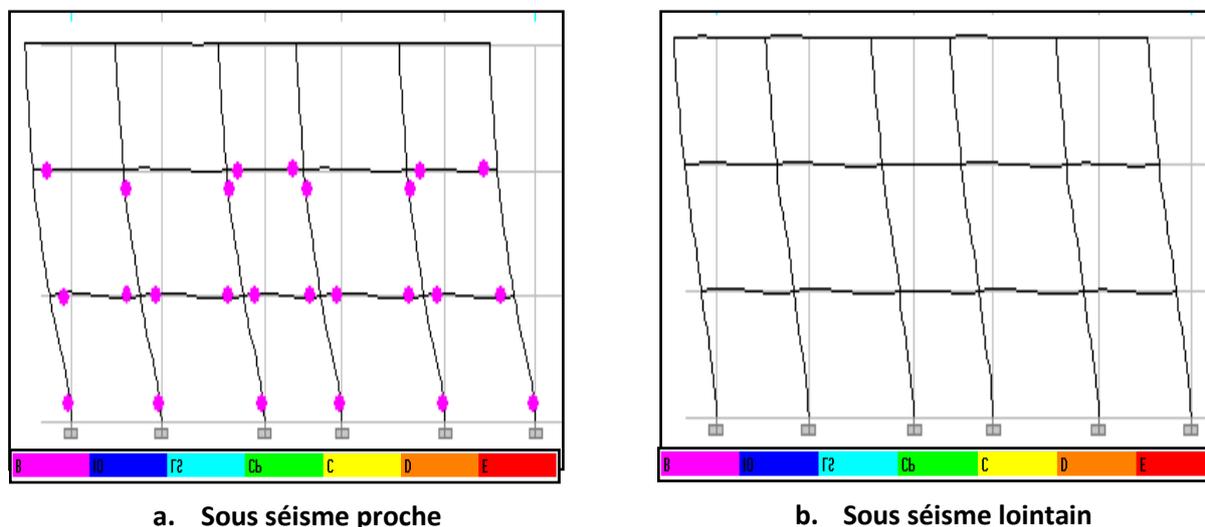


Figure IV.33. Mécanismes de ruine du portique 1 de la structure (R+2) au point de performance sous séismes proche et lointain

L'ensemble de rotules plastiques formées dans le portique de la structure (R+2) sous les deux séismes est résumé dans le tableau (IV.11) ci-dessous.

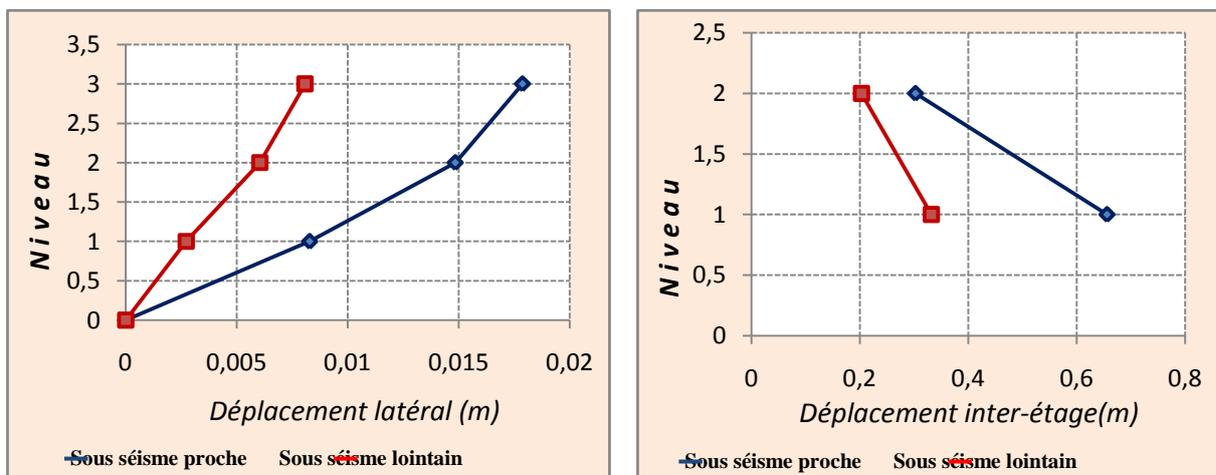
		Nombre de rotules plastiques							
Niveau	Elément	Sous séisme proche				Sous séisme lointain			
		<i>B</i>	<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>	<i>B</i>	<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>
R.D.C	Poteau	6	/	/	/	/	/	/	/
	Poutre	10	/	/	/	/	/	/	/
Etage 01	Poteau	4	/	/	/	/	/	/	/
	Poutre	5	/	/	/	/	/	/	/
Etage 02	Poteau	/	/	/	/	/	/	/	/
	Poutre	/	/	/	/	/	/	/	/

Tableau IV.11. Nombre de rotules plastiques formées dans le portique (1) de la structure (R+2) sous les deux séismes

Analyse des résultats

- Sous le séisme lointain, le portique ne subit aucun dommage, aucune rotule plastique ne s’est formée (tableau IV.10). Dans ce cas, la structure reste dans le domaine élastique.
- Sous le séisme proche, les rotules plastiques se forment en pieds des poteaux du RDC et successivement dans les poutre de 1^{er} et de 2^{eme} niveaux et en têtes des poteaux de 2^{eme} niveau. Ces rotules plastiques sont de type *B* (les dommages sont relativement limités). Ces rotules plastiques correspondent à l’atteinte de l’élément la limite élastique.

IV.3.2.3. Déplacements latéraux et déplacements inter-étages



a. Déplacements latéraux

b. Déplacements inter-étages

Figure IV.34. Déplacements latéraux et déplacements inter-étages au point de performance de la structure (R+2)

La figure (IV.34) montre clairement que l'analyse de la structure sous le séisme proche donne des déplacements latéraux ainsi que des déplacements inter-étages plus importants que ceux obtenus sous le séisme lointain.

IV.3.2.4. Demande en ductilité (u_D), Raideur (k_p) au point de performance et indicateur de dégradation globale de la structure (I_d)

La demande en ductilité est estimée à travers le facteur ($u_D = D_P/D_E$), qui permet de situer le degré de pénétration de la structure dans le domaine post élastique [28].

A mesure que le facteur (u_D) est grand, le degré de pénétration de la structure dans le domaine plastique est important. [28]

A mesure que les éléments de la structure se plastifient, la structure subit des dommages qui se traduisent par une diminution de sa résistance initiale (K_e).

Au point de performance, la raideur (K_p), la demande en ductilité (u_D) et l'indicateur de dégradation global (I_d) de la structure (R+2) sont donnés par le tableau (IV.12).

	Raideur initiale de la structure (k_e)	Demande en ductilité (u_D)	Raideur de la structure (k_p)	Indicateur de dégradation global (I_d)
Séisme proche	78022.90 kn/m	2.4	63758.30 kn/m	18%
Séisme lointain		1.05	72489.40 kn/m	4.4%

Tableau IV.12. Demande en ductilité, raideur initiale et au point de performance et indicateur de dégradation globale de la structure (R+2)

Analyse des résultats:

Les résultats montrent que la demande en ductilité de la structure analysée sous le séisme proche est importante (2.40) par rapport à celle trouvée sous le séisme lointain (1.13), ceci confirme que la structure analysée sous le séisme proche présente un état de dommage important, et subit une perte de résistance plus grande et une diminution de sa résistance initiale plus importante (18%) par rapport à l'analyse de la structure sous le séisme lointain qui subit une perte de résistance de 4.4%.

IV.3.3. Structure (R+5)

IV.3.3.1. Point de performance

Les points de performance de la structure (R+5) du système équivalent correspondant aux deux séismes proche et lointain sont donnés par la figure (IV.35).

Séisme proche : $S_d=3,9cm$

Séisme lointain : $S_d=3,2cm$

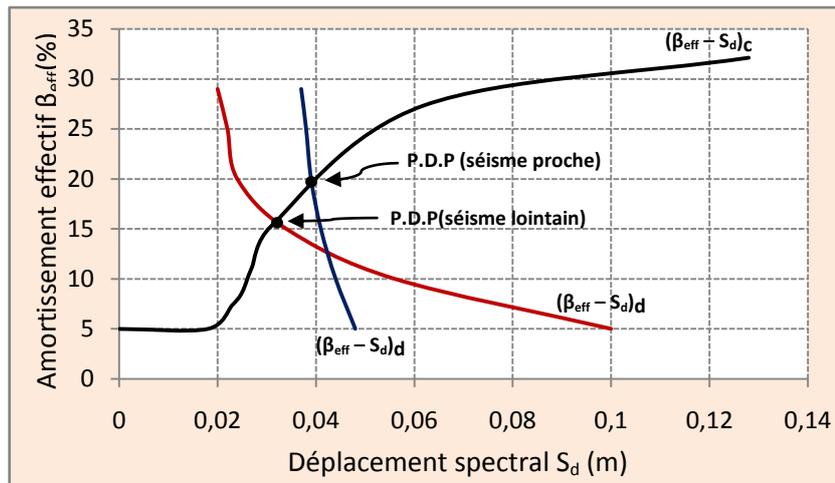


Figure IV.35. Points de performance du système équivalent de la structure (R+5)

Les coordonnées des points de performances de la structure à plusieurs degrés de liberté des deux séismes ainsi obtenus sont données par le tableau (IV.13) suivant :

	Déplacement relatif max(cm)	Effort tranchant (kn)
Séisme proche	4.63	2720.95
Séisme lointain	3.69	2229.25

Tableau IV.13. Coordonnées des points de performance de la structure (R+5) sous les deux séismes

D'après les résultats obtenus au point de performance, nous remarquons que l'analyse de la structure sous le séisme proche donne un déplacement relatif et un effort tranchant à la base de la structure importants à ceux obtenus sous le séisme lointain.

IV.3.3.2. Etat de ruine

Les mécanismes de ruine du portique de la structure (R+5) analysé sous les deux séismes proche et lointain sont représentés par la figure (IV.36).

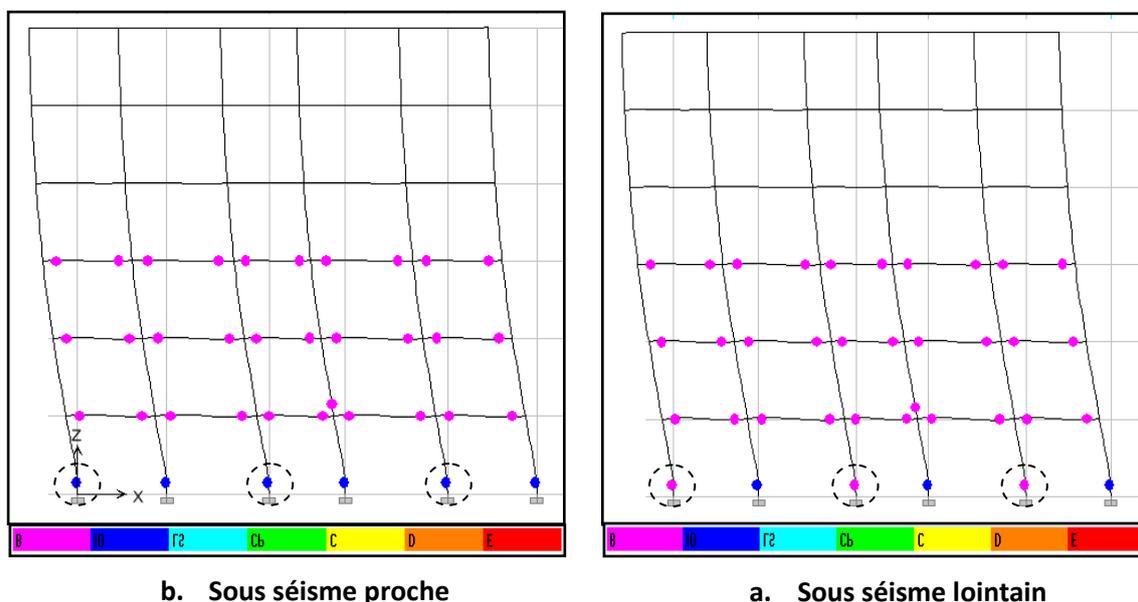


Figure IV.36. Mécanismes de ruine du portique 1 de la structure (R+5) au point de performance

La figure (IV.36) montre la déformée du portique au point de performance. Les différentes couleurs indiquent l'état de déformation de chaque section et son degré de pénétration dans le domaine plastique.

Les cercles de la figure indiquent les nœuds où se situe la différence de l'état de plastification de l'élément du portique de la structure analysé sous les deux séismes (proche et lointain), cette différence est due principalement au degré de plastification des rotules plastiques.

L'ensemble de rotules plastiques formées dans le portique de la structure (R+5) sous les deux séismes est résumé dans le tableau (IV.14) ci-dessous.

		Nombre de rotules plastiques							
		<i>Sous séisme proche</i>				<i>Sous séisme lointain</i>			
		<i>B</i>	<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>	<i>B</i>	<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>
R.D.C	Poteau	/	6	/	/	3	3	/	/
	Poutre	10	/	/	/	10	/	/	/
Etage 01	Poteau	1	/	/	/	/	1	/	/
	Poutre	10	/	/	/	10	/	/	/
Etage 02	Poteau	/	/	/	/	/	/	/	/
	Poutre	10	/	/	/	10	/	/	/
Etage 03	Poteau	/	/	/	/	/	/	/	/
	Poutre	/	/	/	/	/	/	/	/
Etage 04	Poteau	/	/	/	/	/	/	/	/
	Poutre	/	/	/	/	/	/	/	/
Etage 05	Poteau	/	/	/	/	/	/	/	/
	Poutre	/	/	/	/	/	/	/	/

Tableau IV.14. Nombre de rotules plastiques formées dans le portique (1) de la structure (R+5) sous les deux séismes

Analyse des résultats

Dans les deux cas (séismes proche et lointain), les rotules plastiques se forment dans les poutres des niveaux 1,2 et 3, en pied du poteau central du 2^{ème} niveau et en pieds des poteaux du RDC, seulement, la différence se trouve dans les poteaux du RDC, où toutes les rotules en pieds de ces poteaux sont de type « **IO** » pour le portique de la structure analysée sous l'action du séisme proche, et de types « **B** » (03 rotules) et « **IO** » (03 rotules) pour le portique de la structure analysée sous l'action du séisme lointain.

IV.3.3.3. Déplacements latéraux et déplacements inter-étages

Les déplacements latéraux et les déplacements inter-étage de la structure (R+5) sont représentés par la figure (IV.37).

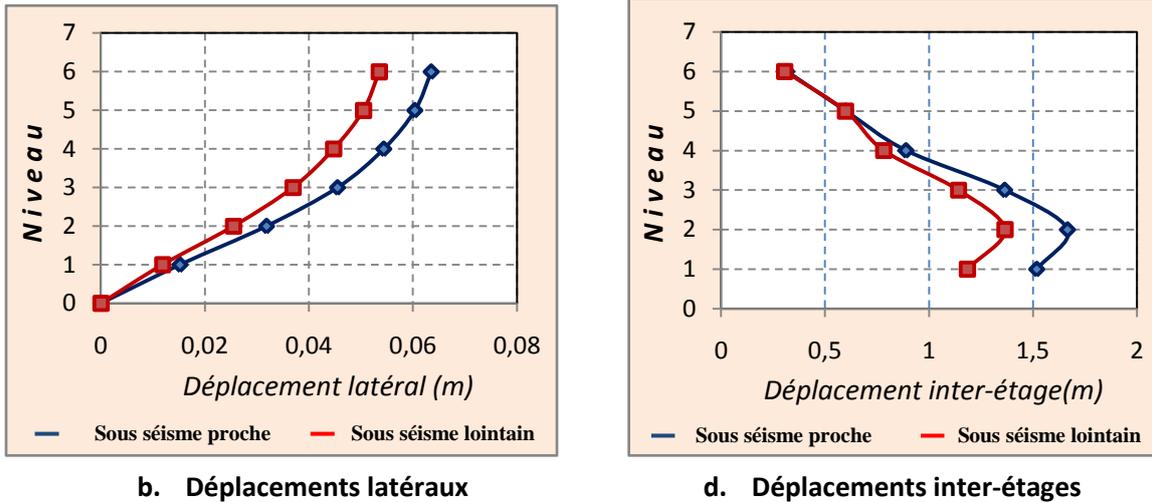


Figure IV.37. Déplacements latéraux et déplacements inter-étages au point de performance de la structure (R+5)

La figure (IV.37) montre une légère différence sur les déplacements latéraux et inter-étage de la structure (R+5) suite à une analyse sous les deux séismes proche et lointain.

IV.3.3.4. Demande en ductilité (u_D), Raideur (k_p) au point de performance et indicateur de dégradation globale de la structure (I_d)

Au point de performance, la raideur (K_p), la demande en ductilité (u_D) et l'indicateur de dégradation global (I_d) de la structure (R+5) sont donnés par le tableau (IV.15).

	Raideur initiale de la structure (k_e)	Raideur de la structure (k_p)	Demande en ductilité (u_D)	Indicateur de dégradation global (I_d)
Séisme proche	76754.40 kn/m	58767.80 kn/m	2.03	30 %
Séisme lointain		60413.28 kn/m	1.62	27 %

Tableau IV.15. Demande en ductilité, raideur initiale et au point de performance et indicateur de dégradation globale de la structure (R+5)

Analyse des résultats

En analysant les résultats, on remarque que la demande en ductilité de la structure analysée sous l'action du séisme proche est importante (2.03) à celle trouvée sous l'action du séisme lointain (1.62),

par contre, on remarque une légère différence de la perte de la résistance initiale 30% sous séisme proche et 27% sous séisme lointain. Par conséquent, la structure (R+5) a une capacité importante de se déformer dans le domaine plastique).

IV.3.4. Structure (R+7)

IV.3.4.1. Point de performance

Les points de performance de la structure (R+5) correspondant aux deux séismes proche et lointain sont donnés par la figure (IV.38).

Séisme proche : $S_d=4,4cm$

Séisme lointain : $S_d=4,7cm$

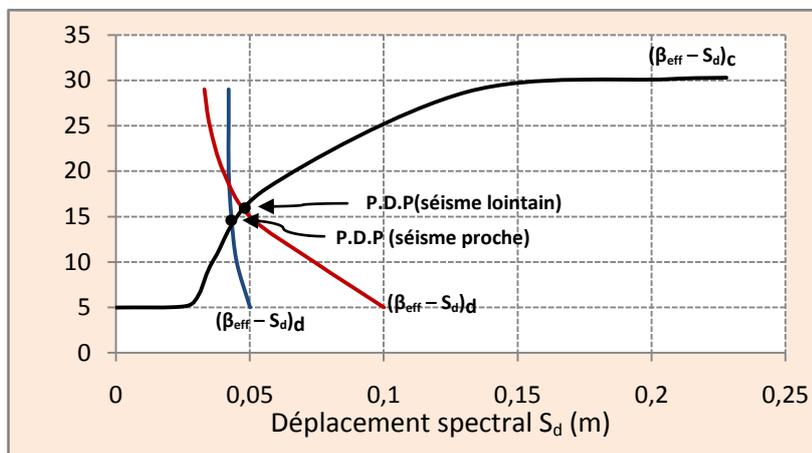


Figure IV.38. Points de performance du système équivalent de la structure (R+7)

Les coordonnées des points de performances de la structure à plusieurs degrés de liberté des deux séismes ainsi obtenues sont données par le tableau (IV.16) suivant :

	Déplacement relatif max(cm)	Effort tranchant (KN)
Séisme proche	5.59	2981.90
Séisme lointain	6.16	3321.25

Tableau IV.16. Coordonnées des points de performance de la structure (R+5) sous les deux séismes

D'après les résultats obtenus au point de performance, on remarque que l'analyse de la structure sous les deux séismes a donnée une légère différence du déplacement relatif et de l'effort tranchant à la base de la structure.

IV.3.4.2. Etat de ruine

Les mécanismes de ruine du portique (1) de la structure (R+7) analysée sous les deux séismes, proche et lointain, sont représentés par la figure (IV.39).

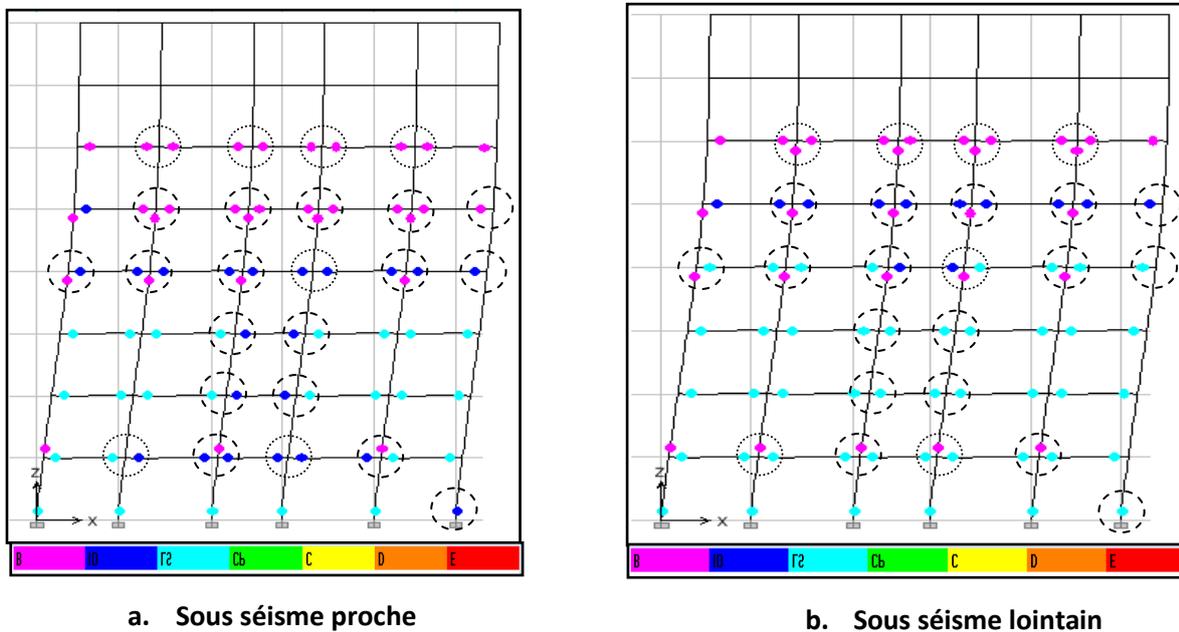


Figure IV.39. Mécanismes de ruine du portique (1) de la structure (R+7) au point de performance

La figure (IV.39) montre la déformée du portique au point de performance. Les différentes couleurs indiquent l'état de déformation atteint dans la rotule plastique ou le degré de plastification de l'élément ou se forme la rotule plastique.

Les cercles de la figure indiquent les nœuds où se situe la différence de l'état de ruine du portique de la structure analysé sous séismes proche et sous séisme lointain.

- Indique la différence du nombre de rotules plastiques dans un nœud.
- ◐ Indique la différence du degré de plastification des éléments dans un nœud.

L'ensemble de rotules plastiques formées dans le portique (1) de la structure (R+5) sous les deux séismes est résumé dans le tableau (IV.17) ci-dessous.

		Nombre de rotules plastiques							
Niveau	Elément	<i>Sous séisme proche</i>				<i>Sous séisme lointain</i>			
		<i>B</i>	<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>	<i>B</i>	<i>IO</i>	<i>LS</i>	<i>CP</i>
R.D.C	Poteau	/	1	5	/	/	/	6	/
	Poutre	/	6	4	/	/	/	10	/
Etage 01	Poteau	2	/	/	/	5	/	/	/
	Poutre	/	2	8	/	/	/	10	/
Etage 02	Poteau	/	/	/	/	/	/	/	/
	Poutre	/	2	8	/	/	/	10	/
Etage 03	Poteau	4	/	/	/	5	/	/	/
	Poutre	/	10	/	/	/	2	8	/
Etage 04	Poteau	5	/	/	/	5	/	/	/
	Poutre	9	1	/	/	/	10	/	/
Etage 05	Poteau	/	/	/	/	4	/	/	/
	Poutre	10	/	/	/	10	/	/	/
Etage 06	Poteau	/	/	/	/	/	/	/	/
	Poutre	/	/	/	/	/	/	/	/
Etage 07	Poteau	/	/	/	/	/	/	/	/
	Poutre	/	/	/	/	/	/	/	/

Tableau IV.17. Nombre de rotules plastiques formées dans le portique (1) de la structure (R+7) sous les deux séismes

Dans les deux cas (séisme proche et lointain), les rotules plastique se forment dans les poutres des niveaux 1,2,3,4,5 et 6, en pieds des poteaux du RDC, et en tête de quelques poteaux des niveaux supérieurs, la différence principale se trouve dans le degré de plastification de l'élément.

- Sept (07) rotules plastiques en plus qui se forment dans le portique de la structure analysée sous le séisme lointain par rapport à celui analysé sous le séisme proche;
- Dix sept (17) nœuds subissent des dommages plus importants dans le portique de la structure analysée sous le séisme lointain.
- Formation de rotules plastiques de type LS :
 - ✓ 44 sont formées dans les éléments du portique sous séisme lointain ;
 - ✓ 25 sont formées dans les éléments du portique sous séisme proche.

IV.3.4.3. Déplacements latéraux et déplacements inter-étages

Les déplacements latéraux et les déplacements inter-étage de la structure (R+7) sont représentés par la figure (IV.40).

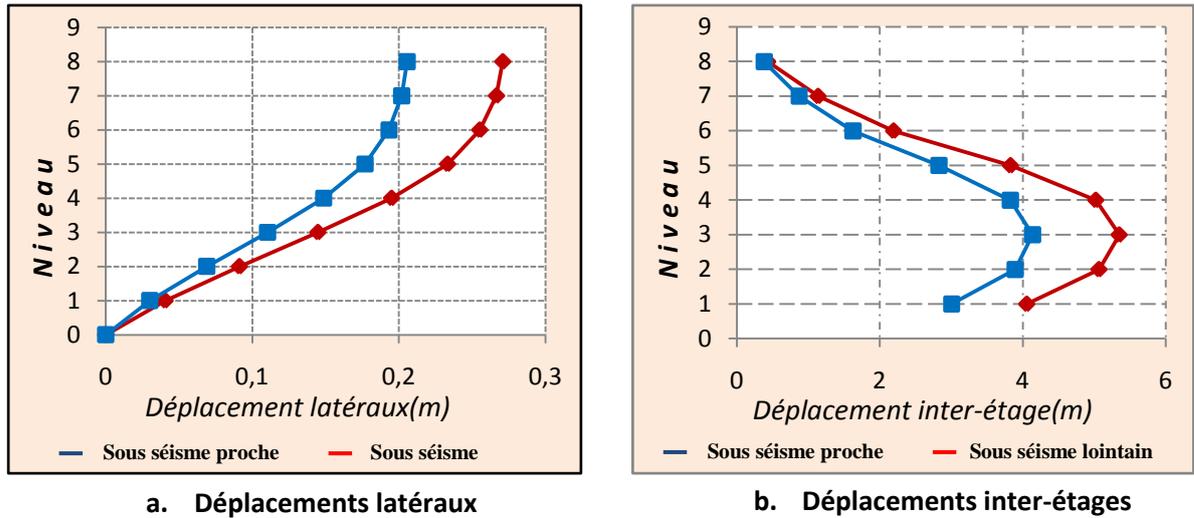


Figure IV.40. Déplacements latéraux et déplacements inter-étages au point de performance de la structure (R+7)

La figure (IV.40) montre une différence remarquable des déplacements latéraux et déplacements inter-étages de la structure (R+7) analysé sous les deux séismes proche et lointain. Dans ce cas le séisme lointain est prépondérant.

IV.3.4.4. Demande en ductilité (u_D), Raideur (k_p) au point de performance et indicateur de dégradation globale de la structure (I_d)

Au point de performance, la raideur (k_p), la demande en ductilité (u_D) et l'indicateur de dégradation global (I_d) de la structure (R+7) sont donnés par le tableau (IV.18) suivant :

	Raideur initiale de la structure (k_e)	Raideur de la structure (k_p)	Demande en ductilité(u_D)	Indicateur de dégradation global (I_d)
Séisme proche	72552.45kn/m	53343.40kn/m	1.95	36%
Séisme lointain		50669.60kn/m	2.16	43%

Tableau IV.18. Demande en ductilité, raideur initiale et au point de performance et indicateur de dégradation global de la structure (R+7)

Analyse des résultats

En analysant les résultats, on remarque que l'étude de la structure sous les deux séismes a donné une légère différence en demande en ductilité (1.95 sous le séisme proche et 2.16 sous le

séisme lointain), par contre, on observe une diminution importante de la raideur initiale de la structure analysé sous le séisme lointain, donc une diminution de sa résistance initiale très importante (43%). Par conséquent, la structure (R+7) a une capacité importante de se déformer dans le domaine plastique.

IV.4. Conclusion

L'analyse de la structure (R+2) montre clairement qu'elle est influencée sous l'action du séisme proche, ou le déplacement relatif au point de performance est évalué à $D_p=3,02\text{cm}$ et un effort tranchant à la base de la structure $V_p=1022.10\text{KN}$, la demande en ductilité et le degré de pénétration dans le domaine plastique sont importants, et un état de dommage observé dans le portique 1 (formation de 25 rotules plastique dans les poteaux et les poutres). Par contre l'analyse du portique sous l'action du séisme lointain ne subit aucun dommage dont le déplacement relatif au point de performance est évalué à ($S_d=1,13\text{cm}$).

Les rotules plastiques formées dans le portique analysé sous séisme proche sont toutes de types « B » (le portique ne subit aucun danger), ces rotules correspondent à l'atteinte de la limite élastique.

L'analyse de la structure (R+5) sous l'action des deux séismes, proche et lointain, a donné une légère différence à savoir les déplacements relatifs au point de performance, les déplacements latéraux et inter-étages, le degré de pénétration dans le domaine plastique ainsi l'état de déformation du portique. Par contre, la structure a une demande en ductilité importante sous l'action du séisme proche. Par conséquent, la structure (R+5) a le meilleur comportement non linéaire sous l'action du séisme lointain.

L'analyse de la structure (R+7) sous l'action des deux séismes (proche et lointain) a donné une légère différence en demande en ductilité, et engendre une différence remarquable dans les déplacements latéraux, les déplacements inter-étages, le degré de plastification des éléments constituant la structure. Ainsi, sous le séisme lointain nous avons enregistré 17 (Dix sept) rotules avec des dommages avancés. L'état de déformation s'est vu aussi accentué avec la formation de 07 (Sept) rotules plastique, de type LS, en plus.

On remarque aussi que la structure (R+7) analysée sous l'action du séisme lointain a subi une perte de résistance plus grande (43%) par rapport à celle trouvée sous l'action du séisme proche (36%). Dans ce cas, la structure (R+7) a le meilleur comportement non linéaire sous l'action du séisme proche.

CONCLUSION
GENERALE

Conclusion générale

L'Algérie est une région à forte sismicité du fait de sa localisation dans une zone de convergence de plaques. La région nord est cataloguée comme une zone à sismicité forte. L'étude du comportement des structures auto-stables en béton armé sous l'action de séisme proche et de séisme lointain devient indispensable afin de comprendre le comportement de structures et d'essayer d'adapter la typologie à ces séismes.

La prise en compte du caractère inélastique des structures est assuré par une analyse non linéaire dite méthode pushover, cette méthode 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 par incréments jusqu'à ce que les modes de ruine commencent à apparaître dans la structure.

Cette analyse est un outil puissant et très utile qui peut permettre aux ingénieurs de structures de rechercher plusieurs paramètres essentiels qui traduisent le bon ou le mauvais comportement de la structure dans le domaine de génie parasismique (performance, vulnérabilité, dommages...). Les résultats obtenus à partir d'une analyse pushover en termes de demande, de capacité et de rotules plastiques donne un aperçu sur le comportement physique de la structure.

En effet, la méthode Pushover a été établie afin d'évaluer le point de performance pour chaque structure en (R+2), (R+5) et (R+7). Cette méthode nécessite à la fois :

- La capacité sismique de la structure, déterminée à partir d'une analyse non linéaire et ceci à l'aide du logiciel ETABS; [26]
- La demande sismique représentée sous forme d'un spectre de réponse, déterminé à partir d'un accélérogramme enregistré lors du séisme de Boumerdes.

L'analyse des structures (R+2), (R+5) et (R+7) sous l'action des deux séismes proche lointain a abouti à ces conclusions:

- Le comportement de la structure (R+2) est élastique sous les deux séismes, néanmoins, sous le séisme proche, nous avons observé quelques rotules plastiques de type B dans les poutres et les poteaux, ces rotules correspondent à l'atteinte de la limite élastique de ces éléments.

- Le comportement des structure (R+5) et (R+7) est inélastique sous les deux séismes, ou les rotules plastiques de type *LS* apparaissent dans les éléments poteaux et poutres.

- L'analyse des résultats a aussi permis de constater que les bâtiments en portiques auto-stables en béton armé ont une bonne résistance aux séismes, vu que le mode de ruine observé pour les structures (R+5) et (R+7) sous les deux séismes est un mécanisme global, apparition de rotules plastiques à la base des poteaux du RDC et aux extrémités des poutres. Ce type de mécanisme est souhaité par tous les codes parasismiques, et est conduit à une meilleure dissipation d'énergie.

- Nous précisons que les structures (R+2) et (R+5) montrent clairement, qu'elles sont influencées surtout par le séisme proche, c'est à dire que ces structures engendrent des déplacements latéraux et inter-étages, demande en ductilité et des mécanismes de ruine (ou état de ruine) au point de performance, importants, et une raideur plus petite. Par contre, la structure (R+7) est plus influencée par l'action du séisme lointain, qui engendre sur la structure des déplacements latéraux et inter-étages et un mécanisme de ruine plus importants, et une raideur plus petite. Donc la structure (R+7) subit une perte de résistance plus importante sous l'action du séisme lointain.

Par conséquent, nous pouvons dire que chaque fois que la raideur sous un séisme donné est plus petite et la demande en ductilité est plus grande, est bien c'est ce séisme qui donnera un indicateur de dégradation global plus important et par conséquent, sera le plus menaçant.

En conclusion, nous pouvons aussi dire que les structures de gabarit petit à moyen, sont plus affectées par le séisme proche, tandis que la structure de grand gabarit est plus affectée par le séisme lointain que proche.

En perspective, la prise en compte de cette distinction entre le séisme proche et le séisme lointain pourrait faire l'objet d'une recherche future, en considérant d'autres structures ou d'autres typologies de la structure.

REFERENCES
BEBLIOGRAPHIQUES

Bibliographie

- [1] ATC 40: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings (volume 1)
- [2] Règlement parasismique algérien (RPA 99 v.2003), centre nationale de la recherche appliquée en Génie Parasismique, Algérie.
- [4] Eurocode 8, Calcul des structures en béton armé
- [5] FEMA, 1997, *NEHRP Commentary on the Guidelines for Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 273 Report*, prepared by the Building Seismic Safety Council and the Applied Technology Council for the Federal Emergency Management Agency, Washington, D.C.
- [6] La méthode du « Performance Point » (ATC 40). Principes de base et utilisation pratique. Application à un bâtiment existant. Les projets HAZUS et RISK-UE (P. MOUROUX).
- [7] Etablissement de la courbe de capacité, méthode pushover (Hamoukada, Ramdane kheir eddine (Département de génie civil U.S.T.O).
- [8] BAEL 91 révisé 99, *Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites*.
- [9] Etude de la Vulnérabilité des Structures sous Séismes Proches et Lointain (Pierre SOLLOGOUB et Ioannis POLITOPOULOS)
- [10] Etude des mécanismes de ruine pour des structures multi-étagées (Boukeloua smail, université 20 aout 55 de Skikda faculté des sciences de l'ingénieur département de génie civil)
- [11] Séisme de BOUMERDES 21 mai 2003, Rapport préliminaire (Victor DAVIDOVICI – Consultant – 8 juin 2003)
- [12] analyse du comportement sismique des structures en portiques en béton armé avec remplissage en maçonnerie (LOUZAI Amar).
- [13] Evaluation de la performance sismique des bâtiments (M. Amar Kahil, 2009)

[14] Contribution à l'étude de la performance parasismique des éléments linéaires en béton.

DJEBBAR NABIL (Faculté des Sciences Ingénieur, Département de Génie Civil).

[15] FEMA, 2000, Prestandard and Commentary for the Seismic Rehabilitation of Buildings, FEMA 356 Report, prepared by the American Society of Civil Engineers for the Federal Emergency Management Agency, Washington.

[16] Thomas Paulay, 1999, simple seismic design strategy based on displacement and ductility compatibility, Earthquake engineering and engineering seismology, volume 1, number 1, september 1999, pp 51-67.

[17] Evaluation de la performance et analyse du comportement non linéaire des murs voiles en B.A soumis à une action sismique : M. HEMSAS, S.M. ELACHACHI CDGA, Université Bordeaux, Av des Facultés, 33405 Talence, France. Université des Sciences et de la Technologie d'Oran, BP 1505, El M'naouar, Oran, Algérie. Université de Mascara, BP 763, Route de Mamounia, 29000, Mascara, Algérie.

[18] Analyse non-linéaire statique (méthode du spectre de capacité) : Ecole doctorale Structures ST-09 Advanced Earthquake Engineering

[19] Éléments d'analyse des structures sous action sismique, Hervé DEGEE (ULg – 2 juin 2009).

[20] Analyse spectrale non itérative des oscillateurs simples sous l'action des tremblements de terre, Youssef BELMOUDEN (*Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne, Laboratoire d'informatique et de mécanique appliquées à la construction (IMAC), GC G1494, ENAC-IS-IMAC, CH-1015 Lausanne.*

[21] Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des structures mixtes, (BELKHEIR Mohammed Aghiles), *Spécialité: Génie Civil, Option: Structures et matériaux.*

[22] Influence du mode de chargement sur le comportement non linéaire d'une structure en béton armé (M.Zoutat, SM.Elachachi, M. Mekki) SBEIDCO « International Conférence on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran (Algeria) - October 12-14-2009 ».

- [23] 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.
- [24] Méthode d'évaluation de la vulnérabilité du bâtiment existant vis-à-vis du risque sismique, Mémoire de magister dpt Génie civil de TIZI OUZOU.
- [25] Le séisme et les sites constructibles (Pourquoi un bâtiment « parasismique » sur un terrain ne le sera pas forcément sur un autre terrain), Document d'information à l'usage du constructeur. Patricia BALANDIER.
- [26] ETABS, version 6.02. Computers and structures : logiciel de calcul en éléments finis.
- [27] Elaboration d'une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments. Auteur : GARCIA Jean-François (INSA Strasbourg, Spécialité Génie Civil, Option : Construction).
- [28] Thomas Paulay, **1999**, *A simple seismic design strategy based on displacement and ductility compatibility*, Earthquake engineering and engineering seismology, volume 1, number1, september 1999, pp 51-67
- [29] Hemsas Miloud, **2010**, Modélisation par macroélément du comportement non linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique, thèse de doctorat, Université de Bordeaux 1, France.
- [30] Federal Emergency Management Agency, (FEMA), 1997, *Prestandard and Commentary for the rehabilitation of buildings*, FEMA-273.
- [31] Evaluation de la réponse sismique d'une structure auto-stable en béton armé sous l'effet des séismes proches et lointains (Bourada Sofiane, BranciTaïeb, Tamahloult Mohammed). (Département de Génie Civil, Université Hassiba Ben bouali, Hay Es-salem BP 151, Chlef, Algérie).

ANNEXES

Annexe A1 : Valeurs de l'amortissement visqueux et le coefficient κ

Type de comportement structurel	β_0 (en pourcents)	κ
TYPE A	≤ 16.25	1.0
	≥ 16.25	$1.13 - \frac{0.51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TYPE B	≤ 25	0.67
	≥ 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
TYPE C	Toutes les valeurs	0.33

Annexe A2 : Types de structures (A, B et C)

Durée du séisme	Structures neuves	Structures existantes	Structures dégradées
Court	Type A	Type B	Type C
Long	Type B	Type C	Type C

