



Master Académique

Spécialité: Génie Civil
Option: Structures
Présentée par: M^{lle} **HADJAZ Leila**

Thème:

**Influence du nombre d'étages sur la performance
sismique des structures auto-stables en B.A**

Devant le jury suivant:

M. HAMIZI Mohand	Professeur	Président
M ^{me} BOUZID Leyla	Maitre assistante	Promotrice
M. NEKMOUCHE Aghiles	Doctorant	Co-Promoteur
M. BOUKAIS Said	Maitre de conférences	Examineur

Promotion : 2017 /2018

Remerciements :

Je tiens à exprimer mes sincères remerciements à M^{me} BOUZID Leyla et M. NEKMOUCHE Aghiles, qui ont proposés et dirigés ce mémoire, pour leur aide et leurs conseils durant la réalisation de ce travail.

Je tiens aussi à remercier les membres du jury M. HAMIZI Mohand et M. BOUKAIS Said, pour l'honneur qu'ils m'ont fait en acceptant de juger ce travail.

Enfin, je tiens à remercier ma famille et mes amis pour leur soutien et leurs encouragements.

RESUME

Sous l'effet d'une action sismique, tout ouvrage est susceptible de subir des dégradations. Ces dernières peuvent être plus ou moins importantes et caractérisées par le développement de zones de défaillances localisées « rotules plastiques », au niveau des éléments structuraux. Ces dommages peuvent être quantifiés et évalués grâce au déplacement du point de performance sur des domaines d'endommagement, définis dans la littérature. L'objectif de ce travail est l'étude de l'influence du nombre d'étage sur la performance sismique des structures auto-stables en béton armé. Pour ce faire, on effectue une analyse statique non linéaire en poussée progressive « *PUSHOVER* » pour avoir le comportement élasto-plastique d'un ensemble de huit portiques en béton armé, allant d'un R+1 à un R+8. Ces huit portiques sont calculés dans un premier temps, avec les prescriptions minimales du Règlement Parasismique Algérien. Une interprétation des niveaux d'endommagement des huit points de performance calculés, suivant la réglementation ATC40 est donnée. Dans un second temps, nous calculons le ferrailage suivant les règles du BAEL 91. Ayant positionné les points de performances des portiques dans le domaine *Orange 3* donné par l'EMS « european macroseismic scale », nous arrivons à confirmer prescriptions donné sur les hauteurs à ne pas dépasser en portique auto-stable en B.A. Par la suite, nous passons au changement de la nuance d'acier des armatures afin d'avoir une meilleur performance sismique. Aussi une discussion est donnée sur la distribution des rotules plastique aux points de performance. Enfin, nous concluons que les structures en portique auto-stable de moins de six niveaux restent en sécurité et sans dommage, avec un déplacement au point de performance dans le domaine *Vert 2*. Par contre, au-delà d'un R+5, les structures subissent des dommages contrôlés, superficiels (apparition de rotules plastique dans les poutres mais non dans les poteaux). Enfin, toutes ces structures, implantées sur site meuble et dans une zone de forte sismicité, sont donc stables et habitable.

MOTS-CLES: portique auto-stable, RPA99/2003, pushover, point de performance, rotules plastique, domaines d'endommagement.

Sommaire

Introduction :	1
Chapitre I :	3
I.1- Problématique :	3
I. 2- Objectif :	3
I.3- Les Séismes :	3
I.3.1- Effets des séismes sur les constructions :	4
I.3.2- Séismes en Algérie :	4
I.4- Typologies des structures les plus répandus en Algérie :	5
I.4.1- Le contreventement en portique auto-stable :	5
I.4.2- Le contreventement mixte « voiles et portiques »:	6
I.4.3- Structures contreventées par portiques en béton armé :	6
I.5- Observations sur les structures auto-stables, durant le séisme de 2003 :	7
I.6- Le phénomène de plastification « <i>Rotules plastiques</i> » :	9
I.6.1- La plastification par flexion et par cisaillement :	9
➤ Plastification des poutres par flexion :	10
➤ Plastification par effort tranchant associé au cisaillement dans les poutres :	10
I.6.2- Rotules plastiques aux nœuds poteaux-poutres :	11
I.7- Comportement non-linéaire idéalisé des éléments de la structure :	13
I.7.1- Comportement non-linéaire idéalisé des zones critiques :	14
I.7.2- Comportement sismique des poutres :	14
I.7.3- Comportement sismique des poteaux :	17
I.8- Méthode par poussée progressive « <i>PUSH-OVER</i> » :	18
I.8.1- Introduction :	18
I.8.2- Concepts fondamentaux d'une analyse PUSHOVER :	18
a. Description de l'analyse.....	18
b. Principe de l'analyse:.....	19
c. But de l'analyse :.....	19
d. Courbe de capacité :.....	19
I.8.3- Modélisation non linéaire et niveaux de performances :	20
I.8.4- Niveaux de dommages selon l'EMS-98 :	22
I.8.5- Distribution des charges latérales.....	24
I.8.7- Approche du code ATC 40.....	25

a.	Principes fondamentaux de la méthode de capacité spectrale (ATC 40)	25
b.	Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité	26
c.	Détermination de la demande sismique :	27
d.	Détermination du spectre élastique amorti à 5% en format (Sa-T)	27
e.	Transformation de spectre élastique :	27
f.	Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité :	28
g.	Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique	29
❖	Procédure B de l'ATC 40 :	31
Chapitre II : modélisation.....		33
II.1:	Introduction.....	33
II.2:	Géométrie et configuration des structures étudiées :	33
II.3 :	Pré dimensionnement des huit portiques :	35
II.3.1 :	Poutres	35
II.3.2 :	Poteaux.....	37
II.4	Vérification des zones nodales :	38
II.5 :	Propriétés mécaniques des matériaux utilisés :	42
II.5.1 :	Béton	42
II.5.2 :	Acier.....	42
II.6 :	Charges appliquées	42
II.6.1 :	Charges gravitaires [16] :	42
II.6.2 :	Charges sismiques	43
II.7	Modélisation non linéaire des portiques :	44
➤	Introduction des valeurs du <i>Push XX</i> :	46
➤	Analyse statique non linéaire et courbe de capacité	47
CHAPITRE III : présentation et discussion des résultats de l'étude		49
Partie A : ETUDE UTILISANT LE FERRAILLAGE MINIMUM DU RPA99/2003		49
A-1	INTRODUCTION.....	49
A-2	Résultats des modélisations numériques des portiques avec FERRAILLAGE MINIMUM du RPA sur logiciel ETABS.....	49
A-2-1	Portique R+1 :	49
A-2-2	Portique R+2 :	52
A-2-3	Portique R+3	54

A-2-4 Portique R+4	56
A-2-5 Portique R+5 :	58
A-2-6 Portique R+6	60
A-2-7 Portique R+7	62
A-2-8 Portique R+8	64
Interprétation :	67
PARTIE B : CALCUL DU FERRAILLAGE DES PORTIQUES	67
B-1 INTRODUCTION :	67
B-2 FERRAILLAGE DES POUTRES :	67
B-2. 1 Recommandation pour le ferrailage des poutres :	68
B-2.2 Ferrailage des poutres:	69
B-3 FERRAILLAGE DES POTEAUX :	70
B-3- 1 Recommandation du RPA 99 Version 2003 vis-à-vis des armatures longitudinales:	71
B-3- 2 Calcul du ferrailage des poteaux dans le sens xx:	71
B-3- 3 Vérification des zones nodales :	72
B-4 RESULTATS APRES CALCUL DU FERRAILLAGE DES PORTIQUES :	74
Discussions :	81
PARTIE C : CHANGEMENT DES NUANCES D'ACIER	82
C-1 Introduction	82
C-2 Comportement des portiques	82
Conclusion	86
Conclusions	87

La liste des tableaux :

Tableau I-1: Hauteur maximales prescrites par le RPA99/2003 pour les bâtiments contreventés par portiques.	6
Tableau I.2. Niveaux de performance, selon FEMA 356 et l'ATC 40	21
Tableau I.3. Définition de l'échelle de dommage du règlement EMS -98.....	22
Tableau I.4: Valeurs pour le facteur de modification de l'amortissement.....	29
Tableau I.5: Type de comportement structurel.	30
Tableau II.1 : Descente de charges.....	37
Tableau II.2: Résultats trouvés pour le moment élastique M_y et le moment ultime M_u :	39
Tableau II.3: résultats moments–courbure dans les poutres.....	39
Tableau II.4: Vérification des zones nodales du bâtiment en (R+8).....	40
Tableau II.5: Ferrailage longitudinal des poteaux	40
Tableau II.6: La longueur des rotules plastique	45
Tableau III-1 : niveaux de déplacement des différents domaines de dommages(R+1).....	51
Tableau III-2 : niveaux de déplacement des différents domaines de dommages(R+2)	53
Tableau III-3 : niveaux de déplacement des différents domaines de dommages(R+3)	55
Tableau III-4 : niveaux de déplacement des différents domaines de dommages(R+4)	57
Tableau III-5 : niveaux de déplacement des différents domaines de dommages(R+5)	59
Tableau III-6 : niveaux de déplacement des différents domaines de dommages(R+6)	61
Tableau III-7 : niveaux de déplacement des différents domaines de dommages(R+7)	63
Tableau III-8 : Niveaux de déplacement des différents domaines de dommages(R+8).....	65
Tableau III-9 : Ferrailage en appuis inférieurs des poutres principales.....	69
Tableau III-10 : Ferrailage en appuis supérieurs des poutres principales	69
Tableau III-12 : Moment élastique M_y et moment ultime M_u :	73
Tableau III-13 : Vérification des zones nodales du bâtiment en (R+8).....	73
Tableau III-14 : les valeurs du déplacement correspondant au point de performance	76
Tableau III-15: Distribution des rotules plastiques des huit portiques étudiés.	78
Tableau III-16 : Niveaux de déplacement des différents domaines de dommages (pour les huit portiques)	79
Tableau III-17 : Valeurs des déplacements correspondant aux points de performance	83
Tableau III-18: la distribution des rotules plastiques des différents portiques étudiés.....	84
Tableau III-19 : niveaux de déplacement des différents domaines de dommages (pour les trois portiques)	85

La liste des figures :

Chapitre I :

Figure I-1 : Épicentre et foyer d'un séisme	4
Figure I-2 : Séisme de BOUMERDES, 21 mai 2003.....	5
Figure I-3 : Schéma d'un portique (poteaux et poutres).....	5
Figure I-4 : Vue en plan sur une structure mixte composée de voiles porteurs couplés à des portiques	6
Figure I-5 : Plastification due à la flexion des nœuds.....	7
Figure I-6 : Dommages sur les éléments non structuraux.....	7
Figure I-7 : Structures présentant des étages transparents (RDC).....	8
Figure I-8 : Poteaux courts dus au vide sanitaire.	8
Figure I-9 : Qualité de béton est mauvaise.	8
Figure I-10 : les cadres sont absents au cœur du nœud	8
Figure I-11 Deux structures de même types (structure auto-stable en béton armé).....	8
Figure I-12. Fissuration par flexion dans la travée des poutres,	9
(Séisme de BOUMERDES, Algérie 2003).....	10
Figure I-13 Fissuration par cisaillement dans la poutre.	11
Figure I-14 Rupture de la zone nodale	11
Figure I-15 Rotule dans le poteau (comportement à éviter)	11
Figure I-16 Rotule dans la poutre (comportement recherché).....	12
Figure I-17 Flambement d'armatures longitudinales.....	12
Figure I-18 Dislocation de la section	13
Figure I-19: Comportement non-linéaire idéalisé d'un élément structurel	13
Figure I-20: Relation Moment-Courbure idéalisée d'un élément structurel	14
Figure I-21: Distribution du Moment-Courbure au niveau des zones critiques.....	14
Figure I.22 : Courbure d'une section de poutre rectangulaire.....	16
Figure I.23 : Distribution réelle et idéalisée de la courbure dans le domaine inélastique d'une poutre soumise à une charge sismique	16
Figure. I-24 : Diagramme moment –rotation	16
Figure. I-25: Courbure d'une section rectangulaire soumise à un moment et effort axial	17
Figure I-26 : Courbe de capacité (Pushover)	19
Figure I-27 Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité.....	20
Figure I-28 : Relation force déformation d'une rotule plastique FEMA 356.....	20
Figure I-29. Présentations de l'état d'endommagement des structures en béton armé	23

Figure I.30 : Idéalisaton de la courbe de capacité.....	23
Figure I.31 Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité	26
Figure I.32 Spectre de réponse élastique format (S_a-T)	26
Figure I.33 : Spectre de réponse élastique format (S_a-S_d).....	27
Figure I.34: Détermination de point de performance d'essai.....	27
Figure I.35: Idéalisaton de la bilinéaire de la courbe de capacité.....	28
Figure I.36: Schématisation de l'énergie dissipée par la structure	28
Figure I.37: Types de comportement de la structure.....	29
Figure I.38: Famille des spectres réduits.....	30
Figure I.39: Courbe de capacité et famille des spectres réduits	31
Figure I.40: Représentation bilinéaire de la courbe de capacité.....	31
Figure I.41: les point (d_{pi} ; β_{eff}) résultants.....	32
Figure I.42: Point de performance.	32

Chapitre II :

Figure II-1 : Présentation des portiques R+1, R+2, R+3, R+4, R+5, R+6, R+7 et R+8.	34
Figure II-2 : Vue en plan des bâtiments R+1, R+2, R+3, R+4, R+5, R+6, R+7 et R+8 étudiés	35
Figure II-3 : disposition des armatures (RPA99/version 2003).....	36
Figure II-4 : Schéma de ferrailage de la section de poutres	36
Figure II-5 : La zone nodale.....	38
Figure II-6 : Détails du ferrailage du portique R+8	41
Figure II.7 : distribution des charges sur les poutres principales	42
Figure II-8 Spectre de réponse de calcul	44
Figure II.9 Attribution des Rigid end Offests aux bouts des éléments poutres et poteaux.	45
Figure II.10. Introduction des rotules plastiques dans les poutres	46
Figure II.11. Introduction des rotules plastiques dans les poteaux	46
Figure II.12 : chargement de l'analyse push over sous charges verticales.....	46
Figure II.13 : chargement de l'analyse push over (Sens xx).	47
Figure II.14: Spectre de capacité (S_a-S_d).	47

Chapitre III :

Figure III.1 : Courbe de capacité du portique R+1(zone III ; site S3)	49
Figure III.2 point de performance (R+1) (zone III ; site S3).....	50
Figure III.3 : Distribution des rotules plastiques dans le portique (R+1) (zone III ; site S3).....	51
Figure III.4 Emplacement du point de performance (R+1) (zone III ; site S3)	52
Figure III.5 Point de performance (R+2) (zone III ; site S3).....	52

Figure III.6 : Distribution des rotules plastiques dans le portique (R+2) (zone III ; site S3)	53
Figure III.7 Position du point de performance (R+2) (zone III ; site S3).....	54
Figure III.8 point de performance (R+3) (zone III ; site S3).....	54
Figure III.9 : Distribution des rotules plastiques sur le portique (R+3) (zone III ; site S3)	55
Figure III.10 Domaine du point de performance (R+3) (zone III ; site S3).....	56
Figure III.11 point de performance (R+4) (zone III ; site S3).....	56
Figure III.12 : Distribution des rotules plastiques sur le portique (R+4) (zone III ; site S3)	57
Figure III.13 Position du point de performance (R+4) (zone III ; site S3).....	58
Figure III.14 point de performance (R+5) (zone III ; site S3).....	52
Figure III.15 : Distribution des rotules plastiques sur le portique (R+5) (zone III ; site S3)	59
Figure III.16 Domaine d'apparition du point de performance (R+5) (zone III ; site S3)	60
Figure III.17 point de performance (R+6) (zone III ; site S3).....	60
Figure III.18 : Distribution des rotules plastiques dans le portique (R+6) (zone III ; site S3)	61
Figure III.19 Position du point de performance (R+6) (zone III ; site S3).....	62
Figure III.20 point de performance (R+7) (zone III ; site S3).....	62
Figure III.21 : Distribution des rotules plastiques dans le portique (R+7) (zone III ; site S3)	63
Figure III.22 le domaine de point de performance (R+7) (zone III ; site S3).....	64
Figure III.23 point de performance (R+8) (zone III ; site S3).....	64
Figure III.24 : Distribution des rotules plastiques dans le portique (R+8) (zone III ; site S3)	65
Figure III.25 Domaine du point de performance (R+8) (zone III ; site S3).....	66
Figure III.26 Déplacement spectrale en fonction du nombre d'étage (zone III ; site S3).	66
Figure III.27 : Ferrailage d'une section de poutre	70
Figure III.28 : Ferrailage du portique étudié (R+8).	74
Figure III.29 : Courbe de capacité de portique R+1(zone III ; site S3)	75
Figure III.30 Position du point de performance (R+1, R+2, R+3, R+4, R+5, R+6, R+7 et R+8) (zone III ; site S3)	76
Figure III.31 le déplacement spectrale en fonction de nombre d'étage (zone III ; site S3).....	77
Figure III.32: Distribution des rotules plastiques, aux <i>points de performance</i> , dans les portiques ; R+1, R+2, R+3, R+4, R+5, R+6, R+7 et R+8 implantés sur site meuble et zone de forte sismicité.....	78
Figure III.33 Position du point de performance par rapport aux limites des domaines d'endommagement (R+1, R+2, R+3, R+4, R+5, R+6, R+7 et R+8) (zone III ; site S3)	81
Figure III. 34 Position du point de performance (R+3, R+4, R+5), 500 MPa(zone III ; site S3).....	83
Figure III.35: Distribution des rotules plastiques, <i>aux points de performance</i> , dans les portiques R+3, R+4 et R+5 implantés sur site S ₃ et dans la Zone III, (Pour une nuance d'acier de 500 MPA)	84
Figure III. 36 le domaine de point de performance (R+3, R+4, R+5) 500(MPa) (zone III ; site S3).....	86

Introduction

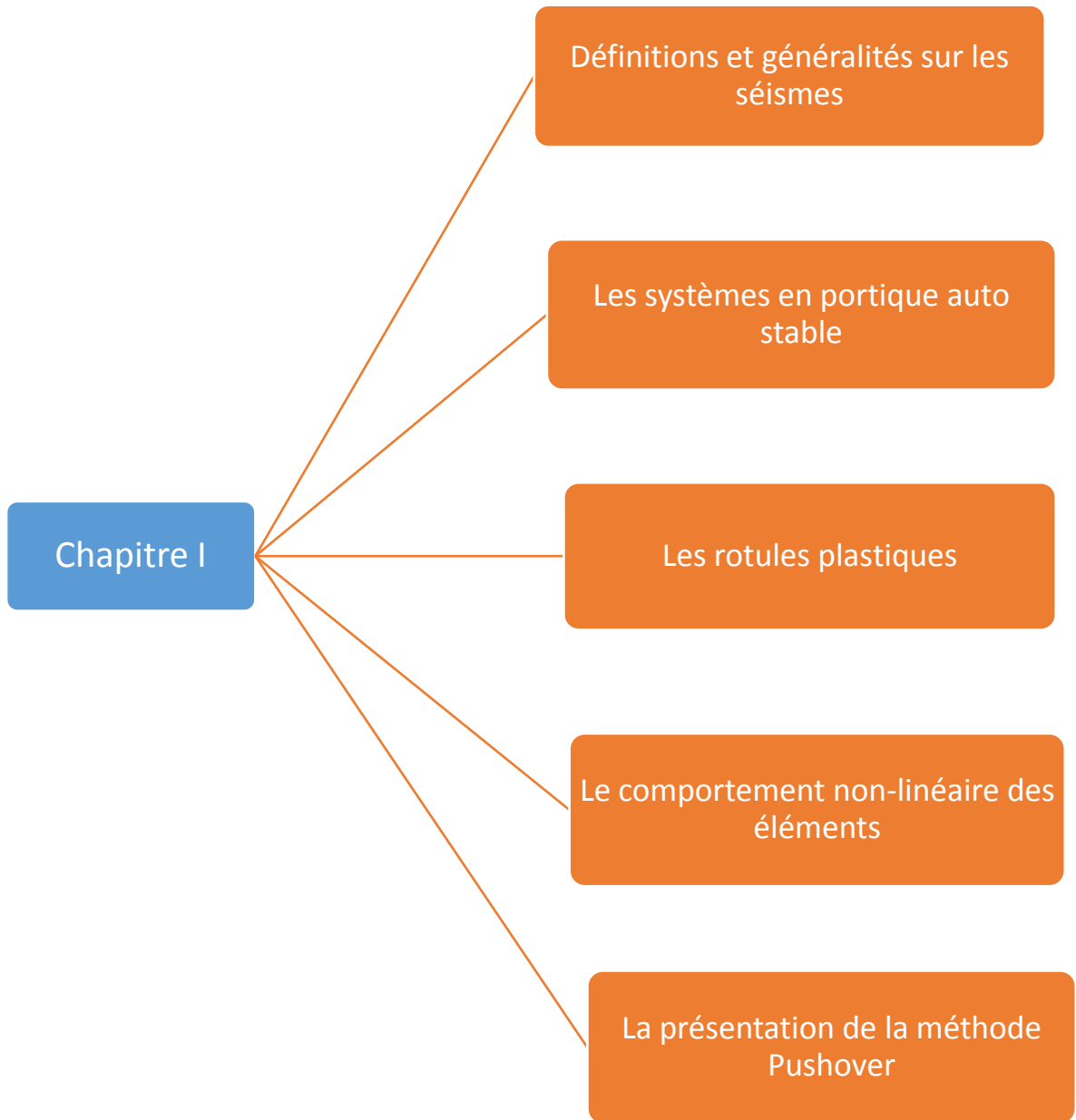
La réponse d'un bâtiment à un tremblement de terre est conditionnée, non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par sa rigidité structurelle. Les structures relativement flexibles (notamment en portiques) ont un bon comportement sous chargement sismique. Cependant, l'analyse de ces structures montre que cette typologie doit supporter d'importants déplacements et par conséquent des dommages sévères sur ses éléments structuraux et non structuraux.

Ces dégâts occasionnés sur ces structures en portiques auto-stables ont mis en évidence leur vulnérabilité sismique. En effet, le constat alarmant après passage de l'onde sismique du 21 mai 2003 à Boumerdes pousse les responsables du Centre Génie paraSismique à imposer de nouvelles prescriptions, plus restrictives, concernant la hauteur des structures auto-stables en zone sismique. Ainsi, dans l'Addenda du RPA 99 publié en 2003, la hauteur des structures auto-stables en béton armé avec remplissage en maçonnerie rigide est limitée à deux (02) niveaux ou huit (08) mètres en zone III tandis que celle des portiques auto-stables sans remplissage en maçonnerie rigide sont limités à trois (03) niveaux ou onze (11) mètres en III [34]. Cette limitation a eu un impact considérable sur la construction en Algérie. Sachant que la demande en logement ne pouvant être satisfaite qu'en construisant en élévation, le recours à d'autres systèmes constructifs devenait indispensable. Parallèlement à cela, la réalité a montré qu'il existait des bâtis, au-delà des hauteurs prescrites par le RPA, qui étaient stable et qui n'ont subi aucun dommage. *Est-ce donc la solution « d'abolir » ou de « diaboliser » le système poteaux-poutre ?*

Aujourd'hui, les bureaux d'études optent systématiquement pour des structures à contreventement mixte (portiques et voiles de béton armé), dès que la hauteur de l'ouvrage dépasse les limites fixées par le RPA2003. Les études expérimentales et numériques ont montré que cette typologie (plus rigides) présentait en général, un bon comportement sismique. Toutefois, lorsqu'elle est mal conçue, elle peut être tout aussi vulnérable, sinon plus, qu'une structure auto-stable. En effet, concevoir un bâtiment pour que les voiles et les portiques reprennent conjointement les efforts sismiques est délicat, surtout que sur chantier, la qualité d'exécution, des voiles en béton armé, en Algérie, est assez aléatoire !

Le comportement global d'une structure auto-stable en béton armée est régi par le comportement local de ses différents portiques (Nekmouche et al., 2017)[32]. En effet, l'étude du comportement d'une structure est conditionnée par celle du comportement local, *le portique*. Le RPA2003 fixant le seuil d'élévation pour les structures en portiques auto-stables, se limite à un calcul linéaire des structures, ce qui reste *insuffisant*. En effet, plusieurs travaux montrent l'importance d'aller dans le domaine non linéaire et subséquent de pousser une structure (en particulier, un portique) jusqu'à atteindre sa limite. Dans la littérature, depuis quelques années, un engouement particulier est donné à cette méthode « PUSH-OVER » (Zou et al., 2005[38] ; Dinar et al., 2014[15] ; Louzai et al., 2015[26], kahil et al., [23]). Fondée par le règlement américain ATC40, cette méthode en poussée progressive 'pousse la structure', suivant un schéma de distribution bien précis (triangulaire, rectangulaire...) (Louzai et al., 2015)[26], jusqu'à rupture[12].

Ce travail a pour but de présenter et d'évaluer la condition du RPA [34] sur la hauteur des portiques auto-stables en béton armé en utilisant l'analyse pushover. Il se compose ainsi de quatre grandes parties ; *Une première*, qui présente des définitions et généralités sur les séismes, les systèmes en portique auto stable, les rotules plastiques, le comportement non-linéaire des éléments ainsi que la présentation de la méthode Pushover, *En seconde partie*, la présentation des portiques, leurs dimensionnement selon les conditions minimales du RPA 99/version 2003 et la modélisation non linéaire sont effectués. Pour ce faire, le logiciel de calcul non linéaire ETABS9.6.0 est utilisé. Les résultats et interprétations arrivent en *troisième lieu*, où ces derniers sont donnés sous formes de tableaux et de figures explicatifs étayés par les règlements EMS98 et FEMA356. La *quatrième partie* se consacre au calcul du ferrailage, basé sur les règles du BAEL91 et du RPA99/2003. Le changement de la nuance d'acier est effectué en *cinquième partie*, afin d'avoir de meilleurs résultats en terme de déplacement du point de performance. *Enfin*, les principales conclusions ainsi que quelques perspectives sont exposées.



I.1- Problématique :

La réglementation parasismique entrée en vigueur en Algérie, depuis 1981, revue en 1983, en 1988, puis en 1999 et enfin en 2003, reste insuffisante en vue des constatations faites durant tous les séismes qui ont frappés le pays et marqués les esprits. En effet, les dégâts survenus sur le patrimoine immobilier, lors du dernier séisme en date du 21 mai 2003 sont révélateurs d'insuffisances en matière de conception et de réalisation d'ouvrages capable de résister aux effondrements. Le diagnostic établis incrimine la force de la secousse sismique, la mauvaise gestion d'urbanisme, mais pourquoi ne pas incriminer les carences en matière de réalisation et d'exécution ou peut-être même les défaillances en matière de réglementation ?

Les problèmes actuels rencontrés dans nos constructions, en particulier à portiques auto-stables restent toujours à évaluer. Encore quinze ans après les constatations faites durant le dernier séisme, la réglementation parasismique algérienne paraît insuffisante. Demander au citoyen Algérien de limiter ses constructions en hauteur, puis d'introduire des voiles systématiquement, est-ce réellement la solution ?

Enfin, sachant que la réalisation des voiles sur nos chantiers se fait toujours mal. N'y aurait-il pas d'autres solutions pour rendre le système en portiques capable de reprendre seul les charges sismiques?

I. 2- Objectif :

L'objectif assigné à cette étude d'évaluer la condition du RPA99/2003 sur la hauteur des portiques auto-stables en béton armé. Pour ce faire, des modélisations numériques, en dépassant la condition exigée sur la hauteur sont entreprises. Par la suite, nous interpréterons les résultats obtenus sur des courbes de capacité et des points de performances à l'aide de niveaux d'endommagement.

Nous allons dans ce qui suit, nous limiter aux constructions auto-stables en béton armé, sans tenir compte de la limitation en hauteur, exigé par le RPA99 révisé en 2003. Ainsi, nous chercherons à évaluer l'influence du nombre d'étages sur la performance sismique et les degrés d'endommagement des structures auto-stable en BA.

I.3- Les Séismes :

Les constructions sont soumises à trois types d'actions ; permanentes, variables et accidentelles. Parmi ces actions accidentelles, on retrouve « les séismes ».

Séisme, terme synonyme de « **tremblement de terre** » est une secousse plus ou moins violente du sol, due le plus souvent à la rupture d'une faille, activée par les lents mouvements tectoniques qui animent en permanence la croûte terrestre. Cette rupture émet des ondes qui, en se propageant, engendrent des secousses à composantes horizontale et verticale. L'intensité des secousses verticales est en général plus faible que celle des secousses horizontales. Les vibrations verticales sont importantes près de l'épicentre du séisme, qui est le point de la surface terrestre à la verticale du « foyer », où la rupture de la faille a été déclenchée. Ainsi, on remarque que l'importance des dommages diminue avec la distance à l'épicentre (**figure I-1**) [14].

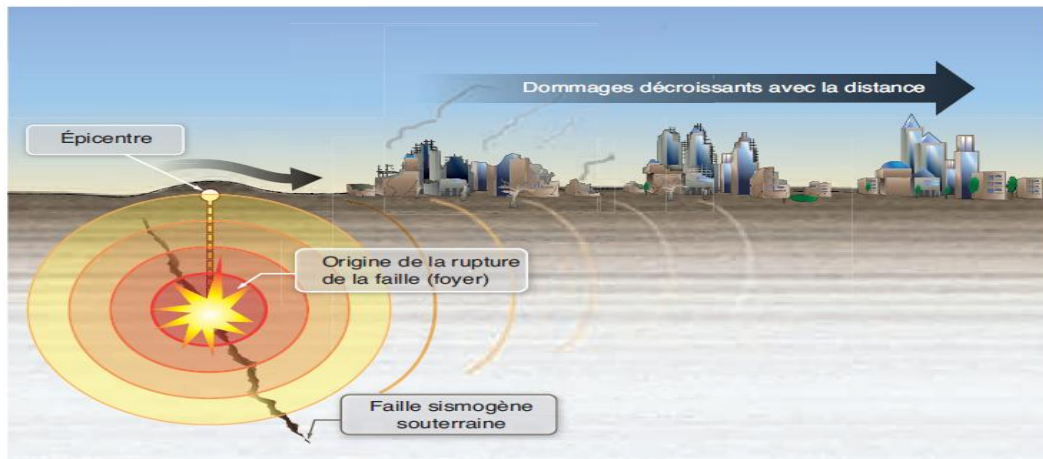


Figure I-1 : Épicentre et foyer d'un séisme [14].

I.3.1- Effets des séismes sur les constructions :

Lors d'un séisme, l'intensité des forces sismiques agissant sur une structure est conditionnée entre autre, par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure. En effet, les constructions subissent des oscillations horizontales, verticales et de torsion, provoquées par des mouvements du sol d'assise. En raison de la vitesse et de la durée des oscillations, les constructions non parasismiques peuvent subir des dommages importants, voir s'effondrer.

Durant les dernières années, les quatre coins du globe terrestre ont connu plusieurs séismes de faibles, moyennes à grandes magnitude, allant parfois, de la simple frayeur, au chaos général (ex. Indonésie, 09 août 2018).

I.3.2- Séismes en Algérie :

L'Algérie a subi plusieurs séismes violents et dévastateurs. Nous citons, celui d'Oran en 1790 et Gouraya en 1891. Plus récemment, les séismes d'Orleansville (09.09.1954), d'El Asnam (10.10.1980), de Constantine (27.10.1985), de Tipaza (29.10.1989), de Mascara (17.08.1994), d'Alger (04.09.1996), d'Ain Timouchent (22.12.1999), de Beni Ouartilane (10.11.2000) et de Boumerdes (21.05.2003). Tous ces tremblements de terre ont secoué le pays, laissant derrière eux des familles endeuillés et des dégâts considérables sur le bâti Algérien.

En effet, le dernier séisme en date du 21 mai 2003, de magnitude 6.8 sur l'échelle de Richter, s'est produit dans une zone où l'activité sismique était considérée comme relativement modérée. Une faille importante non cartographiée de l'ordre de quelques dizaines de kilomètres a été à l'origine de ce séisme. Des études de risques sismiques ont conduit à une vulnérabilité avérée du système poteaux poutres (Hamizi et al., 2010)[30]. Cet exemple d'étude a en effet, estimé les dommages puis calculé la vulnérabilité des bâtiments à ossatures auto-stables de la région touchée par ce dernier séisme, ville de Boumerdès.



Figure I-2 : Séisme de BOUMERDES, 21 mai 2003.

I.4- Typologies des structures les plus répandues en Algérie :

D'un point de vue stabilité sous charges horizontales (séismes,...), on distingue deux types de structures en béton armé: les structures en portique auto-stable et les structures mixte.

Les structures en béton armé peuvent être contreventées de plusieurs manières. Ces systèmes de contreventement dépendent de la hauteur de la structure, du sol d'implantation, des caractéristiques dynamiques de la structure et des systèmes constructifs. Parmi ces systèmes de contreventements, nous distinguons :

I.4.1- Le contreventement en portique auto-stable :

Les portiques sont des ossatures constituées d'un assemblage de poteaux et de poutres conçus pour résister aux forces de pesanteur (le poids du bâtiment et les surcharges d'exploitations), mais aussi aux forces horizontales, dont le séisme. Cette résistance implique surtout, la rigidité des nœuds.

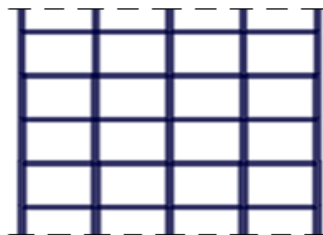


Figure I-3 : Schéma d'un portique (poteaux et poutres).

I.4.2- Le contreventement mixte « voiles et portiques »:

Ce système est adopté lorsque, le contreventement par portiques auto-stables n'est pas utilisable et n'est pas préconiser, pour une raison ou une autre.

Ce type de structure est réalisé par un couplage entre des voiles de contreventement en béton armé et des portiques, comme illustré sur la **figure I-4**. Le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales (de pesanteur) est assuré par les portiques (poteaux et poutres). En ce qui

concerne la résistance aux forces horizontales dues au séisme, elle est assurée par les voiles. Aussi les voiles peuvent reprendre une petite partie des charges verticales.

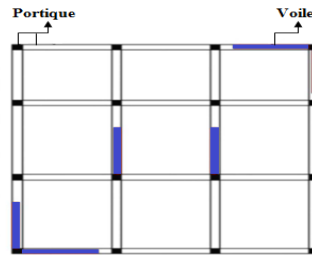


Figure I-4 : Vue en plan sur une structure mixte composée de voiles porteurs couplés à des portiques.

I.4.3- Structures contreventées par portiques en béton armé :

Les bâtiments contreventés par des portiques sont des structures considérées comme étant relativement flexibles et sont, en théorie, censés répondre à un bon comportement sous chargement sismique.

Règlement Parasismique Algérien (RPA) [34]:

➤ **Portiques auto-stables sans remplissage en maçonnerie rigide :**

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales. Pour cette catégorie, les éléments de remplissage ne doivent pas gêner les déformations des portiques (cloisons désolidarisées ou cloisons légères dont les liaisons ne gênent pas le déplacement des portiques).









➤ **Portiques auto-stables avec remplissage en maçonnerie rigide :**

C'est une ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales.

Les éléments de remplissage de la structure sont constitués par des murs en maçonnerie, de petits éléments insérés dans le cadre poteaux-poutres dont l'épaisseur (hors crépissage) ne dépasse pas 10 cm [RPA99 révisé en 2003, article 3.4]. En outre les remplissages concernés doivent être disposés en plan aussi symétriquement que possible par rapport au centre de masse de chaque étage, de façon à ne pas aggraver une dissymétrie éventuelle du système de contreventement en béton armé de l'étage (portique auto-stable).

Les hauteurs à ne pas dépasser pour ces deux systèmes sont résumés dans le **tableau I-1**.

Tableau I-1: Hauteur maximales prescrites par le RPA99/2003 pour les bâtiments contreventés par portiques.

Portiques	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
Sans remplissage	 5 niveaux ou 17 mètres	 4 niveaux ou 14 mètres	 3 niveaux ou 11 mètres	 3 niveaux ou 11 mètres
Avec remplissage	 5 niveaux ou 17 mètres	 4 niveaux ou 14 mètres	 3 niveaux ou 11 mètres	 2 niveaux ou 8 mètres

I.5- Observations sur les structures auto-stables, durant le séisme de 2003 :

Les constatations et les études menées lors de ce dernier séisme ont montrés que cette typologie de structures est soumise à de grands déplacements relatifs entre deux étages consécutifs. Par conséquent, cela engendre des dommages sévères sur les éléments non structuraux. Aussi, les « nœuds », zones de jonction poteaux-poutres, subissent des efforts élevés. Ils constituent ainsi, les zones les plus vulnérables de l’ossature. Ces zones sont sensibles aux renversements d’efforts qui réduisent d’une manière irréversible l’adhérence entre l’acier et le béton en région sismique. Leurs volumes doivent être frettés afin de prévenir le gonflement et l’éclatement du béton. L’insuffisance de frettage a souvent entraîné l’éclatement des nœuds ou la rupture en tête des poteaux, plus particulièrement en façade et notamment dans les angles [21]. Pour avoir un aperçu de ce type d’endommagement rencontré sur les structures en portiques auto-stables, des photos prises lors de la mission AFPS sont données dans ce qui suit.



Figure I-5 : Plastification due à la flexion des nœuds [2].



Figure I-6 : Dommages sur les éléments non structuraux [2].



Figure I-7 : Structures présentant des étages transparents (RDC) [2].



Figure I-8 : Poteaux courts dus au vide sanitaire [2].



Figure I-9 : Qualité de béton est mauvaise [2].



Figure I-10 : les cadres sont absents au cœur du nœud [2].

On remarque sur les différentes photos ci-dessus, les différentes causes de désordres rencontrées le 21 mai 2003.

Certaines constructions se sont bien comportés tandis que d'autres de même type se sont effondrés en mille-feuilles. Il est donc important d'identifier les causes multiples des dommages [2]. Ainsi, sur la **figure I. 11**, on voit clairement une structure en poteaux poutre qui s'effondre et une autre juste à côté qui reste dressé, sans effondrement.



Figure I-11 Deux structures de même types (structure auto-stable en béton armé) [2].

Durant ce dernier séisme du 21 Mai 2003, les structures contreventées par portiques auto-stables ont été les plus touché par ce séisme, cela est dû entre autres à [1] :

- La plastification « rotules plastiques » des nœuds poteaux-poutres,
- La rupture par écrasement (due à des efforts de compressions importants),
- Au cisaillement des poteaux,
- Au flambement des poteaux,
- Au décollement du béton d'enrobage etc.

I.6- Le phénomène de plastification « Rotules plastiques » :

Sous un chargement sismique, l'apparition des rotules plastiques se fait aux extrémités des éléments structuraux, de préférence dans les poutres. La dissipation de l'énergie sismique se fait à travers l'apparition de ses rotules plastiques.

Zone d'un élément de structure (poutre, poteau ou voile) subissant des déformations irréversible, la rotule plastique est capable de dissiper de l'énergie sous sollicitations alternées. Au-delà d'un seuil de sollicitation, elle se comporte comme une articulation autorisant la rotation des autres parties de l'élément [34].

I.6.1- La plastification par flexion et par cisaillement :

Les dégradations observées sur les structures en portiques en béton armé après un évènement sismique, se répartissent essentiellement en trois catégories :

- Endommagement par flexion associé à des courbures ou des rotations,

- Endommagement par effort tranchant associé au cisaillement dans les poutres ou dans les poteaux,
- Endommagement des nœuds associé aux efforts de compression et de traction.

➤ **Plastification des poutres par flexion** : L'une des causes de ces dommages est la fissuration par flexion dans la travée des poutres (figure I-12). De telles fissures préexistantes auraient été dues à des charges gravitaires ou en raison des effets de la composante verticale du séisme) [24].



Figure I-12. Fissuration par flexion dans la travée des poutres, (Séisme de BOUMERDES, Algérie 2003)[24].

➤ **Plastification par effort tranchant associé au cisaillement dans les poutres** : Ces fissures sont principalement attribuables, aux insuffisances des armatures de cisaillement. Elles sont plus dangereuses que les fissures par flexion, mais en général ne sont pas critiques à l'égard de la sécurité globale du bâtiment [24].



Figure I-13 Fissuration par cisaillement dans la poutre.

Dans le cas, de poteaux à :

- **élancement faible** : Les poteaux courts ou d'élancement faible présentent une rupture fragile par cisaillement et une charge axiale élevée (Amr S. Elnashai, 2008) [5]. Lorsqu'ils sont soumis à des chargements cycliques, ils peuvent avoir des fissures inclinées par cisaillement. Ce comportement peut être amélioré si le contre-renfort est utilisé et en particulier, si plusieurs croix de renforcement (formant un treillis) sont employées.

- **élancement moyen** : Des poteaux d'élancement moyen présentent une défaillance mixte (fissure / cisaillement) dont la quantité du ferrailage transversal est un paramètre critique.
- **élancement élevé** : Les poteaux d'élancement élevé sont caractérisés par un type de dommages par flexion. Ce type de dommage est constitué d'écaillage de l'enrobage, puis d'écrasement de la zone de compression, flambement des barres longitudinales et des fractures des étriers en raison de l'expansion du noyau (H. Sezen, 1999) [36].

Un autre type de défaillance peut être causé par l'interaction avec les remplissages de maçonnerie où les remplissages sont présents uniquement dans un côté du poteau (H. Sezen, 1999) [36].

I.6.2- Rotules plastiques aux nœuds poteaux-poutres :

L'article 7.6.2 du RPA 99/2003 exige la vérification de la somme des moments résistants ultimes dans les zones nodales poteau-poutre. Pour que la rotule plastique se forme dans les poutres plutôt que dans les poteaux, cet article recommande que les moments résistants des poteaux soient au moins 25% plus forts que ceux des poutres. Ainsi, sur la **figure I.14**, on voit clairement l'effet dévastateur « poutre forte/poteau faible ». Cet effet peut être amplifié par une discontinuité des armatures ou de la section du poteau ou par une mauvaise qualité du béton [1].



Figure I-14 Rupture de la zone nodale [1].

Même si le poteau de la **figure I-15** est suffisamment et correctement armé, tant en armatures longitudinales qu'en cadres (béton bien confiné), ceci reste insuffisant. En effet, lors d'un fort mouvement horizontal, le poteau « faible » va faire effondrer la structure. Par contre sur la **figure I-16**, le principe 'poteau fort-poutre faible' induit une plastification dans la poutre; Le poteau est ainsi libéré, avec un moment réduit. Le plancher reste accroché et la structure, qui demeure sans risque d'effondrement.

Il a été constaté que ce mode de ruine par formation de rotules plastiques dans les poteaux était le plus courant et a constitué la cause principale d'effondrement total ou partiel de la majorité des constructions n'ayant pas résisté en 2003 [1].



Figure I-15 Rotule dans le poteau
(comportement à éviter) [1]



Figure I-16 Rotule dans la poutre
(comportement recherché) [1]

En plus de la condition poteau faible/poutre forte, le RPA [34] prévoit la continuité du ferrailage transversal des poteaux en zones nodales. Des cadres en double U ou ordinaires (lorsqu'il est possible de les placer) doivent être disposés dans le portique comme illustré sur la figure 7.5 de l'article 7.5.2.2 du même règlement. Le manque de cadres dans cette zone très sensible des poteaux conduit à son affaiblissement vis-à-vis des efforts tranchants et des moments. Sans ferrailage transversal, le béton n'est pas assez confiné, les armatures longitudinales peuvent flamber et la section peut se fissurer en X ou s'effriter complètement. Les **figures I-17** et **I-18** montrent les dégâts subis par deux poteaux appartenant à deux constructions différentes.



Figure I-17 Flambement d'armatures
longitudinales [1]



Figure I-18 Dislocation de la section
[1]

Les causes des dommages des différentes constructions pendant un séisme sont multiples. Toutefois nous avons eu un aperçu des dégâts liés à la typologie « poteaux-poutres en béton armé » durant le séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003. En effet, les structures contreventées par portiques auto-stables ont été les plus touchées par ce séisme mais ceci ne veut pas forcément dire que le portique auto-stable résiste mal aux sollicitations sismiques. Cependant, il faudrait améliorer sa mise en œuvre et prendre en compte dans les notes de calculs, tout phénomène et toute disposition constructive pouvant le rendre vulnérable. En résumé, la malfaçon est la cause principale des dommages.

I.7- Comportement non-linéaire idéalisé des éléments de la structure :

Les éléments constitutifs du système de contreventement des structures obéissent généralement aux mêmes lois, régissant le comportement de leurs matériaux constitutifs mais à une échelle plus grande.

Le comportement élastique et inélastique idéalisé d'une section en générale est représenté sur la figure I-19 :

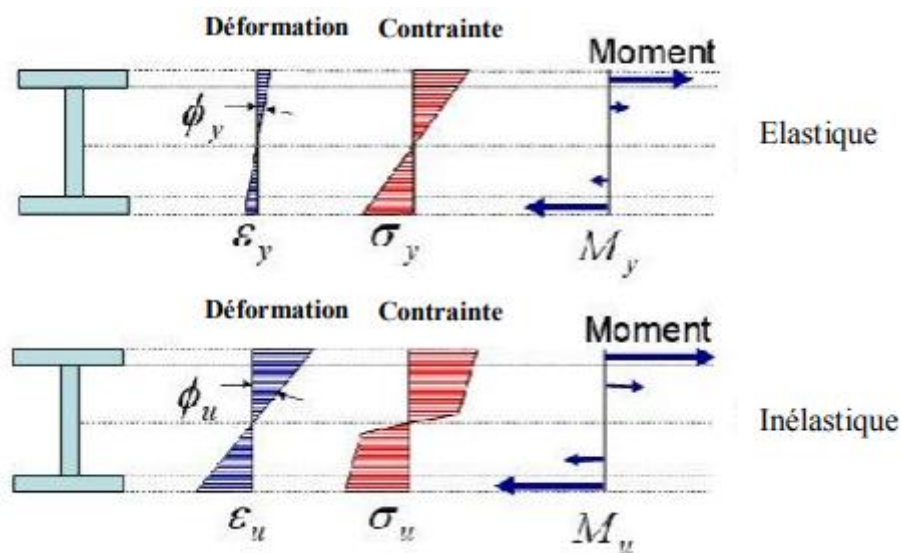


Figure I-19: Comportement non-linéaire idéalisé d'un élément structurel [8].

Cette figure représente la distribution du moment et de la courbure au niveau d'une section générale. Généralement, le comportement sismique des éléments de la structure est exprimé par des diagrammes moment – courbure. Exemple sur la **figure I-20** :

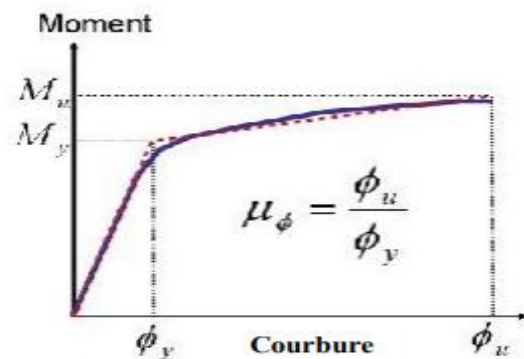


Figure I-20: Relation Moment-Courbure idéalisée d'un élément structurel [8].

Dans ce qui suit, ce concept est expliqué pour les principaux éléments du système de contreventement des bâtiments en béton armé.

I.7.1- Comportement non-linéaire idéalisé des zones critiques :

Le comportement non linéaire des éléments constitutifs des structures en béton armé est pris en compte par l'introduction des modèles appropriés des diagrammes moment (M) – rotation (θ), au niveau de leurs extrémités et sur une longueur connue, sous le nom de rotule plastique. La rotule plastique est une dimension fictive qui permet le calcul simplifié des déformations d'un élément de construction en cours de plastification. L'élaboration de ces modèles pour chaque élément de la structure nécessite un ensemble de données telles que : ses dimensions, sa section transversale, son ferrailage et les caractéristiques des matériaux de construction [22].

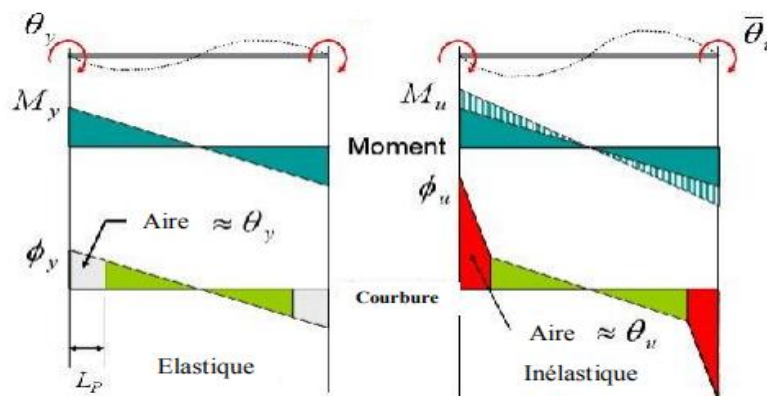


Figure I-21: Distribution du Moment-Courbure au niveau des zones critiques [8]

La figure ci-dessus illustre le cas d'un élément poutre où les rotules plastiques sont dues au moment de flexion.

I.7.2- Comportement sismique des poutres :

Les poutres sont des éléments de structure auxquelles une large portion de dissipation d'énergie sismique est attribuée, par le biais de leur mécanisme flexionnel de plastification. Le comportement sismique des poutres est exprimé en fonction du diagramme moment (M) – courbure (ϕ). La courbure d'une section de poutre selon la théorie classique de flexion est

égale au ratio de la déformation correspondante à certaine fibre de cette section par rapport à sa distance de l'axe neutre [18] (**figure I.22**).

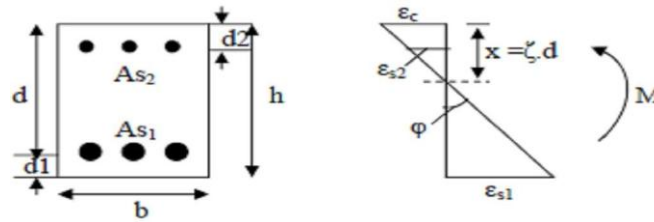


Figure I.22 : Courbure d'une section de poutre rectangulaire [22].

La courbure est donnée par la relation suivante :

$$\phi = \frac{\epsilon_c}{x} \quad (I.1)$$

Avec :

ϵ_c est la déformation (raccourcissement) correspondant à la fibre comprimée du béton

x est sa distance à partir de l'axe neutre

De même :

$$\phi = \frac{\epsilon_{s1}}{d-x} \quad (I.2)$$

Avec :

ϵ_{s1} est la déformation (allongement) des aciers tendus

d : profondeur effective de la section de poutre

À partir des deux équations précédentes, la courbure peut être donnée également par :

$$\phi = \frac{\epsilon_c + \epsilon_{s1}}{d} \quad (I.3)$$

Généralement, le diagramme moment–courbure utilisé est caractérisé dans une approche approximative par deux valeurs principales :

ϕ_y : Courbure nominale de plastification.

ϕ_u : Courbure ultime.

Dont leur détermination s'effectue suivant les deux formules suivantes respectivement :

$$\phi_y = \frac{f_y / E_s}{d(1 - \xi_y)} \quad (I.4)$$

Avec :

f_y : limite élastique d'acier

ξ_y : paramètre de l'axe neutre et donné par la relation suivante:

$$\xi_y = [\alpha^2(\rho_1 + \rho_2)^2 + 2\alpha(\rho_1 + \frac{d_2}{d}\rho_2)]^{1/2} - \alpha(\rho_1 + \rho_2) \quad (I.5)$$

Où : α est le rapport entre les modules de Young d'acier et du béton comme suit :

$$\alpha = \frac{E_s}{E_c} \quad (I.6)$$

ρ_1 et ρ_2 : ratios de ferrailage, ils sont donnés comme suit:

$$\rho_1 = \frac{A_{s1}}{bh} ; \rho_2 = \frac{A_{s2}}{bh} \quad (I.7)$$

La valeur de la courbure ultime est calculée comme suit :

$$\phi_u = \epsilon_{cu} \frac{0.68 f_c b}{(A_s1 + A_s2) f_y} \quad (I.8)$$

Avec :

ϵ_{cu} : déformation ultime du béton

f_c : contrainte de compression du béton

À partir de la distribution de courbure résultant de la réponse d'une poutre après une analyse élastique ou inélastique, il est possible d'estimer les déformations flexionnelles ou les rotations correspondant à cette distribution. Au départ, la rotation entre deux sections a et b d'un élément peut être calculée par la relation établie entre le moment et l'aire, comme suit :

$$\theta_{ab} = \int_a^b \phi dx \quad (I.9)$$

d_x : longueur d'un élément infinitésimal

x : distance de l'élément infinitésimal de longueur d_x par rapport à la section a

Si l'on considère la poutre montrée dans la figure suivante. Celle-ci est supposée soumise à un couple de moments aux deux extrémités, ayant une valeur permettant de dépasser le seuil de l'élasticité et par la suite la formation des rotules plastiques.

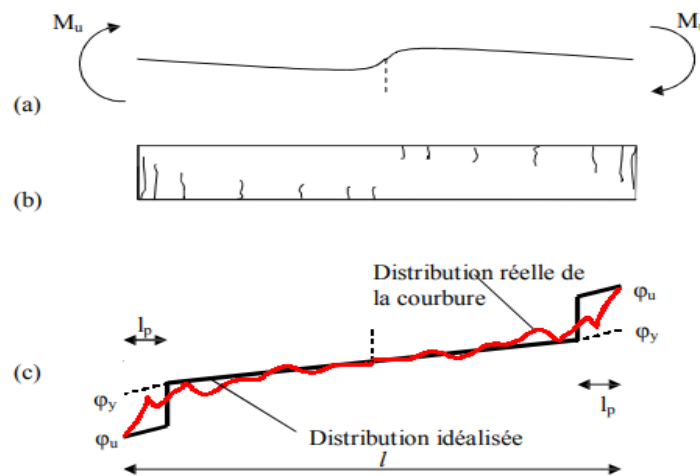


Figure I.23 : Distribution réelle et idéalisée de la courbure dans le domaine inélastique d'une poutre soumise à une charge sismique [22]

La rotation des extrémités de la poutre peuvent être estimées par une intégration appropriée du diagramme de courbure (**figure I.22**) suivant la formule donnée par l'équation (Eq. I.9). Une autre procédure, plus simple pourrait être utilisée dans le cas où la courbure réelle serait remplacée par une autre linéaire idéalisée (**figure I.23**), dont les deux valeurs spécifiques sont :

➤ La rotation nominale de plastification θ_y qui est donnée par la formule suivante :

$$\theta_y = \phi_y \frac{L_v}{3} \quad (I.10)$$

Avec : L_v , la portée de cisaillement.

➤ La rotation ultime θ_u donnée comme suit :

$$\theta_u = \theta_y + (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \left(1 - \frac{0.5L_{pl}}{LV}\right) \tag{I.11}$$

La rotation plastique est donnée par la formule suivante :

$$\theta_p = (\phi_u - \phi_y) L_{pl} \tag{I.12}$$

Avec :

θ_p est la rotation plastique

ϕ_u et ϕ_y sont la courbure ultime et la courbure de la limite élastique respectivement.

L_{pl} est la longueur de la rotule plastique.

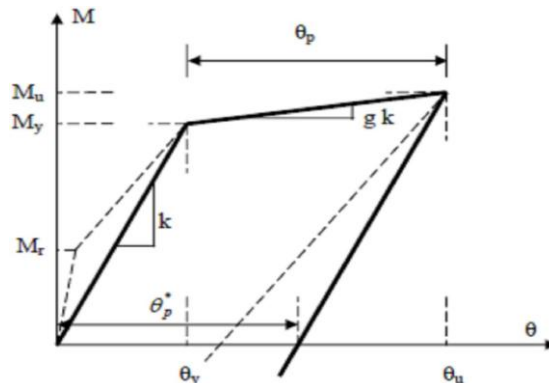


Figure. I-24 : Diagramme moment –rotation [22]

Le moment correspondant à la limite élastique est calculé comme suit :

$$M_y = 0.5 f_c b \xi_y d \left(\frac{\xi d}{3} - d_2\right) + f_y b d (d - d_2) \rho_1 \tag{I.13}$$

Le moment ultime est calculé soit suivant l'ATC40 ou approximativement en fonction de M_y comme suit [35]:

$$M_u = 1.1 M_y \tag{I.14}$$

I.7.3- Comportement sismique des poteaux :

Le comportement des poteaux soumis à un moment de flexion avec un effort axial incitant une importante marge de plasticité, peut être estimée analytiquement en utilisant l'une des procédures approximatives proposées par différents auteurs. Cependant, la même procédure déjà présentée pour les poutres peut être appliquée dans le cas des poteaux, tout en prenant en compte l'effet des charges axiales à travers des coefficients correcteurs.

La procédure suivante a été proposée par Park et Ang (1985), elle comporte les étapes suivantes citées ultérieurement. Considérons la section de poteau rectangulaire montrée sur la figure I.25 et qui est soumise à un moment M et à un effort axial N [18] .

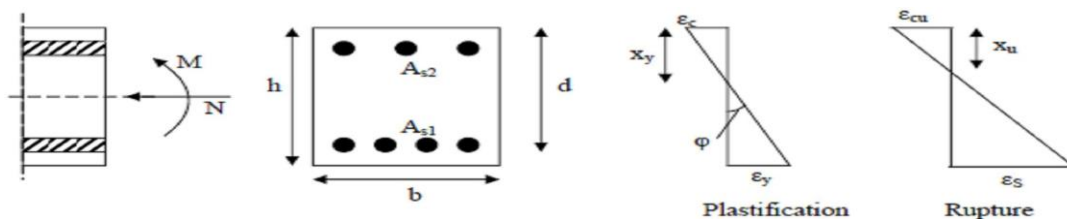


Figure. I-25: Courbure d'une section rectangulaire soumise à un moment et effort axial [8].

La courbure nominale de plastification ϕ_y déjà mentionnée ci-dessus est donnée par la relation suivante :

$$\phi_y = \frac{f_y}{E_s} \frac{1}{d(1-\xi_y)} \quad (\text{I.15})$$

Avec :

ξ_y est donnée dans ce cas par la relation suivante :

$$\xi_y = -\left(2\rho_1 + \frac{p}{f_y b d}\right) \alpha + \left[\left(2\rho_1 + \frac{p}{f_y b d}\right)^2 \alpha^2 + 2\alpha \left(\rho_1 \frac{h}{d} + \frac{p}{f_y b d}\right)\right]^{1/2} \quad (\text{I.16})$$

La courbure ultime est calculée à partir du facteur de ductilité en courbure qui est donnée par la formule suivante (Tassios, 1989a) :

$$\mu_\phi = 1.2 \frac{E_s}{f_y} \left[\frac{0.6}{\nu + (\rho_1 - \lambda \rho_2) f_y / f_c} - 1 \right] \varepsilon_{cu} \quad (\text{I.17})$$

Avec :

ν est l'effort normal réduit, il est donné par la relation suivante :

$$\nu = \frac{P}{f_c b h} \quad (\text{I.18})$$

Et λ est un paramètre lié à la contrainte de compression et est pris ou égal à :

- Pour $\nu < 0.1$ (poutres) $\lambda = 0.5 + 18\rho_1$
- Pour $\nu = 0.1$, $\lambda \approx 2/3$
- Pour $\nu = 0.2$, $\lambda \approx 0.9$
- Pour $\nu > 0.2$, $\lambda \approx 1.0$

Pour le calcul des moments, la formule suivante est utilisée :

$$\mathbf{M}_y = \frac{f_c b d}{2\alpha} \left(\frac{h}{2} - \frac{\xi_y d}{3} \right) \frac{\xi_y^2}{1-\xi_y} + \frac{f_y b d (d-d_z)^2}{2d} \frac{\rho_1}{1-\xi_y} \quad (\text{I.19})$$

Avec :

ξ_y est donné par l'équation (Eq. I.16)

P : effort normal.

I.8- Méthode par poussée progressive « *PUSH-OVER* » :

I.8.1- Introduction :

Depuis quelques années, les ingénieurs poussent les matériaux à travailler dans le domaine post-élastique. Après avoir fait l'étude des structures dans le domaine élastique, il est donc souhaitable de connaître leurs comportements dans le domaine plastique. Plusieurs méthodes sont proposées dans la littérature, cependant la plus utilisée est la méthode statique non linéaire « Pushover ».

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

Les techniques d'analyse de structures consistent essentiellement à comparer un paramètre de demande de déplacement avec un paramètre de capacité propre à la structure.

I.8.2- Concepts fondamentaux d'une analyse PUSHOVER :

a. Description de l'analyse : L'analyse statique non linéaire par poussée progressive est une méthode approximative où la structure est assujettie à des charges latérales qui représentent les forces d'inertie qui se produisent à la suite d'une accélération du sol. Ces charges latérales croissent de façon monotone jusqu'à atteindre une première plastification d'un élément structural (apparition de la première rotule plastique). Les charges latérales sont à nouveau appliquées jusqu'à ce que d'autres éléments structuraux supplémentaires atteignent la résistance plastique. Ce processus se poursuit jusqu'à ce que la structure devienne instable, rupture [25].

b. Principe de l'analyse: Cette méthode est basée sur l'hypothèse que la réponse de la structure peut être assimilée à la réponse d'un système à un seul degré de liberté équivalent. Ceci implique que la réponse est fondamentalement contrôlée par un seul mode de vibration et que la forme de ce mode demeure constante durant la durée du séisme.

Les chercheurs ont montré que ces hypothèses donnent de bons résultats concernant la réponse sismique (déplacement maximal) donnée par le premier mode de vibration de la structure simulé à un système linéaire équivalent [20].

c. But de l'analyse : Son but est de décrire le comportement réel de la structure et d'évaluer sous des sollicitations données les déplacements d'une structure. L'analyse Pushover est supposée fournir des informations sur plusieurs caractéristiques de la réponse qui ne peuvent être obtenues par une simple analyse élastique, nous pouvons citer : [6].

- L'estimation des déformations dans le cas des éléments qui doivent subir des déformations inélastiques afin de dissiper de l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
- La détermination des sollicitations réelles sur les éléments fragiles, telles que les sollicitations sur les assemblages de contreventements, les sollicitations axiales sur les poteaux, les moments sur les jonctions poteau-poutre, les sollicitations de cisaillement.
- Les conséquences de la détérioration de la résistance des éléments sur le comportement global de la structure. Ce qui permet de déterminer les points forts et les points faibles de notre structure.
- L'identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont supposées être grandes.
- variations dans les caractéristiques dynamiques dans le domaine inélastique.

d. Courbe de capacité : La capacité se réfère généralement à la force au point de l'élément ou de la courbe de capacité de rendement de la structure. Pour les composants de déformation contrôlés, la capacité au-delà de la limite élastique comprend généralement les effets d'écroutissage (ATC 40, 1996) [7].

Le calcul non linéaire permet d'obtenir une courbe de capacité de la structure. Cette courbe représente l'effort horizontal (effort tranchant) à la base du bâtiment en fonction du déplacement de celui-ci à son sommet (**figure I-26**). La courbe de capacité est en générale formé par une phase à caractère élastique linéaire suivie par une phase non linéaire correspondant à la formation des

rotules de flexion et de cisaillement, jusqu'au moment de la rupture (défaut de résistance). La rupture est identifiable par une chute de l'effort à la base, suite à un petit déplacement de la structure.

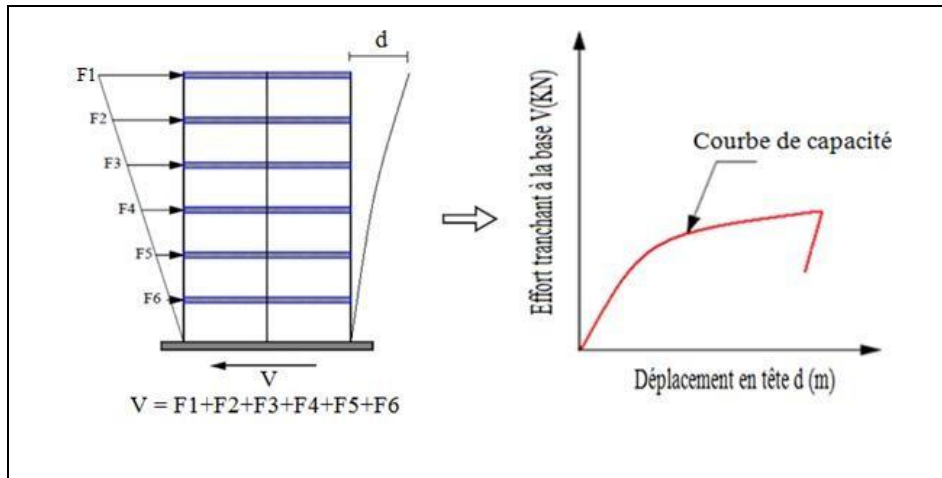


Figure I-26 : Courbe de capacité (Pushover)[6]

Les stades de plastification ainsi que les différents degrés d'endommagement peuvent donc être introduits sur cette courbe (**figure I-27**).

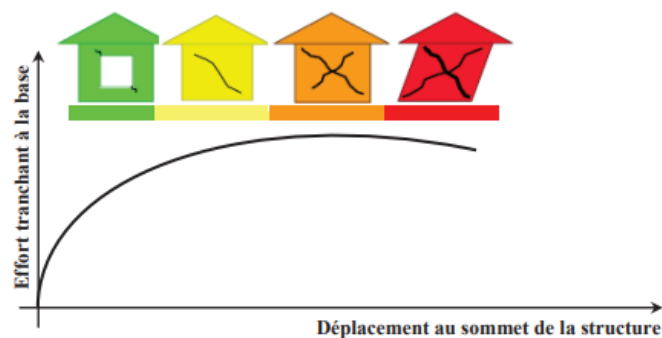


Figure I-27 Niveaux d'endommagement décrits par une courbe de capacité. [29]

D'après la **figure I-27** nous remarquons que la courbe est composée de (05) segments, chaque segment correspond à une phase d'endommagement.

I.8.3- Modélisation non linéaire et niveaux de performances :

Les poutres et poteaux du portique en béton armé sont modélisés en tenant compte de leurs comportements non-linéaires en flexion. Les poutres sont modélisées par des éléments barres élastiques avec des rotules plastiques concentrées à chacune de leurs extrémités de types moment-rotation (défaut M3). Les poteaux sont modélisés de la même façon, avec des lois de flexion en tenant compte de la variation de l'effort normal (PMM) [37]. Les propriétés des différents types de rotules plastiques définies par défaut par le logiciel ETABS 9.6.0 sont extraites des règlements américains ATC40 [7] et FEMA273 [20].

Les niveaux de performance, comme le montre la **figure I-28** sont donnés par la norme FEMA-356 [18]. On distingue trois points (IO, LS et CP), définissant l'état de dégradation de chaque section ainsi que son degré de pénétration dans le domaine plastique. Les charges

gravitaires revenant aux bâtiments sont évaluées conformément aux règles de calcul classiques tandis-que les charges latérales qui représentent l'action sismique sont introduites à l'aide du spectre de réponse.

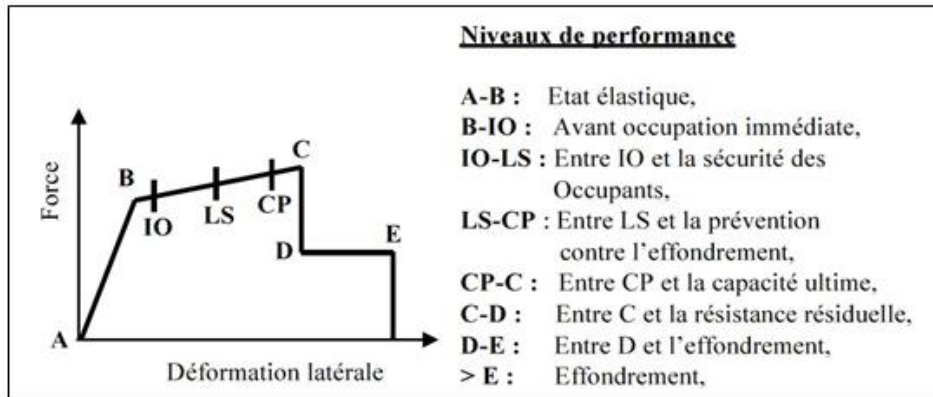


Figure I-28 : Relation force déformation d'une rotule plastique FEMA 356[19].

Selon la figure suivante, on peut définir les points suivants :

A : Le point d'origine

B : Représente la plastification, aucune déformation au niveau des rotules, toutes les déformations élastiques sont ignorées.

C : Représente la capacité ultime de l'analyse pushover.

D : Représente la résistance résiduelle de l'analyse.

E : Représente la rupture totale des éléments.

Comme illustré sur la **figure I.28**, les codes parasismiques Américains FEMA 356 [19] et ATC 40 [7] définissent cinq niveaux de performances structurels correspondant à l'endommagement sismique d'une structure (**tableau I.2**).

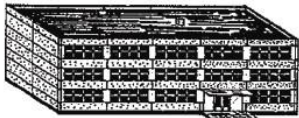
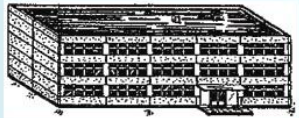

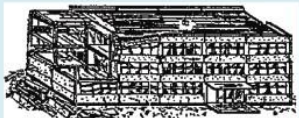
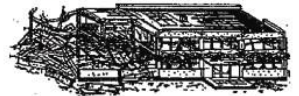
Tableau I.2. Niveaux de performance, selon FEMA 356[19] et l'ATC 40[7].

Etat de performance	Définition
Immediate Occupancy	Le bâtiment reste stable et habitable ; les réparations sont mineures et un déplacement relatif négligeable
Life Safety	La structure est toujours stable avec des dommages permanents localisés et non structuraux
Collapse Prevention (Near Collapse)	La stabilité de la structure est mise en cause avec des dommages coûteux pour la réparation. Les deux autres niveaux sont des rangs de performance compris entre les niveaux suscités
État de ruine	La structure est très endommagée et ne peut supporter une autre action sismique, la résistance résiduelle permet uniquement à supporter les charges gravitaires. La majorité des éléments non structuraux sont en ruine.
Endommagement sévère	La structure a subi un endommagement significatif, sa résistance se trouve réduite, des déformations permanentes y existent et sa réparation est coûteuse

I.8.4- Niveaux de dommages selon l’EMS-98 :

Nous rappelons que sur la courbe de capacité, la position du point de performance détermine un certain degré de dommage et niveau d’endommagement, à travers la représentation graphique de la capacité sismique et selon l’EMS 98 [17] (**tableau I.3**). La méthode EMS-98[17] fut la première à mettre en relation une définition du niveau de dommage appuyée sur des schémas et des photos, apportant ainsi une idée importante au diagnostic. De plus, la description structurelle des dégâts est une des plus fines qui soient données dans ce type d’approche d’ensemble [17].

Tableau I.3. Définition de l’échelle de dommage du règlement EMS -98[17].

Domage EMS-98	Définition structurelle EMS-98
<p>D1: Légers</p> 	<p>[aucun dégât structural, légers dégâts non structuraux]</p> <ul style="list-style-type: none"> -Fissures fines dans le plâtre sur les parties de l'ossature ou sur les murs à la base. -Fissures fines dans les cloisons et les remplissages.
<p>D2: Modérés</p> 	<p>[dégâts structuraux légers, dégâts non structuraux modérés]</p> <ul style="list-style-type: none"> -Fissures dans les structures de types portiques (poteaux et poutres) et dans structures avec murs. -Fissures dans les cloisons et les murs de remplissage, chute des revêtements friables et du plâtre. -Chute du mortier aux jonctions entre les panneaux des murs.
<p>D3: Importants</p> 	<p>[dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants]</p> <ul style="list-style-type: none"> -Fissures dans les poteaux et dans les nœuds à la base de l'ossature et aux extrémités des linteaux des murs avec des ouvertures. -Écaillage du revêtement de béton, flambement des barres d'armature longitudinale. -Fissures importantes dans les cloisons et les murs de remplissage. - défaillance de certains panneaux de remplissage.
<p>D4: Très Importants</p> 	<p>[dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants]</p> <ul style="list-style-type: none"> -Fissures importantes dans les éléments structuraux avec défaillance en compression du béton et rupture des barres à haute adhérence. - Perte de l'adhérence barres-béton; basculement des poteaux. -Écroulement de quelques poteaux ou d'un étage supérieur.
<p>D5: Destruction</p> 	<p>[dégâts structuraux très importants]</p> <ul style="list-style-type: none"> -Effondrement total du rez-de-chaussée ou de parties de bâtiments.

Le partage de la courbe de capacité en cinq domaines de dommages (**figure I-29**), nous permet de bien évaluer les degrés des dommages que la structure va subir en fonction de la variation du point de performance qui se circonscrit dans un intervalle, qui définit un état d’endommagement de la structure pour les différentes accélérations sismiques.

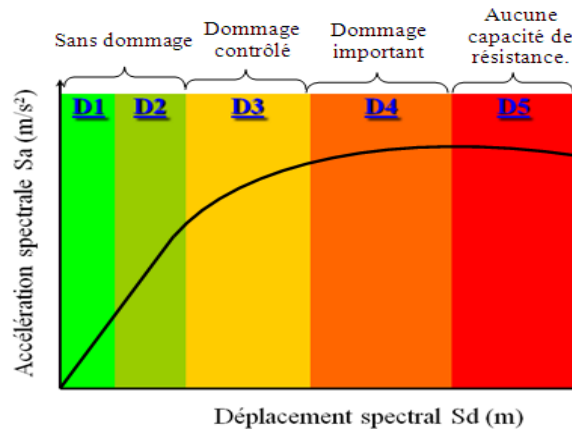


Figure I-29. Présentations de l'état d'endommagement des structures en béton armé [24]

I.8.5- Distribution des charges latérales

Afin d'effectuer une analyse Pushover d'un système à plusieurs DDL, la forme des forces latérales doit être appliquée sur les masses du système, en accroissant progressivement ce chargement jusqu'à la phase inélastique. Au cours de la phase inélastique le système subit une perte de rigidité et un changement dans la période de vibration. Ceci peut être vu dans la relation force-déformation du système. Les codes FEMA356 [19] et Eurocode8 [18] recommandent l'utilisation d'au moins deux modèles de chargement pour déterminer une courbe "enveloppe" des réponses [29]. Il existe plusieurs types de chargement, parmi ces types on peut citer :

- Répartition de la forme du chargement basée sur le mode fondamental
- Une répartition uniforme de la charge
- Une distribution triangulaire inverse

I.8.6 Idéalisations de la courbe de capacité :

La courbe de capacité est idéalisée par une courbe bilinéaire en utilisant une équivalence basée sur l'égalité des énergies dissipées de telle manière que les aires en-dessous des deux courbes réelles et idéalisées soient égales, ce qui nous permet de déterminer les paramètres caractérisant l'état élastique limite (point B) qui représente l'entrée dans le domaine post-élastique et ceux caractérisant l'état ultime de résistance (point C) qui représente la perte totale de la capacité résistante de la structure (**figure I.30**).

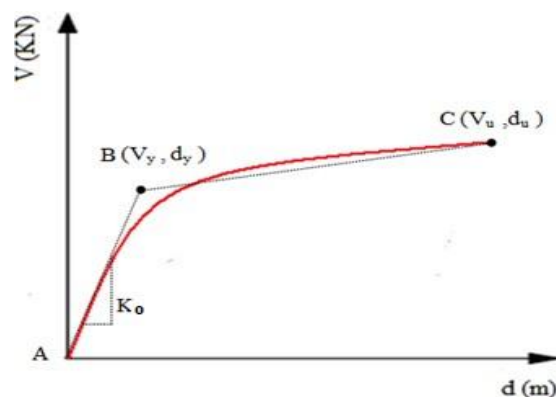


Figure I.30 : Idéalisations de la courbe de capacité [6].

Avec :

V_y : Charge élastique limite.

d_y : Déplacement élastique limite.

V_u : Charge ultime de résistance.

d_u : Déplacement ultime.

K_o : Raideur initiale ($K_o = V_y / d_y$).

I.8.7- Approche du code ATC 40

Plusieurs approches ont été proposées pour appliquer la procédure d'analyse statique non linéaire. Ces approches s'appuient souvent sur une modélisation du comportement non linéaire des structures et sur un calcul statique équivalent de la réponse de la structure représentée par une courbe reliant la force résultante à la base et le déplacement en tête connu sous le nom de « Pushover » ou « Poussée Progressive ». Il existe différents codes traitant cette méthode à savoir les codes FEMA273[20], FEMA356 [19], ATC40 [7] et Eurocode8 [18]. Dans notre étude nous allons utiliser l'approche du code ATC40 [7].

La méthode d'analyse proposée dans l'**ATC 40 [7]** est désignée par la «méthode du spectre de capacité». Le principe de cette méthode consiste à superposer une courbe représentant la capacité résistante d'une structure issue d'une analyse statique non linéaire par Pushover avec une courbe représentative de la sollicitation apportée par le séisme dérivé du spectre de réponse élastique à 5% d'amortissement. L'intersection de ces deux courbes représente un point de fonctionnement (point de performance) permettant d'évaluer le déplacement maximal que la structure subira et subséquentement son degré d'incursion dans le domaine plastique ce qui permet d'évaluer l'amortissement équivalent correspondant.

a.Principes fondamentaux de la méthode de capacité spectrale (ATC 40) [7]

La méthode de capacité spectrale, nécessite la détermination de trois éléments clés ; qui sont la demande (l'action sismique), la capacité (l'aptitude de la structure à résister au séisme) et la performance. Chacun de ces éléments est brièvement discuté ci-dessous :

- **Capacité :** La capacité globale d'une structure dépend de la force et des capacités de déformation de la composante individuelle de la structure. Afin de déterminer les capacités au-delà des limites élastiques, une certaine forme d'analyse non linéaire, telle que la procédure « Pushover », est nécessaire. Cette procédure utilise une série d'analyses élastiques successives, superposées à l'approximation d'un diagramme de capacité force-déplacement de la structure globale. Une distribution de force latérale est appliquée jusqu'à ce que la structure devienne instable ou jusqu'à ce qu'une limite prédéterminée soit atteinte. La courbe de capacité « Pushover » se rapproche de la manière dont les structures se comportent après avoir dépassé leurs limites élastiques.
- **Demande:** Les mouvements du sol pendant un séisme produisent des motifs de déplacements horizontaux complexes dans des structures qui peuvent varier avec le temps. Le suivi de ce mouvement à chaque pas de temps, pour déterminer les exigences de conception structurelle est jugé complexe. La procédure d'analyse statique linéaire utilise un mode de

chargement latéral statique pour calculer les demandes de déplacement et forces pour chaque élément de la structure, résultants des mouvements sismiques terrestres. Ces demandes sont comparées avec les capacités des éléments structurels. Les méthodes d'analyses linéaires traditionnelles utilisent des forces latérales pour représenter une condition de conception. Pour les méthodes non linéaires, il est plus facile et plus direct d'utiliser un ensemble de déplacement latéral comme condition de conception. Pour une structure donnée et un mouvement du sol, la demande de déplacement est une estimation de la réponse maximale attendue du bâtiment pendant le mouvement du sol.

- **Performance** : Une fois qu'une courbe de capacité et un déplacement de la demande sont définis, une vérification de performance peut être effectuée. Un essai de performance vérifie que les composants structurels et non structurels ne sont pas endommagés au-delà des limites acceptables de l'objectif de performance pour les forces et les déplacements impliqués par la demande de déplacement.

Les étapes suivantes fournissent des procédures pour déterminer la capacité, la demande et la performance, en utilisant la méthode de capacité spectrale.

b. Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité :

Pour utiliser la méthode du spectre de capacité, il est nécessaire de convertir la courbe de capacité, qui est en termes d'effort tranchant à la base et le déplacement en tête en un spectre de capacité qui est la représentation de la courbe de capacité en format accélération spectrale–déplacement spectrale (**figure I.31**). Les équations nécessaires pour faire la transformation sont les suivantes :

$$S_a = \frac{V/w}{\alpha_1} \quad (\text{I.20})$$

$$S_d = \frac{\Delta_{roof}}{PF_1 \phi_{roof,1}} \quad (\text{I.21})$$

Avec :

$$PF_1 = \frac{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g}{\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g} \quad (\text{I.22})$$

$$\alpha_1 = \frac{[\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}) / g]^2}{[\sum_{i=1}^N w_i / g][\sum_{i=1}^N (w_i \phi_{i1}^2) / g]} \quad (\text{I.23})$$

où :

S_a : accélération spectrale ;

V : cisaillement à la base ;

W : poids total de la structure ;

α_1 : coefficient de masse modal du mode fondamental ;

S_d : déplacement spectral ;

Δ_{roof} : déplacement au sommet ;

Pf_1 : facteur de participation modal du mode fondamental ;

ϕ_1 : amplitude du mode fondamental ;

N : Niveau N le niveau qui est le plus élevé dans la partie principale de la structure.

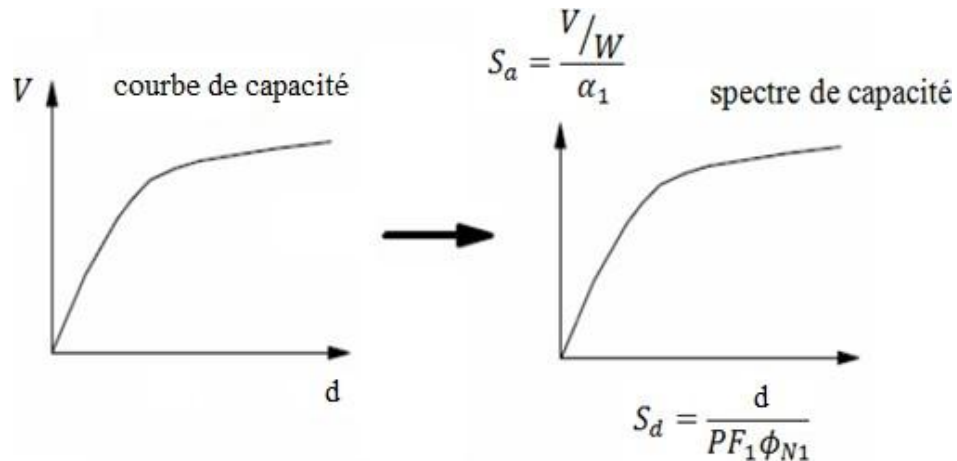


Figure I.31 Conversion de la courbe de capacité en spectre de capacité [6].

c. Détermination de la demande sismique : La demande sismique 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. Les étapes à suivre pour déterminer la demande sismique sont :

- Détermination du spectre élastique amorti à 5%,
- Transformation du spectre élastique (S_a-T) en format (S_a-S_d),
- Idéalisat ion bilinéaire de la courbe de capacité.

d. Détermination du spectre élastique amorti à 5% en format (S_a-T) : Le spectre de demande (ou spectre de réponse) est une représentation de l'évaluation du séisme (figure I.32).

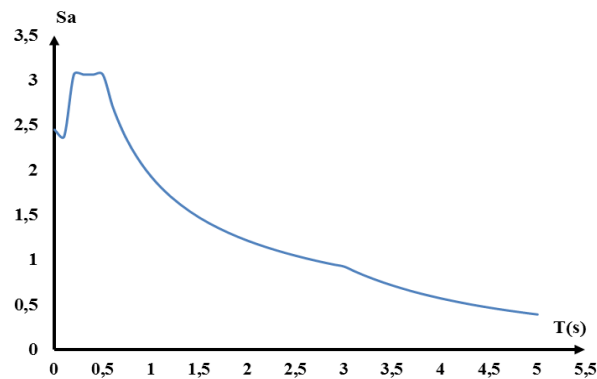


Figure I.32 Spectre de réponse élastique format (S_a-T) [4].

Le spectre est défini dans le (RPA, 2003) [34] par les formules données dans le chapitre II (II.6.2).

Remarque : Le facteur d'amortissement effectif β_{eff} (défini dans le règlement ATC40 [7]) est noté (ξ) dans le règlement parasismique algérien (RPA2003) [34].

e. Transformation de spectre élastique : Pour appliquer la méthode du spectre de capacité, le spectre de réponse élastique doit être transformé du format traditionnel

accélérations-périodes (S_a -T) (**figure I.32**), au format accélérations-déplacements (S_a - S_d) (**figure I.33**), en utilisant la relation (II.24) suivante :

$$S_d = \frac{T^2}{4\pi^2} S_a \quad (\text{I.24})$$

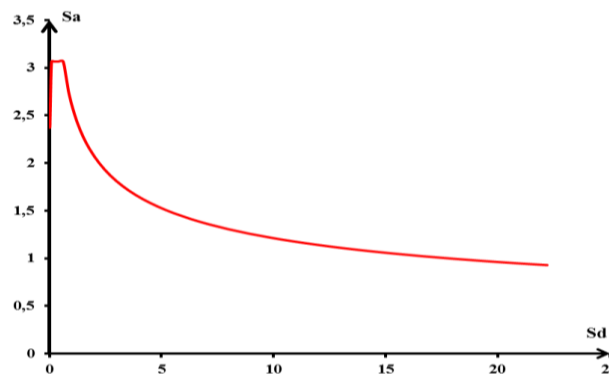


Figure I.33 : Spectre de réponse élastique format (S_a - S_d). [4]

f. Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité : Une représentation bilinéaire du spectre de capacité est nécessaire pour estimer l'amortissement effectif (β_{eff}). La construction de la représentation bilinéaire exige la définition du point (d^* ; a^*). Ce point est le point de performance d'essai.

Pour construire la représentation bilinéaire, on procède comme suit :

Tracer une ligne de l'origine. La pente de cette ligne est égale à la rigidité initiale de la structure. En prolongeant cette ligne nous obtenons une intersection avec le spectre amorti à 5%. La projection verticale à partir ce point nous donne une intersection avec la courbe de capacité au point (d^* ; a^*) comme le montre la **figure I.34**.

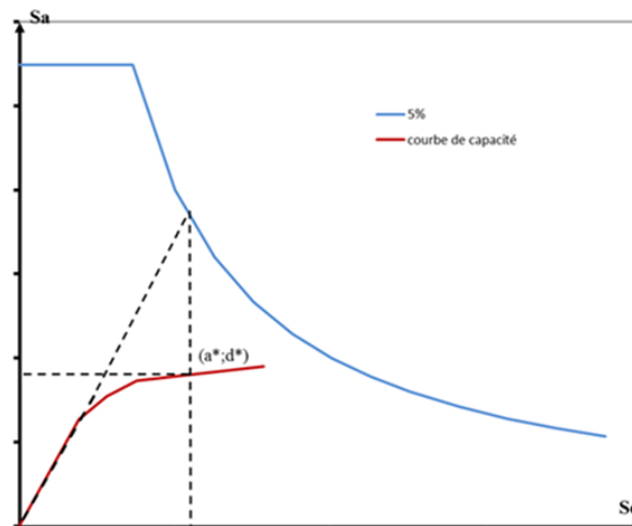


Figure I.34: Détermination de point de performance d'essai. [4]

Tracer une deuxième ligne à partir du point de performance d'essai (d^* , a^*) ; incliner cette ligne de telle sorte que l'intersection avec la première ligne au point (a_y, d_y) assure l'égalité des aires A_1 et A_2 (**figure I.35**).

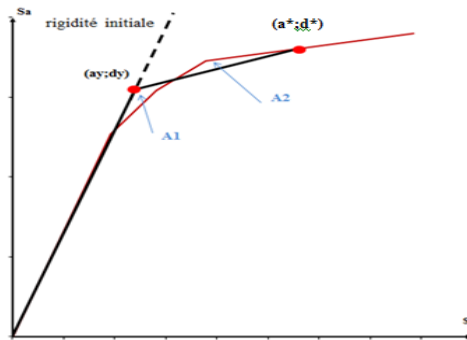


Figure I.35: Idéalisation de la bilinéaire de la courbe de capacité. [4]

L'intention de définir la zone A1 égale à la zone A2 est d'avoir une surface égale sous le spectre de capacité et sa représentation bilinéaire, c'est-à-dire avoir une énergie égale associée à chaque courbe.

g. Détermination de l'amortissement effectif et réduction du spectre élastique : L'amortissement qui se produit lorsque le mouvement d'un séisme entraîne une structure dans la gamme inélastique peut être considéré comme une combinaison d'amortissements visqueux inhérents à la structure et l'amortissement d'hystérésis.

L'amortissement d'hystérésis est lié à la zone à l'intérieur des boucles qui se forment lorsque la force de tremblement de terre (cisaillement de base) est tracée par rapport au déplacement de la structure. L'amortissement hystérique peut être représenté comme amortissement visqueux équivalent à l'aide d'équations disponibles dans la littérature (ATC 40,1996) [7].

L'amortissement visqueux équivalent, β_{eff} associé à un déplacement maximal Δ_{max} peut être estimé à partir de l'équation suivante:

$$\beta_{eff} = \beta_0 + 5 \% \tag{I.25}$$

Le règlement ATC 40 [7], d'après Chopra (1995), propose de déterminer le terme (β_0) en utilisant l'équation suivante :

$$\beta_0 = \frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S_0}} \tag{I.26}$$

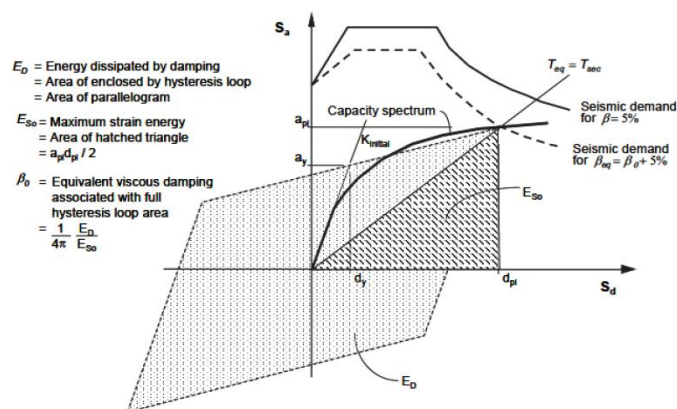


Figure I.36: Schématisation de l'énergie dissipée par la structure [4].

La signification physique des termes E_D et E_{S0} dans l'équation est illustrée à la **figure I.36**.

E_D : énergie dissipée par amortissement équivalent,

E_{S0} = énergie de déformation maximale.

Le développement de l'équation (I.26), donne une autre écriture du terme (β_0) qui est fonction des points (a_{pi} ; d_{pi}) et (a_y ; d_y):

$$\beta_0 = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} \quad (I.27)$$

Ainsi, l'équation (I.25) de l'amortissement visqueux équivalent, β_{eff} s'écrit :

$$\beta_{eff} = \beta_0 + 5\% = \frac{63.7(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5\% \quad (I.28)$$

Un facteur k de modification de l'amortissement est introduit dans l'équation (I.28) pour la mesure de l'excès à laquelle l'hystérésis réelle de la structure est bien représentée par le parallélogramme de la (**figure I.37**), soit initialement, ou après la dégradation.

$$\beta_{eff} = k\beta_0 + 5\% = \frac{63.7k(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}} + 5\% \quad (I.29)$$

Le facteur k dépend du comportement structurel de l'ouvrage (**tableau I.4**). Il dépend à son tour de la qualité du système de résistance sismique et de la durée du tremblement de terre (**tableau I.4**). Et le règlement ATC 40[7] propose trois types de comportement (type A,B et C).

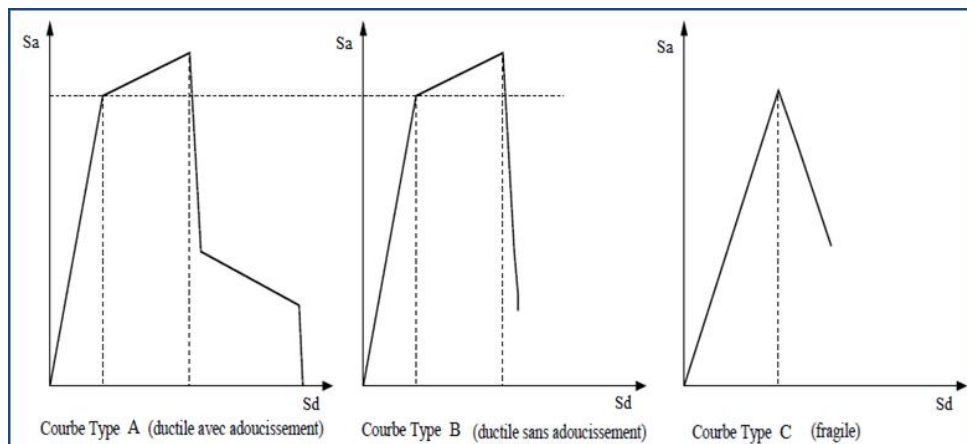


Figure I.37: Types de comportement de la structure [7]

Le type A : représente un comportement ductile avec une boucle d'hystérésis sensiblement similaire à celle de la **figure I.37**.

Le type B : représente le comportement semi ductile, la boucle d'hystérésis est relativement réduite par rapport à celle de la **figure I.37**.

Le type C : représente le comportement fragile (pas de déformation plastique) la boucle d'hystérésis est très réduite par rapport à celle de la **figure I.37**.

Tableau I.4: Valeurs pour le facteur de modification de l'amortissement.

Type de comportement structurel	$\beta_0(\%)$	K
Type A	$\leq 16,25$	1,0
	$\geq 16,25$	$1,13 - \frac{0,51(a_y d_{pi} - d_y a_{pi})}{a_{pi} d_{pi}}$
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

Tableau I.5: Type de comportement structurel.

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

h. Détermination de point de performance : Trois procédures (A, B et C) sont proposées par l'ATC40 [7] pour la détermination du point de performance. Les procédures A et B sont des méthodes analytiques basées sur des formules mathématiques, tandis que la procédure C est une méthode graphique.

Dans ce qui suit, nous présentons la procédure B, procédure utilisée dans notre étude.

❖ **Procédure B de l'ATC 40 :**

Cette procédure fait une hypothèse simplifiée qui n'est pas faite dans les deux autres procédures. Elle suppose que non seulement la pente initiale de la représentation bilinéaire de la courbe de capacité reste constante, mais aussi, le point (a_y, d_y) et la pente post-élastique reste constant.

Cette hypothèse simplifiée permet une solution directe sans tirer de multiples courbes car elle force l'amortissement effectif, β_{eff} , à dépendre uniquement des d_{pi} . Les étapes suivantes sont impliquées :

1. développer le spectre de réponse amorti à 5 % approprié au site, en format $(S_a - S_d)$, (I.8.7.e) (**figure I.33**).
2. dessiner le spectre de réponse amorti à 5% et tracez la famille des spectres réduits sur le même graphique. Il est pratique que les spectres tracés correspondent à des valeurs d'amortissement effectives β_{eff} allant de 5% à la valeur maximale autorisée pour le type de comportement structurel de la structure. La valeur maximale pour la construction de type A est de 40%, la construction de type B est de 29% et la construction de type C est de 20% .La **figure I.38** montre un exemple de famille de spectres.

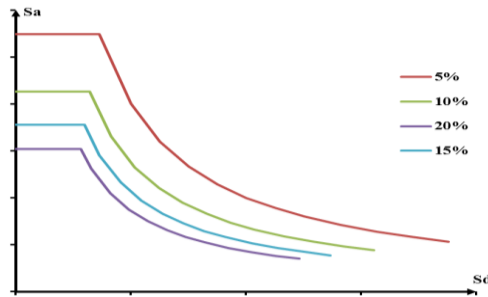


Figure I.38: Famille des spectres réduits [4].

3. Transformer la courbe de capacité en un spectre de capacité (voir Figure I.31).
4. Tracer le spectre de capacité sur le même diagramme que la famille des spectres réduits, comme le montre la figure I.39.

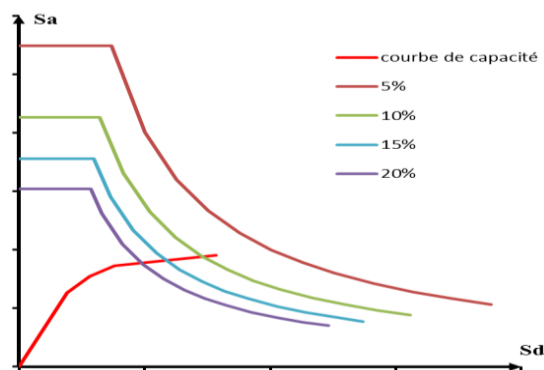


Figure I.39: Courbe de capacité et famille des spectres réduits [4].

5. Développer une représentation bilinéaire du spectre de capacité en suivant les mêmes étapes présentés dans (I.8.7.f) comme illustré à la figure I.40.

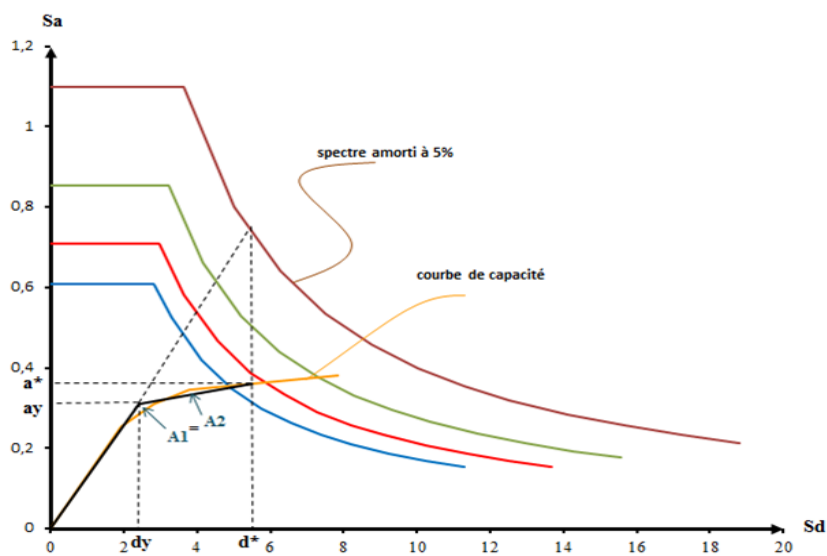


Figure I.40: Représentation bilinéaire de la courbe de capacité. [4]

6. Calculer l'amortissement effectif pour différents déplacements au voisinage des points (a^* ; d^*). La pente du segment post-élastique de la représentation bilinéaire du spectre de capacité est donnée par :

$$\text{Pente post-élastique} = \frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} \tag{I.30}$$

Pour tout point (a_{pi} ; d_{pi}), sur le segment post-élastique de la représentation bilinéaire, la pente est donnée par :

$$\text{Pente post-élastique} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \tag{I.31}$$

Comme la pente est constante, les équations (I.30) et (I.31) sont similaires.

$$\frac{a^* - a_y}{d^* - d_y} = \frac{a_{pi} - a_y}{d_{pi} - d_y} \tag{I.32}$$

Résoudre l'équation (I.32) pour a_{pi} en termes de d_{pi} . Appeler a_{pi} résolu pour ces termes, a'_{pi}

$$a'_{pi} = \frac{(a^* - a_y)(d_{pi} - d_y)}{d^* - d_y} + a_y \tag{I.33}$$

Cette valeur peut être remplacée par a_{pi} dans l'équation (I.27) pour obtenir une expression pour β_{eff} qui est en termes d'une seule inconnue, d_{pi} .

$$\beta_{eff} = \frac{63,7k(a_y d_{pi} - d_y a'_{pi})}{a'_{pi} d_{pi}} + 5 \tag{I.34}$$

Résoudre l'équation (I.34) pour une série de valeurs de d_{pi} .

7. Pour chaque valeur de d_{pi} considérée à l'étape 5, tracer les points résultants (d_{pi} ; β_{eff}) sur le même graphique que la famille des spectres de la demande et le spectre de capacité, comme illustré à la **figure I.41**.

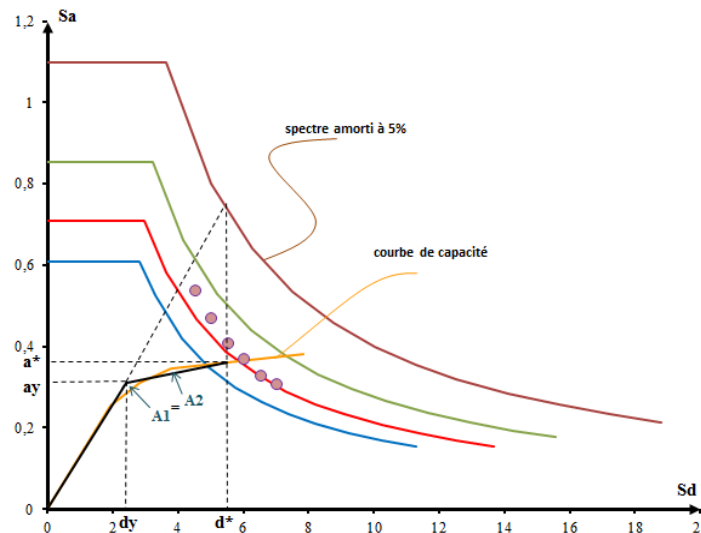


Figure I.41: les point (d_{pi} ; β_{eff}) résultants. [4].

8 Comme illustré à la **figure I.42**, connectez les points créés à l'étape 6, par une ligne. L'intersection de cette ligne avec le spectre de capacité définit le point de performance.

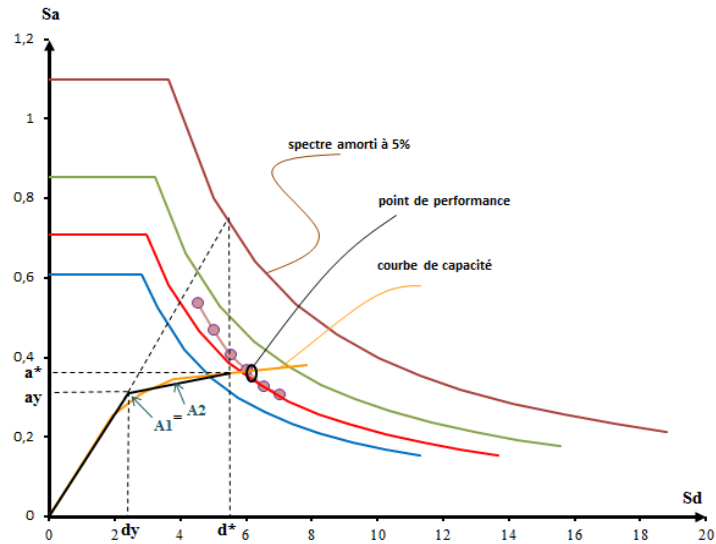
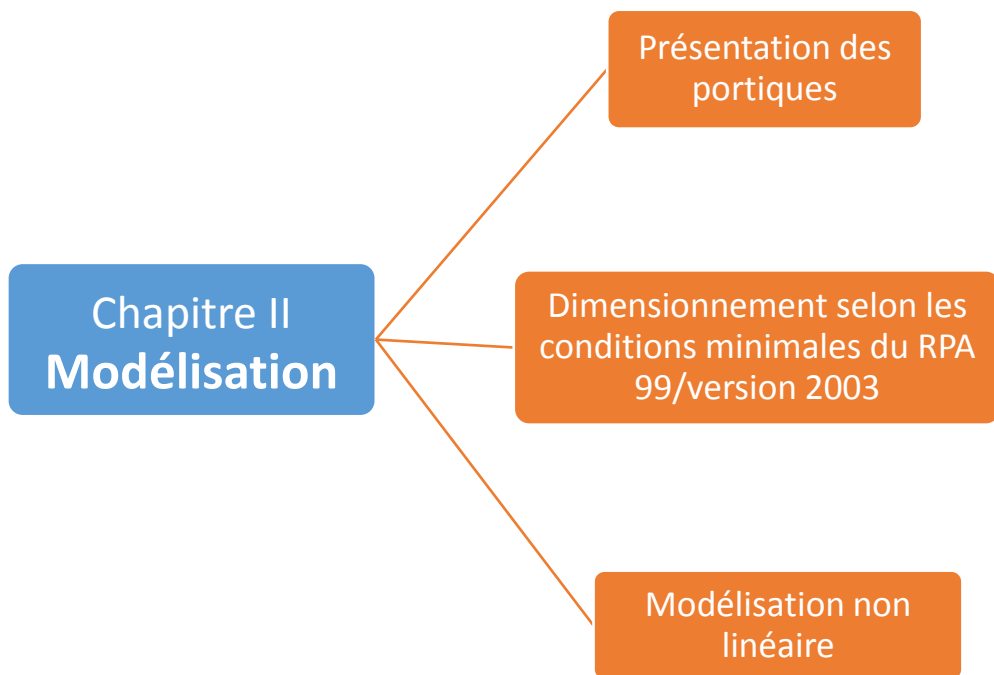


Figure I.42: Point de performance. [4]

Remarque :

- ✓ Bien que la procédure B trace les multiples points (d_{pi}, β_{eff}) , le seul point (d_{pi}, β_{eff}) , qui a une signification réelle est celui qui se trouve sur le spectre de capacité. Ce point définit le point d'intersection du spectre de capacité avec le spectre de la demande amorti convenable. Et définit ainsi le déplacement de la demande (point de performance).
- ✓ Afin d'estimer les degrés des dommages sur la courbe de capacité et les déplacements spectraux qui leurs correspondent, l'état d'endommagement de la structure sera défini, dans le chapitre suivant, par la position du point de performance.



II.1: Introduction

Dans cette première partie, les huit structures en portique en béton armé étudiées sont présentées. Ainsi, le pré-dimensionnement de leurs éléments poutres et poteaux, leurs ferraillements ainsi que les propriétés mécaniques de leurs matériaux sont donnés. Aussi, un calcul des charges appliquées, notamment celle de l'action sismique est présenté.

Les dimensions des sections de béton des poteaux et des poutres sont choisies suivant les exigences du Règlement Parasismique Algérien. Le ferraillement est donné par le minimum du RPA99/version 2003 [34].

II.2: Géométrie et configuration des structures étudiées :

Huit portiques en béton armé, plans de même nombre de travées mais de nombre d'étages différent sont considérés dans cette étude : Portiques à 1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8 et 9 niveaux, respectivement R+1, R+2, R+3, R+4, R+5, R+6, R+7 et R+8 (**figure II-1**).

Ces portiques a quatre travées tirés de huit structures supposées encastées à leurs bases est ayant des planchers en corps creux de type 16+4 cm. Ces constructions sont à usage d'habitation, implantées dans une zone de très forte sismicité et sur site meuble, classée Zone III et S3 respectivement par le RPA 99/2003. Leurs à plancher en corps creux de type (16+4).

Dans les huit structures, la hauteur d'étage est de 3 m et la longueur des quatre travées sont de 4 m (entre-axes) dans les deux directions, longitudinale (X-X) et transversale (Y-Y). Les vues en plan et en élévation sont données respectivement sur les **figures II-1 et II-2**.

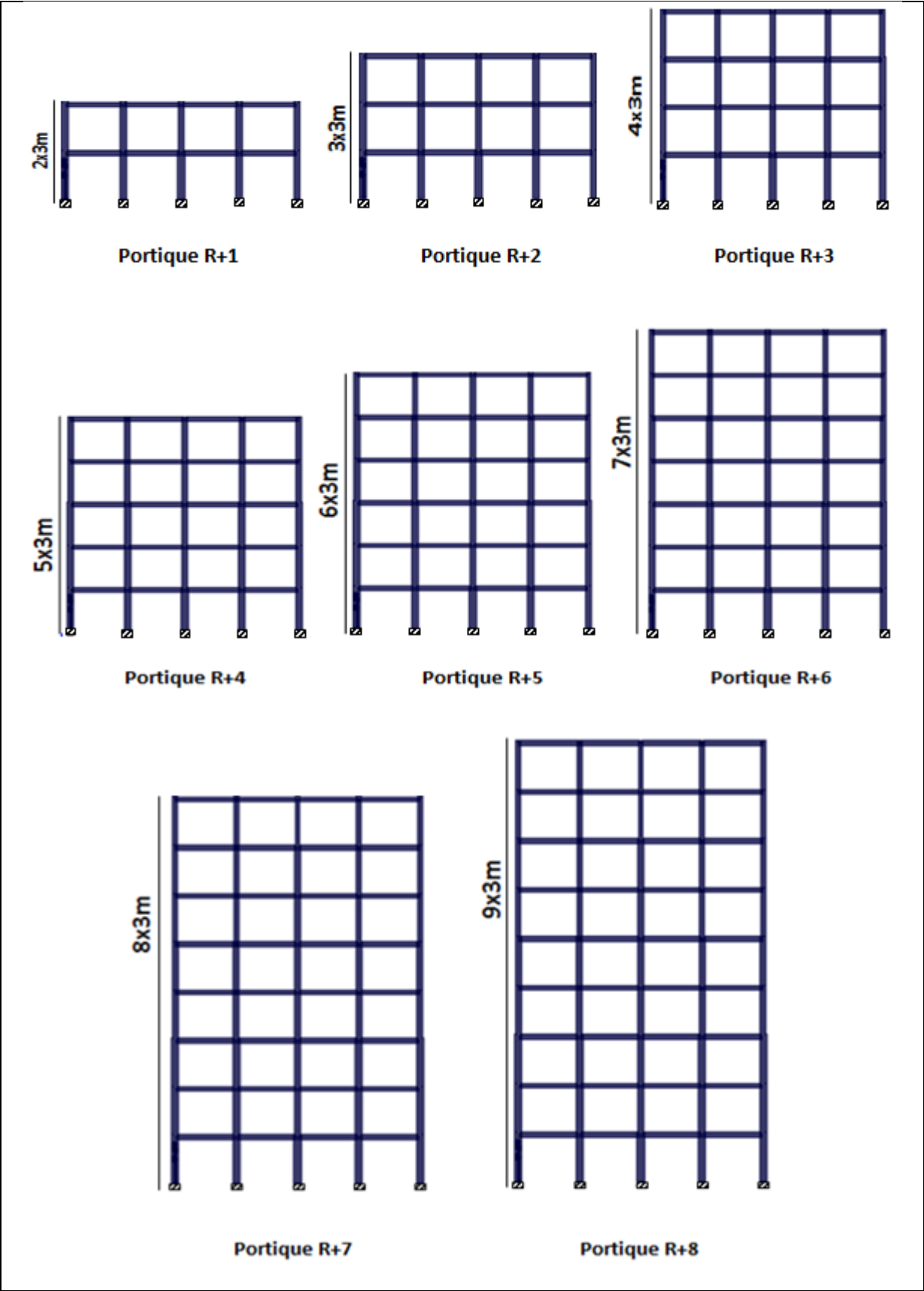


Figure II-1 : Présentation des portiques R+1, R+2, R+3, R+4, R+5, R+6, R+7 et R+8.

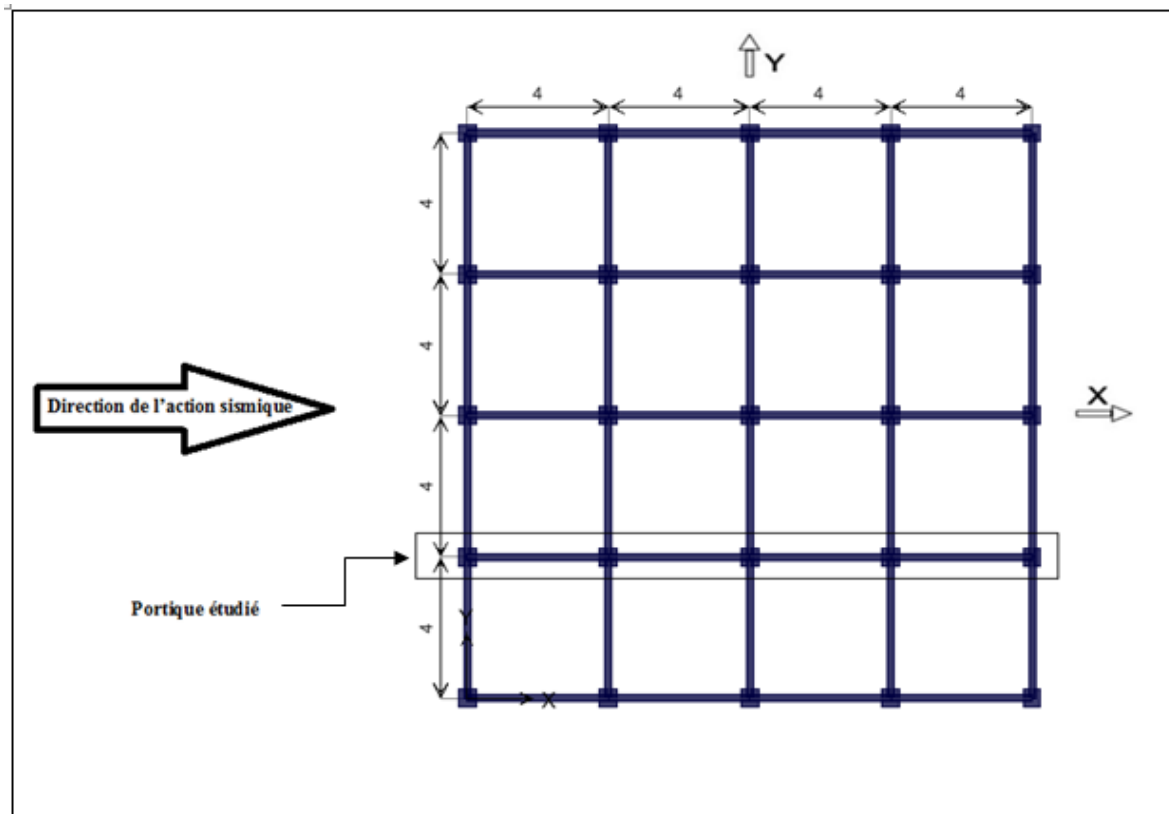


Figure II-2 : Vue en plan des bâtiments R+1, R+2, R+3, R+4, R+5, R+6, R+7 et R+8 étudiés

II.3 : Pré dimensionnement des huit portiques :

II.3.1 : Poutres

- **Coffrage** : Les poutres des portiques étudiés sont celles porteuses (poutres principale) des huit bâtiments, dont font partie les huit structures étudiées. Elles sont pré dimensionnées selon les formules suivantes BAEL 91[9] :

$$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10} \tag{II.1}$$

$$0,4h \leq b \leq 0,7h \tag{II.2}$$

h : hauteur de la poutre ;

b : largeur de la poutre ;

L : portée maximum entre nus d'appuis.

Le coffrage minimum des poutres est donné par la formule suivante (RPA 99 – Addenda 2003- Art 7.5.1) [34]

$$\left. \begin{array}{l} b \geq 20 \text{ cm} \\ h \geq 30 \text{ cm} \\ h/b \leq 4 \text{ cm} \\ b_{max} \leq 1.5h + b_1 \end{array} \right\} \text{RPA 99. version 2003} \tag{II.3}$$

La section adoptée pour les poutres est de **(20x30) cm²**

- **Ferrailage des armatures longitudinales:** Le pourcentage total minimum des aciers longitudinaux sur toute la longueur de la poutre est de 0.5% en toute section (RPA 99 – Addenda 2003- Art 7.5.2.1) [34].

$$A_l = \frac{0.5}{100} * b * h \quad (\text{II.4})$$

$$A_l = \frac{0.5}{100} * b * h = 3 \text{ cm}^2$$

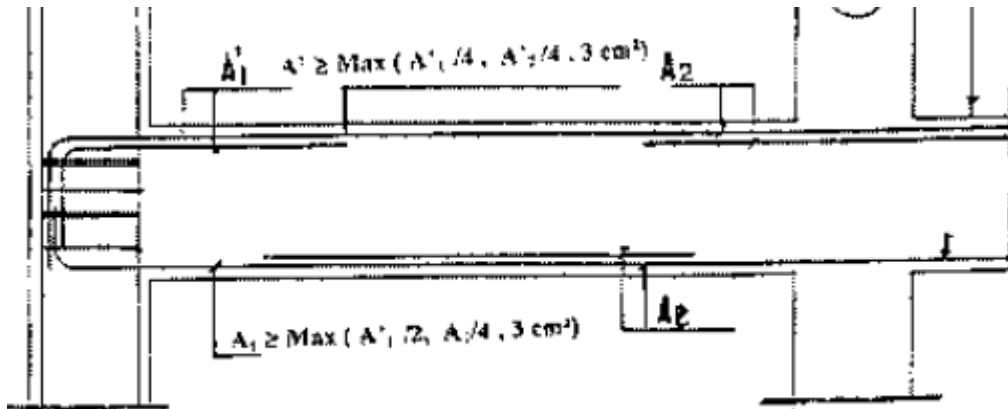


Figure II-3 : disposition des armatures (RPA99/version 2003) [34].

D'après ce schéma de ferrailage (figure II-3), la section minimale de ferrailage longitudinale est de 3 cm^2 pour une seule nappe, donc nous adoptons une section d'armature de 6.16 cm^2 correspondant à $4\text{Ø}14$.

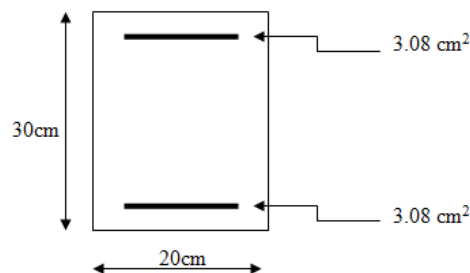


Figure II-4 : Schéma de ferrailage de la section de poutres

II.3.2 : Poteaux

Les poteaux sont pré-dimensionnés en vérifiant la condition ci-après où la section B_c est déterminée comme suit :

A l'état limite ultime de résistance, le règlement RPA/version 2003 article 7.4.3.1 [34] stipule que dans le but d'éviter ou de limiter le risque de rupture fragile d'un poteau en béton armé sous sollicitation d'ensembles dus au séisme, l'effort normal de compression de calcul noté N_d exprimé sous forme réduite (effort normal réduit) est limité par la condition suivante :

$$\frac{N_d}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \quad (\text{II.5})$$

B_c : Section de béton du poteau

f_{c28} : Résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours.

Autrement dit :

$$B_c \geq \frac{N_d}{0.3 \cdot f_{c28}} \quad (\text{II.6})$$

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

➤ **Coffrage** : Le coffrage minimum des poteaux, en zones IIb et III est donné par la formule suivante (RPA 99 – Addenda 2003- Art 7.4.1) [34].

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq 30\text{cm}$$

$$\text{Min}(b_1, h_1) \geq \frac{h_e}{20} \text{ avec } h_e: \text{ hauteur libre du poteau} \quad (\text{II.7})$$

$$l/4 < b_1/h_1 < 4$$

Tous les résultats de calcul sont récapitulés dans le tableau ci-dessous ainsi que les sections adoptées pour les poteaux.

Tableau II.1 : Descente de charges.

Niveau	Charges permanentes et surcharges [KN]							Section [cm ²]		
	P.PL	P.POU	P.POT	CH.P	CH.P.C	S.CH	S.CH.C	N_d	B_c	S
8	84.33	11.1	6.75	102.18	102.18	16	16	161.943	215.924	30*30
7	73.07	11.1	6.75	90.92	193.1	21.66	37.66	317.175	422.9	30*30
6	73.07	11.1	6.75	90.92	284.02	21.66	57.154	469.158	625.544	35*35
5	73.07	11.1	6.75	90.92	374.94	21.66	74.482	617.892	823.856	35*35
4	73.07	11.1	6.75	90.92	465.86	21.66	89.644	763.377	1017.84	40*40
3	73.07	11.1	6.75	90.92	556.78	21.66	102.64	905.613	1207.48	40*40
2	73.07	11.1	6.75	90.92	647.7	21.66	113.47	1044.6	1392.8	45*45
1	73.07	11.1	6.75	90.92	738.62	21.66	124.26	1183.53	1578.04	45*45
RDC	73.07	11.1	6.75	90.92	829.54	21.66	135.043	1322.44	1763.26	50*50

NB :

P.PI : Poids Plancher

P.POT : Poids du Poteau

P.POU : Poids de la Poutre

CH.P : Charges Permanentes

CH.P.C : Charges Permanentes Cumulées

S.CH : Surcharges

S.CH.C : Surcharges Cumulées

N_d : Effort normal réduit

B_c : Section de béton du poteau

S : Section adoptée

- **Ferraillage des armatures longitudinales :** Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence, droites et sans crochets. leur pourcentage minimal sera de 0.9% en zone III. (RPA 99 – Addenda 2003- Art 7.4.2.1)[34].

II.4 Vérification des zones nodales :

Dans le but d'avoir une formation de rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux, concept “ poteaux forts – poutres faibles ”, et ce pour avoir un mécanisme de ruine de type plastique global, le RPA 99/V 2003, Art 7.6.2 exige de vérifier la relation suivante :

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|) \quad (\text{II.8})$$

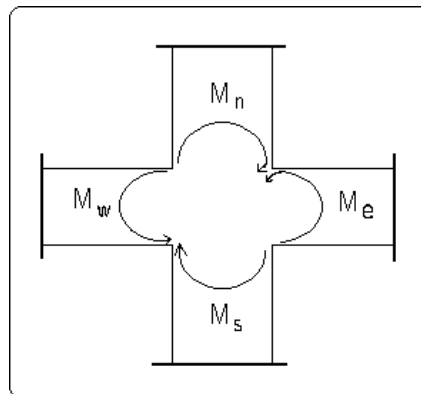


Figure II-5 : La zone nodale. [34]

Avec :

M_n : Moment résistant dans le poteau supérieur.

M_s : Moment résistant dans le poteau inférieur.

M_w : Moment résistant gauche de la poutre.

M_e : Moment résistant droit de la poutre.

Néanmoins, cette vérification est facultative pour les maisons individuelles et les deux (2) derniers niveaux des bâtiments supérieurs à R+2.

N.B :

Nous utilisons le module ‘*Section Designer*’ du logiciel ETABS version 2013 qui permet de déterminer le moment résistant dans les poutres et les poteaux, en introduisant les lois de comportement de l’acier (*Park [33]*) et du béton (*Mander [28]*).

Les résultats trouvés pour les poutres et les poteaux, après modélisation numérique, sont récapitulée dans le **tableau II.2** suivant :

Tableau II. 2: Résultats trouvés pour le moment élastique M_y et le moment ultime M_u :

Eléments	M_y [KN.m]	M_u [KN.m]
Poteau 50x50	203.02	219.07
Poteau 45x45	138.45	146.22
Poteau 40x40	102.91	110.24
Poteau 35x35	68.48	72.99
Poteau 30x30	42.83	45.39
Poutre 20x30	31.49	32.21

La détermination de la loi moment – courbure pour les poutres s’effectue selon la démarche de calcul présentée en chapitre I (**paragraphe I.6.2**). Le tableau suivant récapitule les résultats obtenus :

Tableau II.3: résultats moments–courbure dans les poutres

Courbure nominale de plastification φ_y	$9.07 \times 10^{-3} \text{ m}^{-1}$
Courbure ultime φ_u	$4.85 \times 10^{-4} \text{ m}^{-1}$
Moment de plastification M_y	27.30 KN.m
Moment ultime M_u	30.03 KN.m

Nous remarquons que les valeurs des moments plastique et ultime sont quasiment les même que celles calculées par modélisations numérique. Pour cela, nous utilisons le module ‘*Section Designer*’ du logiciel ETABS version 2013. Qui donne de meilleurs résultats [37].

Les résultats trouvés pour la vérification des zones nodales du bâtiment en (R+8) sont récapitulée dans le **tableau II.4** suivant :

Tableau II.4: Vérification des zones nodales du bâtiment en (R+8)

Niveaux	Sens	M_n [KN.m]	M_s [KN.m]	M_n+M_s [KN.m]	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	$1.25 (M_w+M_e)$ [KN.m]
9	x-x	0	45.39	45.39	32.21	32.21	80.525
8	x-x	45.39	45.39	90.78	32.21	32.21	80.525
7	x-x	45.39	72.99	117.78	32.21	32.21	80.525
6	x-x	72.99	72.99	145.98	32.21	32.21	80.525
5	x-x	72.99	110.24	183.23	32.21	32.21	80.525
4	x-x	110.24	110.24	220.48	32.21	32.21	80.525
3	x-x	110.24	146.22	256.46	32.21	32.21	80.525
2	x-x	146.22	146.22	292.44	32.21	32.21	80.525
1	x-x	146.22	219.07	365.29	32.21	32.21	80.525

Remarque :

- (M_n et M_s) correspond au moment ultime (M_u) dans les poteaux.
- (M_w et M_e) correspond au moment ultime (M_u) dans les poutres.

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

N.B : La vérification des zones nodales de toutes les autres structures (allant de R+1 à R+7) est effectuée suivant la même méthodologie.

Les résultats des sections d'acier longitudinales sont présentés dans le tableau suivant :

Tableau II.5: Ferrailage longitudinal des poteaux

Section [cm ²]	A_{min} [cm ²]	Choix
50x50	22.5	8HA20
45x45	18.225	4HA20+4HA14
40x40	14.4	8HA16
35x35	11.025	8HA14
30x30	8.1	8HA12

Les dimensions des sections de béton des poutres et poteaux ainsi que leurs ferrailages sont présentées sur la **figure II-6**.

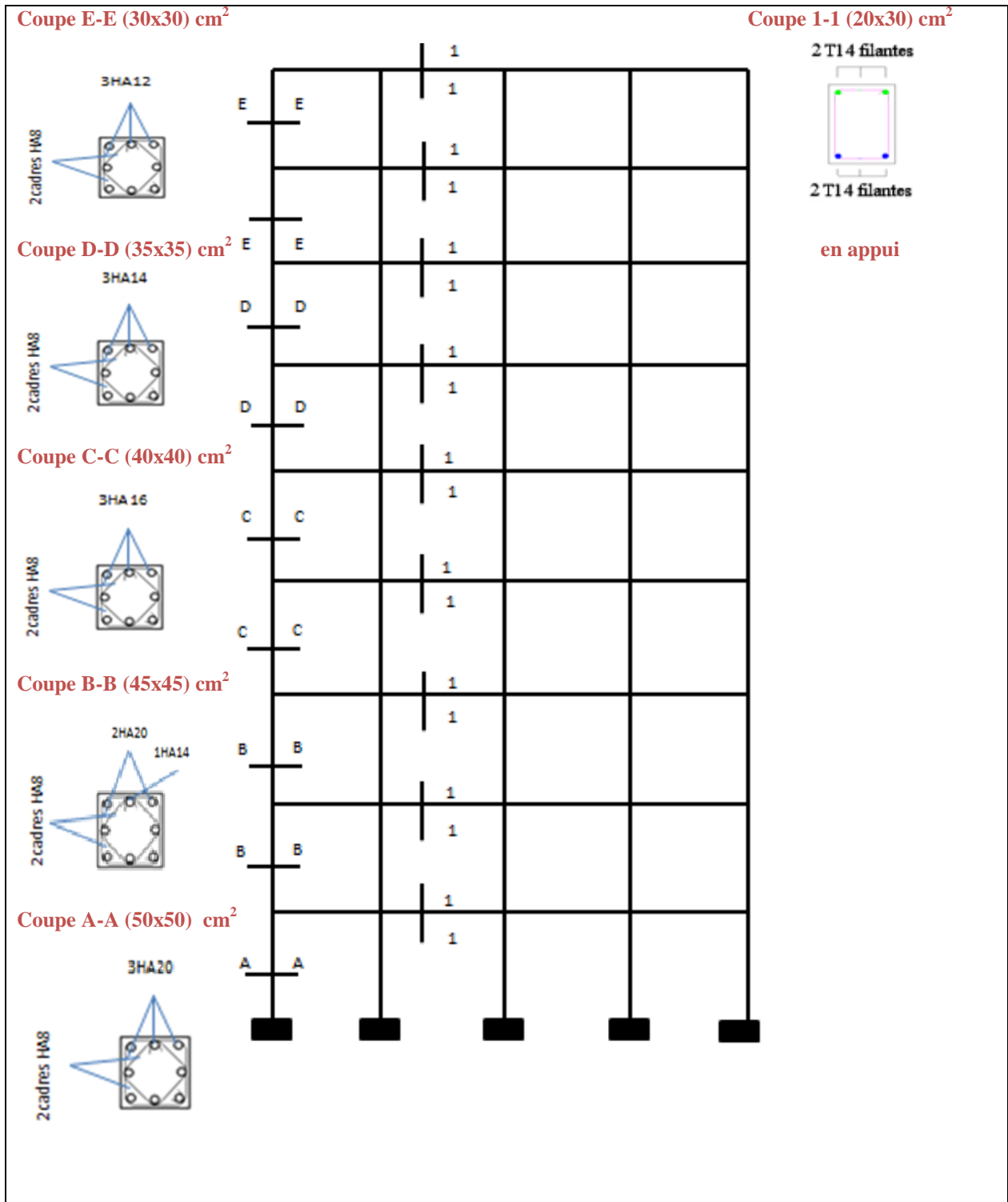


Figure II-6 : Détails du ferrillage du portique R+8

II.5 : Propriétés mécaniques des matériaux utilisés :

II.5.1 : Béton

- Masse volumique (Mass per unit volume): 2.5 KN/m^3
- Poids volumique (Weight per unit volume): 25 KN/m^3

- Module de Young (Modulus of Elasticity): $E_{ij} = 11000 \cdot 3\sqrt{f_{c28}} = 32164200 \text{ KN/m}^2$
- Résistance à la compression du béton: $f_{c28} = 25 \text{ MPA}$
- Déformation ultime $\epsilon_u = 3.5 \cdot 10^{-3}$

II.5.2 : Acier

- Module de Young (Modulus of Elasticity): $E_S = 200000000 \text{ KN/m}^2$
- Poids volumique de l'acier (Weigth per unit Volume): 78.5 KN/m^3
- Limite élastique : $f_y = 400 \text{ MPA}$

II.6 : Charges appliquées

II.6.1 : Charges gravitaires [16] :

Les 8 bâtiments considérés sont à usage d'habitation à planchers en corps creux de type (16+4). Les charges gravitaires sont évaluées comme suit :

Les charges permanentes (G) :

Plancher terrasse 5.84 kN/m^2
 Plancher courant à 5.06 kN/m^2 .

Les charges d'exploitation (Q) :

Plancher terrasse $= 1 \text{ kN/m}^2$
 Plancher courant $= 1.5 \text{ kN/m}^2$

D'où le chargement de notre portique:

Poutre principale :

- $G_{\text{terrasse}} = 5.84 \times 3.8 = 22.2 \text{ KN/m}$
- $G_{\text{étage courant}} = 5.06 \times 3.8 = 19.23 \text{ KN/m}$
- $Q_{\text{terrasse}} = 1 \times 3.8 = 3.8 \text{ KN/m}$
- $Q_{\text{étage courant}} = 1.5 \times 3.8 = 5.7 \text{ KN/m}$

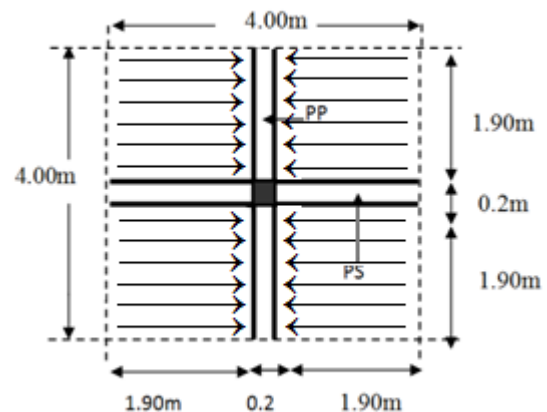


Figure II.7 : distribution des charges sur les poutres principales

II.6.2 : Charges sismiques

Les charges sismiques agissant sur chaque portique étudié sont des forces latérales appliquées aux différents niveaux du portique. Ces forces sismiques représentent une fraction des forces sismiques globales agissant sur l'ensemble du bâtiment comportant le portique. Cette fraction des forces sismiques globales est proportionnelle à la raideur du portique à l'effort latéral. Les forces sismiques globales agissant sur l'ensemble du bâtiment sont calculées sur la base d'une analyse modale spectrale en utilisant comme action sismique le spectre de réponse de calcul défini par le RPA99/version 2003 [34].

Les huit bâtiments sont supposé implantés dans une zone de forte sismicité, classé Zone III par le code parasismique algérien RPA99/ version 2003 [34].

- **Action sismique :** L'action sismique est représentée par le spectre de réponse de calcul donné par le RPA 99/ version 2003 [34], qui est un spectre de réponse en accélération :

$$\frac{s_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left(1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \frac{Q}{R} - 1 \right) \right) & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{2/3} & T_2 \leq T \leq 3 s \\ 2.5\eta(1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{2/3} \left(\frac{3}{T} \right)^{5/3} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3 s \end{cases} \quad (\text{II.9})$$

Avec :

- **S_a :** Accélération spectrale associée au mode de vibration de période T du bâtiment.
- **A :** Coefficient de l'accélération de zone. (**RPA 99/2003, Tableau 4.5**).

Dans notre cas, les huit bâtiments sont supposé du groupe d'usage 2, donc A = 0.25.

- **R :** Coefficient de comportement de la structure (**RPA 99/2003, Tableau 4.3**).

Pour nos portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide: R = 5

- **η:** Facteur de correction d'amortissement pour un taux d'amortissement ξ différent de 5 %

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+\xi}} \geq 0.7 \quad (\text{II.10})$$

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

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

$$\eta = \sqrt{\frac{7}{2+7}} = 0.88$$

- **Q=facteur de qualité** donné par la relation suivante.

$$Q = 1 + \sum_1^5 Pq \quad (\text{II.11})$$

Où :

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

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

Q=1 (toutes les conditions sont satisfaites).

- T_1, T_2 : Périodes caractéristiques associées à la catégorie du site (RPA 99/2003, Tableau 4.7).

Dans notre cas, le site est de type S_3 (sol meuble), d'où : $T_1=0.15s$ et $T_2=0.5s$

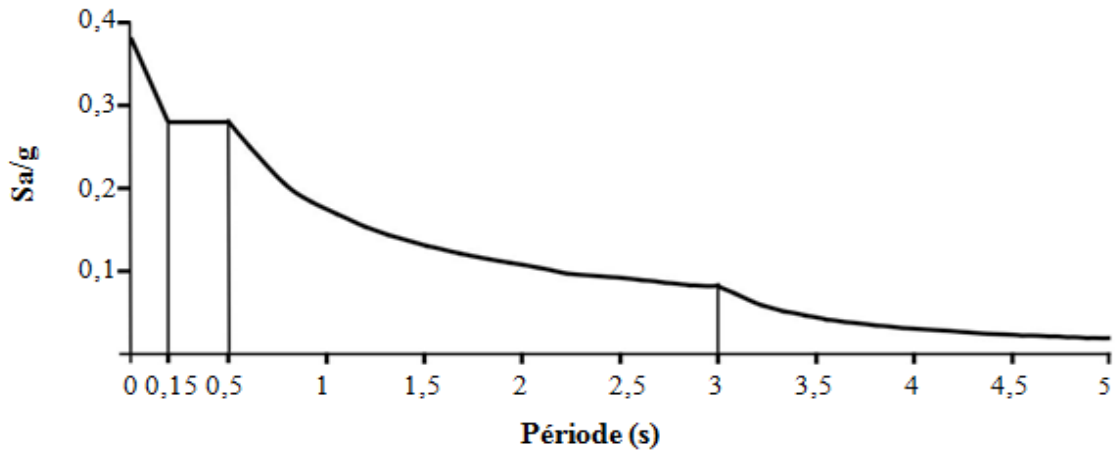


Figure II-8 Spectre de réponse de calcul [27].

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

$$M_i = G + \beta Q \quad (\text{II.12})$$

β : coefficient de pondération. Il est en fonction de la nature et de la durée de la charge d'exploitation (tableau 4-5 RPA) [34]. Dans notre cas $\beta=0,2$; bâtiment à usage d'habitation.

II.7 Modélisation non linéaire des portiques :

Dans ce travail nous considérons que les rotules apparaissent toujours aux nœuds, où ce phénomène se localise généralement. Mais en réalité, ces rotules apparaissent une après l'autre, dans les sections faibles de chaque élément de la structure ce qui produit une plastification progressive des sections.

Tous les nœuds sont connectés l'un à l'autre par des liens rigides dans le plan horizontal, mais qui n'affectent pas les déformations dans les autres plans. Dans le modèle utilisé, les poutres et poteaux sont représentés par des lignes connectés aux nœuds. Ces nœuds n'ont aucune dimension, ce sont des points. Dans la réalité, les nœuds en béton armé ont une certaine dimension. Seulement, afin que les nœuds soient considérés comme rigides sur toute leurs longueur, des zones rigides aux extrémités des poutres et des poteaux ont été définis "*Rigid end Offsets*", **figure II. 21**.

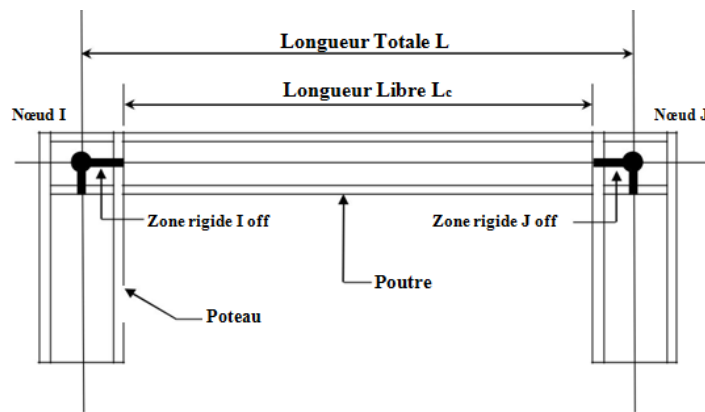


Figure II.9 Attribution des Rigid end Offests aux bouts des éléments poutres et poteaux [27].

La modélisation du comportement non linéaire des éléments est traduit par l'introduction de rotules plastiques "Plastic Hinges" aux niveaux des sections susceptibles de se plastifier (figures II.10 et II. 11). Les types de rotules plastiques considérés dans cette étude sont détaillés dans le chapitre I (paragraphe I.7.3.1).

Dans les poutres : rotules de flexion (Default-M3).

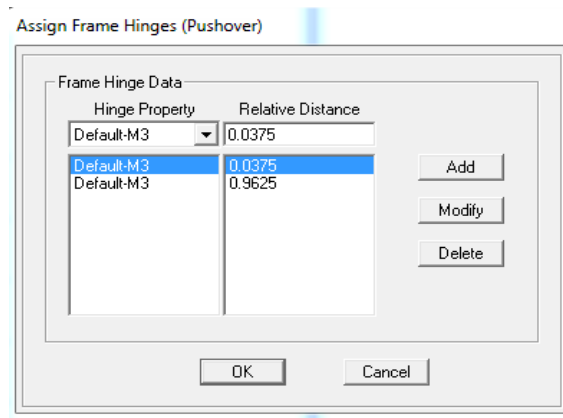


Figure II.10. Introduction des rotules plastiques dans les poutres

Dans les poteaux : interaction effort normal-moment (Default-PMM)

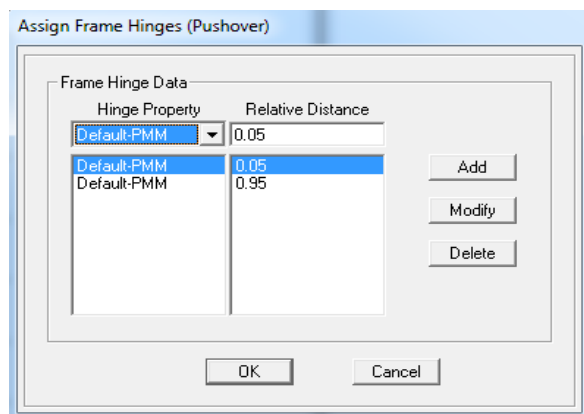


Figure II.11. Introduction des rotules plastiques dans les poteaux

➤ Introduction des valeurs du *Push XX* :

Les différents type de chargements latéral sont cités en chapitre I (I.7.4). Dans notre cas, les structures étudiées présentent des configurations structurales simples, ainsi le comportement dynamique est contrôlé par un seul mode de vibration. Par conséquent, nous choisissons d'utiliser la distribution de charges suivant l'allure du mode fondamental, pour définir l'analyse pushover sous charges horizontales, dans le sens XX.

❖ On commence par introduire le chargement gravitaires ;

Pour cela, on clique sur : Define → Static Non Linear /push Over Cases.

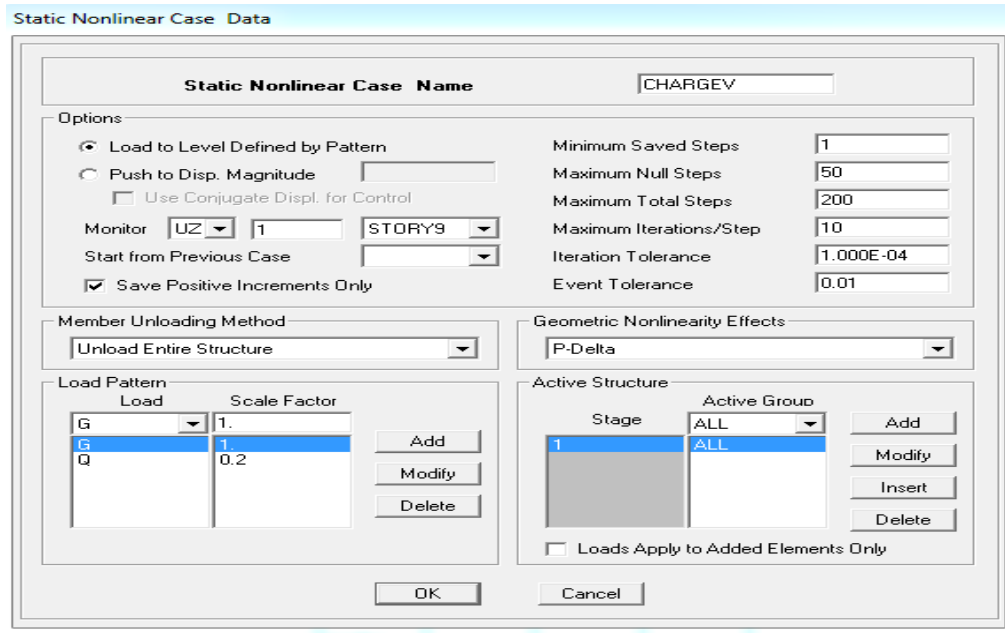


Figure II.12 : chargement de l'analyse push over sous charges verticales.

❖ Puis, pour définir l'analyse sous charges horizontales, on cliquant sur :

Define → Static Non Linear / Push Over Cases.

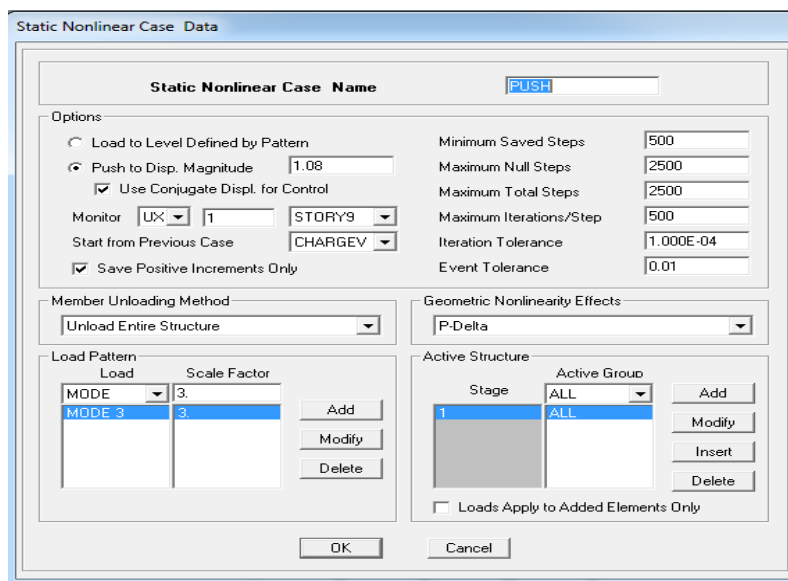


Figure II.13 : chargement de l'analyse push over (Sens xx).

➤ Analyse statique non linéaire et courbe de capacité

L'analyse statique non linéaire « pushover » est exécutée en cliquant sur :
Analyse → Run Static Non Linear Analysis.

Pour visualiser la courbe de capacité ; Display Show → Static Pushover Curve.

Dans la fenêtre qui apparaît (**figure II.14**), on choisit le type de chargement pushover défini précédemment dans la case "Static Nonlinear Case".

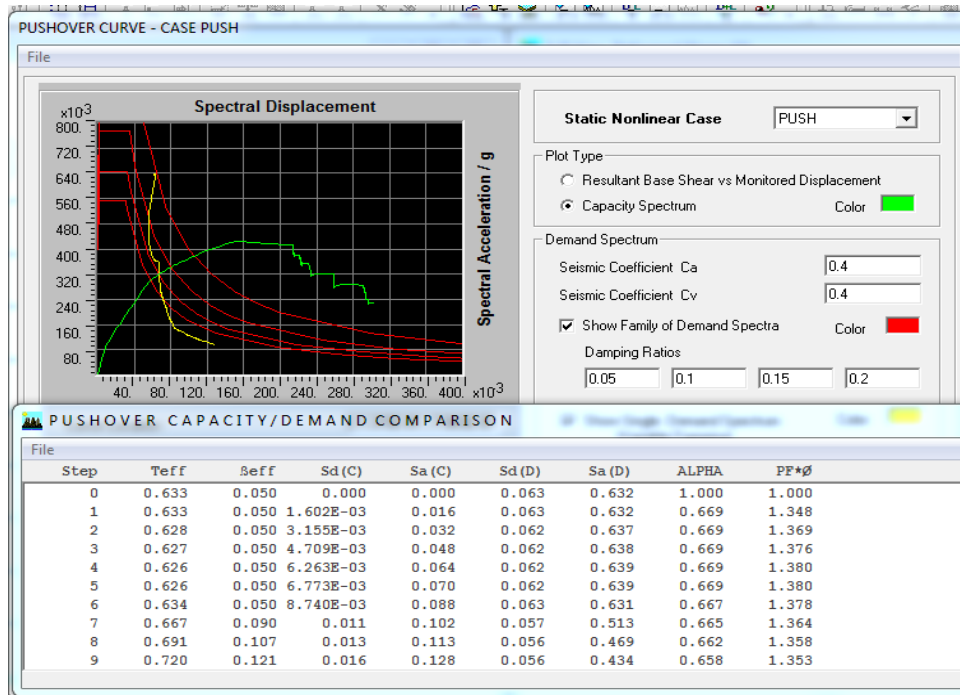


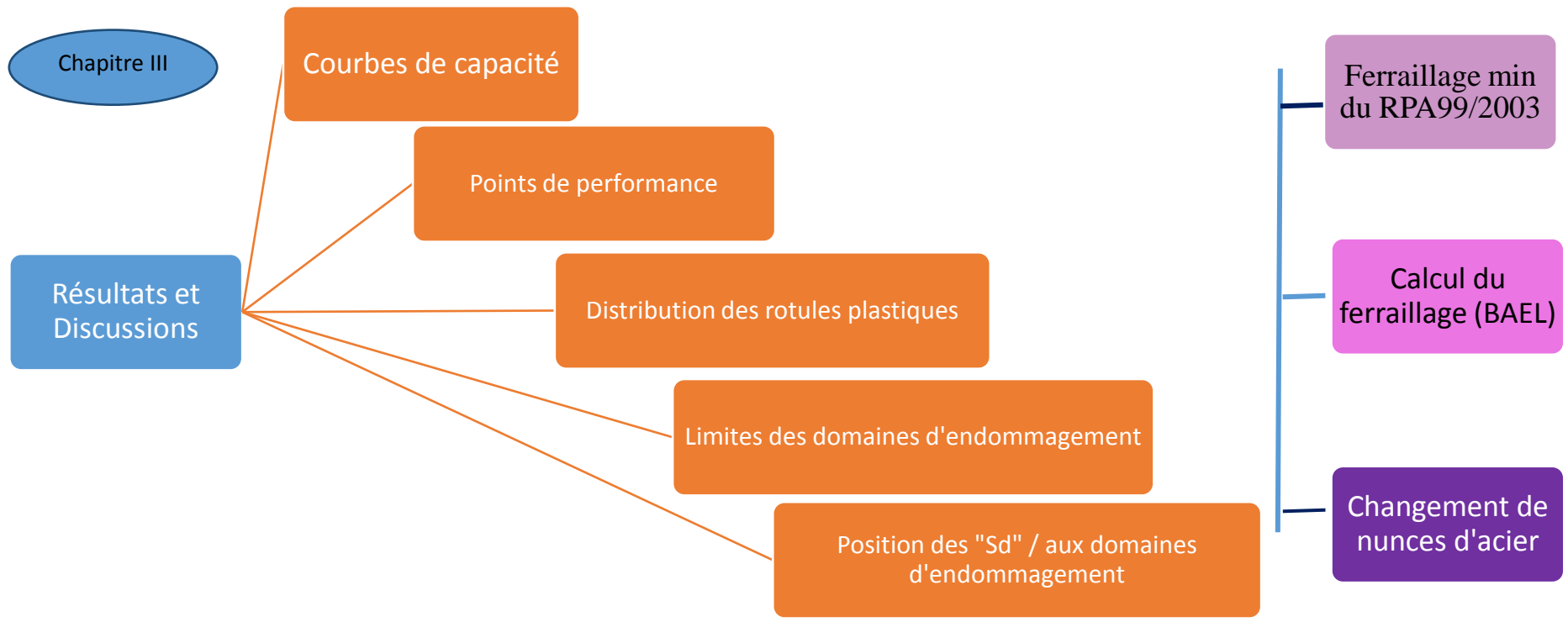
Figure II.14: Spectre de capacité (Sa-Sd).

Après avoir effectué l'analyse non linéaire, nous avons obtenu la courbe de capacité (figure II.14), directement en format accélération spectral-déplacement spectral (S_a - S_d). Cette courbe de capacité est en générale formée par deux phases ; l'une à caractère élastique linéaire suivie par une seconde phase « non linéaire ».

Pour obtenir les points de performance des huit structures, nous suivons les étapes de la procédure B du règlement ATC40 citées en chapitre I, I.8.7.

Conclusion :

Nous avons présenté les différents modèles (Portiques : R+1, R+2, R+3, R+4, R+5, R+6, R+7 et R+8). Par la suite, une modélisation linéaire et statique non linéaire (*Pushover*), sur ETABS sont effectuées, afin d'avoir les courbes de capacité et donc l'allure du comportement des huit portiques, en format accélération-déplacement.



Partie A : ETUDE UTILISANT LE FERRAILLAGE MINIMUM DU RPA99/2003

A-1 INTRODUCTION

Les analyses statiques non linéaires (Pushover) sont effectuées sur les huit (8) portiques présentées dans le chapitre précédent. Dans ce présent chapitre, nous allons procéder à la présentation et à l'interprétation des résultats de la modélisation numériques. Toutefois, on s'intéressera plus particulièrement à l'apparition des rotules plastiques aux points de performances de chaque portique.

Une fois ces points de performances calculés, nous les comparons aux déplacements ultimes (à la rupture) extraits des huit courbes de capacité. Enfin, une interprétation des résultats est donnée en calant ces différents points de performances sur les cinq domaines d'endommagement de l'EMS98 [17].

A-2 Résultats des modélisations numériques des portiques avec FERRAILLAGE MINIMUM du RPA sur logiciel ETABS

A-2-1 Portique R+1 :

a. Courbe de capacité de la structure ($V_{\text{base-d}_{\text{sommet}}}$):

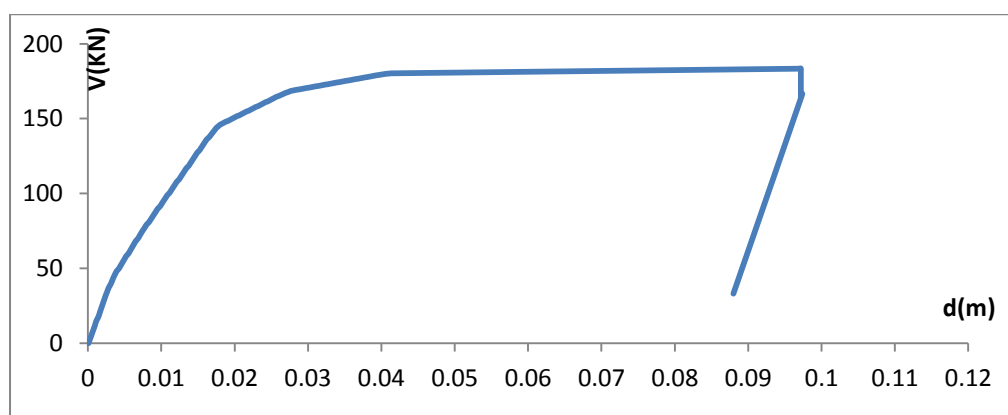


Figure III.1 : Courbe de capacité du portique R+1(zone III ; site S3)

b. Détermination du point de performance du système équivalent (Sa-Sd)

Pour déterminer le point de performance, nous avons appliqué la procédure B du code ATC 40 [7] décrite au chapitre I. La Figure III.2 montre la position du point de performance.

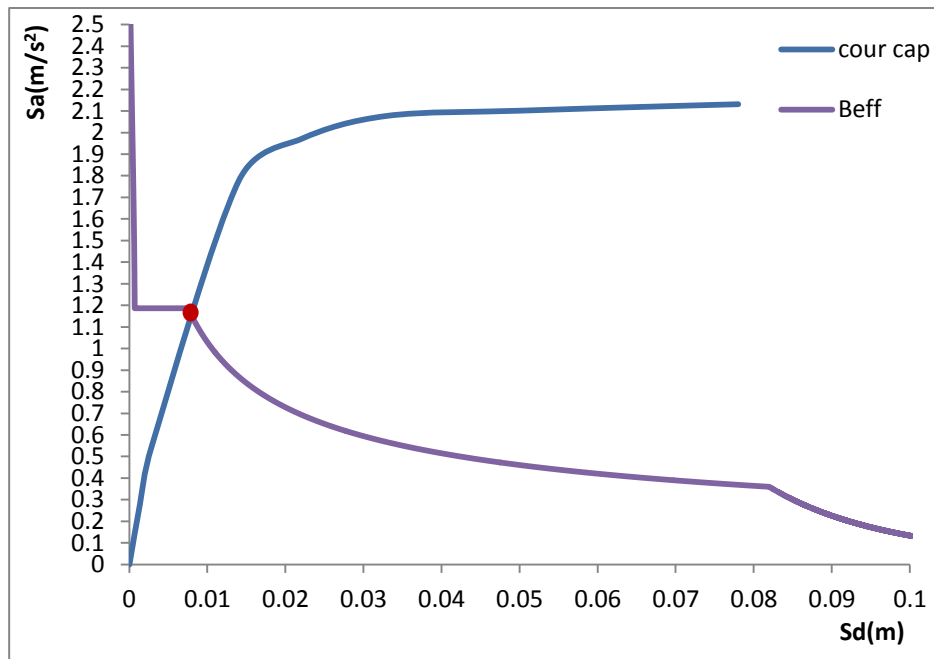


Figure III.2 point de performance (R+1) (zone III ; site S3)

NB : La valeur S_d du déplacement du portique R+1 au point de performance, suivant la procédure B de l'ATC40 [6] est de **0.008 m**

c. Détermination du point de performance de la structure (Vp-dp):

Le calcul de ce point se fait d'après les équations (I.20) et (I.21) du chapitre I.

$$\text{Donc (I.21)} \quad \rightarrow \quad \Delta_{roof} = S_d * PF_1 \phi_{roof,1} \quad (\text{III.1})$$

Avec : S_d : déplacement spectral ;

Δ_{roof} : déplacement au sommet ;

PF_1 : facteur de participation modal du mode fondamental ;

ϕ_1 : amplitude du mode fondamental;

$$\text{D'où :} \quad d_p = \Delta_{roof} = 0.01022 \text{ m}$$

Remarque :

Le logiciel Etabs nous permet d'extraire directement le déplacement au point de performance d_p à partir du step qui correspond au point de performance du système équivalent S_d (déplacement spectral correspond au déplacement induit au sommet).

d. Distribution des rotules plastique

Le logiciel Etabs nous permet de visualiser le développement des rotules plastiques dans les éléments structuraux. La Figure III.3 montre la distribution des rotules plastiques.

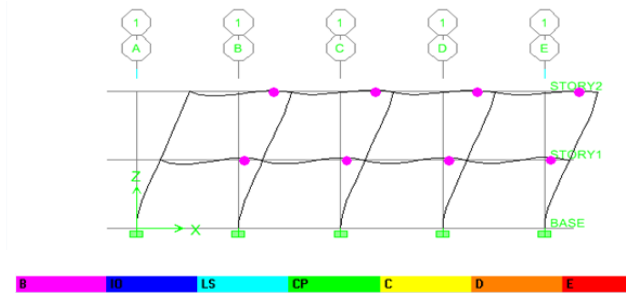


Figure III.3 : Distribution des rotules plastiques dans le portique (R+1) (zone III ; site S3)
AU POINT DE PERFORMANCE

La formation des rotules plastiques commence au niveau des poutres du dernier niveau, puis se propage au premier niveau. Les rotules sont de type B (voir figure III.3)

Après visualisation de la distribution des rotules plastiques correspondant aux points de performance, nous constatons que les dommages sont superficiels, car la formation de rotules plastiques de type (B) dans les poutres représente, selon la figure I-28 du chapitre I, qu'il n'y a aucune déformation au niveau des rotules et que toutes les déformations élastiques sont ignorées FEMA 356 [19].

e. Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement

Une fois le point de performance calculé, nous le comparons à un déplacement ultime extrait de la courbe de capacité qui est défini par le passage de la structure de la phase plastique à la ruine.

Pour définir le comportement de la structure à partir du point de performance, cinq domaines d'endommagement sont définis. Les limites proposées à ces domaines sont données dans le tableau III-1 qui suit :

Tableau III-1 : niveaux de déplacement des différents domaines de dommages (R+1)
 [23]:

Domaine d'endommagement	Déplacement spectrale associé	Valeurs du déplacement spectral associé
Domaine 1	$S_d = 0.4 S_{dy}$	0.00356
Domaine 2	$S_d = 0.8 S_{dy}$	0.00712
Domaine 3	$S_d = S_{dy} + 0.25(S_{di} - S_{dy})$	0.026175
Domaine 4	$S_d = 0.74 S_{di}$	0.0585
Domaine 5	$S_d = S_{di}$	0.078

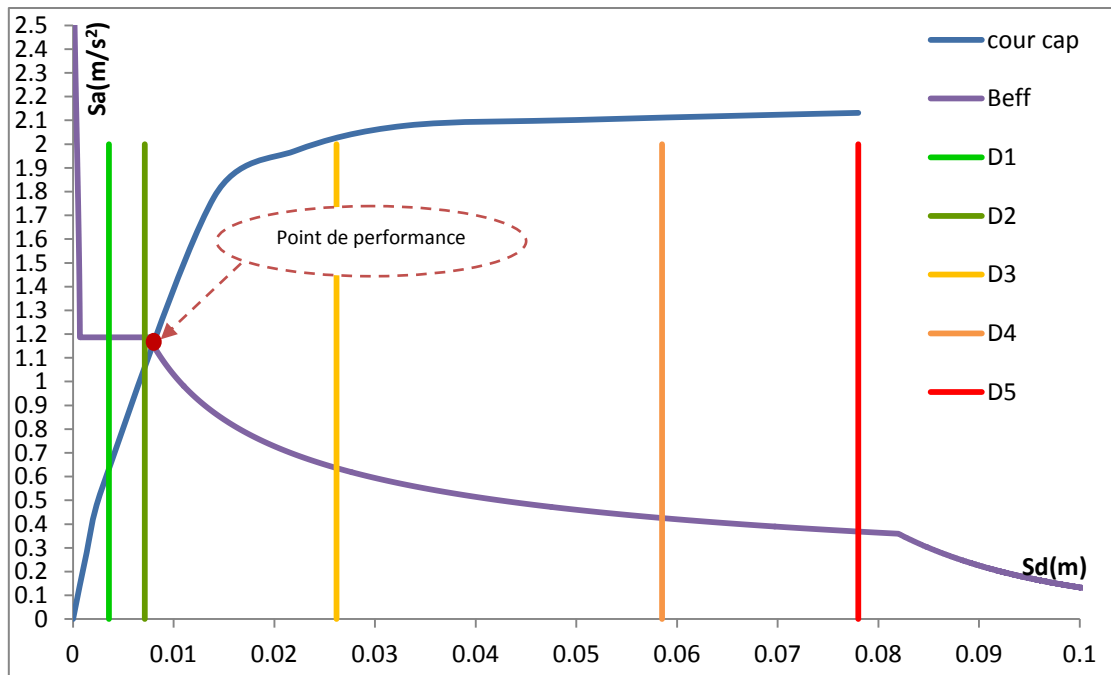


Figure III.4 Emplacement du point de performance (R+1) (zone III ; site S3)

D'après la Figure III.4, nous remarquons que le point de performance de notre structure se situe juste au début du domaine orange 3(D3). Donc la structure subit des dommages contrôlé (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants) EMS -98[17], selon (la figure I-29, le tableau I.3) du chapitre I.

A-2-2 Portique R+2 :

a- Détermination du point de performance du système équivalent (Sa-Sd)

On matérialise l'intersection de la courbe de capacité du portique R+2 et de la demande sismique (Zone III, site meuble) par un point de performance et ce, suivant la procédure B du règlement américain ATC40 [7] (Figure III.5).

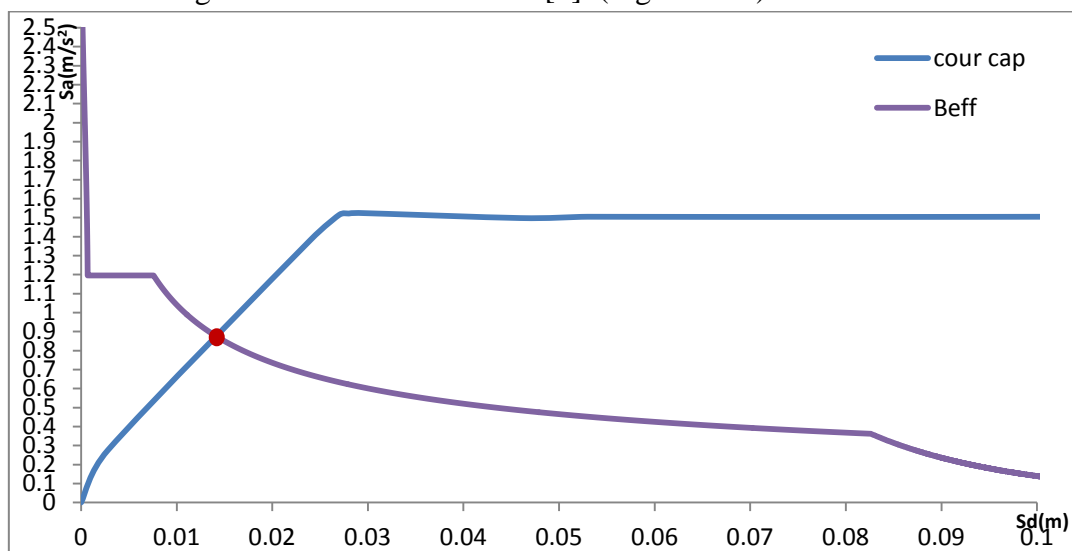


Figure III.5 Point de performance (R+2) (zone III ; site S3)

S_a (point de performance)=0.0141m.

b- Distribution des rotules plastique

La figure III.6 donne la distribution des rotules plastiques par le logiciel ETABS.

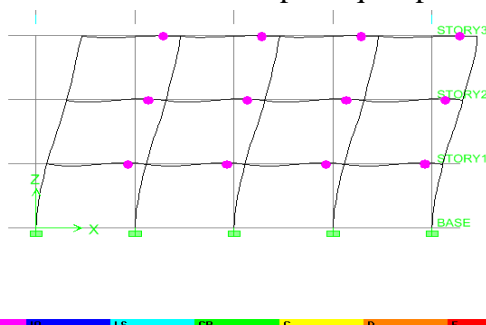


Figure III.6 : Distribution des rotules plastiques dans le portique (R+2) (zone III ; site S3)
AU POINT DE PERFORMANCE

La formation de rotules plastiques commence au niveau des poutres du dernier niveau, puis au premier niveau et enfin au niveau intermédiaire (rotules de type B : dommages superficiels) (figure I-28).

c- Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement :

Afin de déterminer le comportement de la structure, portique R+2, la détermination des cinq domaines de en déplacement sont recalculés (tableau III-2)

Tableau III-2 : niveaux de déplacement des différents domaines de dommages(R+2)
 [23] :

Domaine d'endommagement	Déplacement spectrale associé	Valeurs du déplacement spectral associé
Domaine 1	$S_d = 0.4 S_{dy}$	0.00552
Domaine2	$S_d = 0.8 S_{dy}$	0.01104
Domaine 3	$S_d = S_{dy} + 0.25(S_{di} - S_{dy})$	0.0371
Domaine 4	$S_d = 0.74S_{di}$	0.08025
Domaine 5	$S_d = S_{di}$	0.107

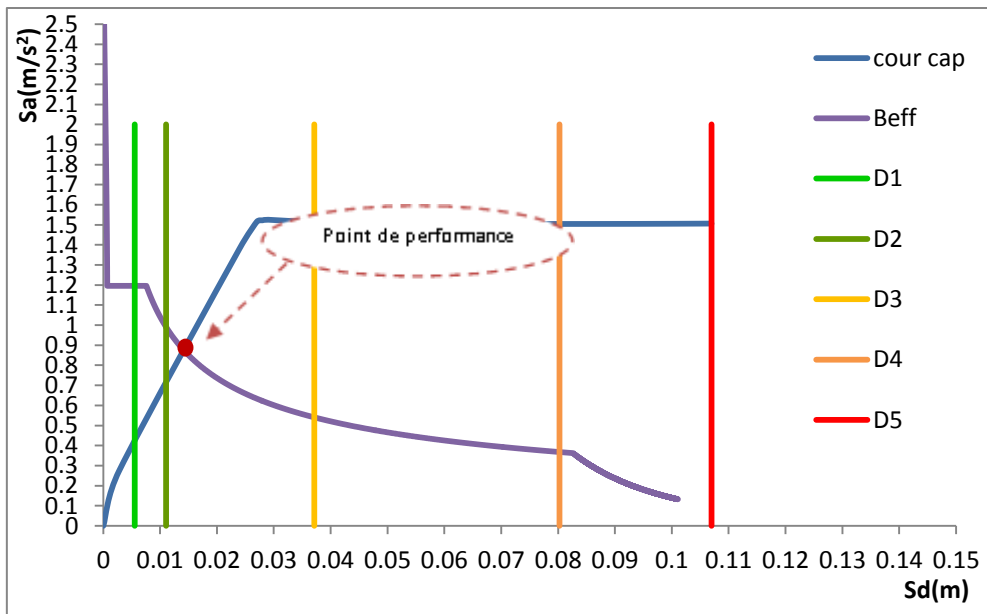


Figure III.7 Position du point de performance (R+2) (zone III ; site S3)

D'après la Figure III.7, nous remarquons que le point de performance de la structure pénètre un peu plus dans le domaine 3 comparé à sa position pour le portique R+1 (Figure III.4).

A-2-3 Portique R+3

a- Détermination du point de performance du système équivalent (Sa-Sd)

La Figure III.8 montre la position du point de performance.

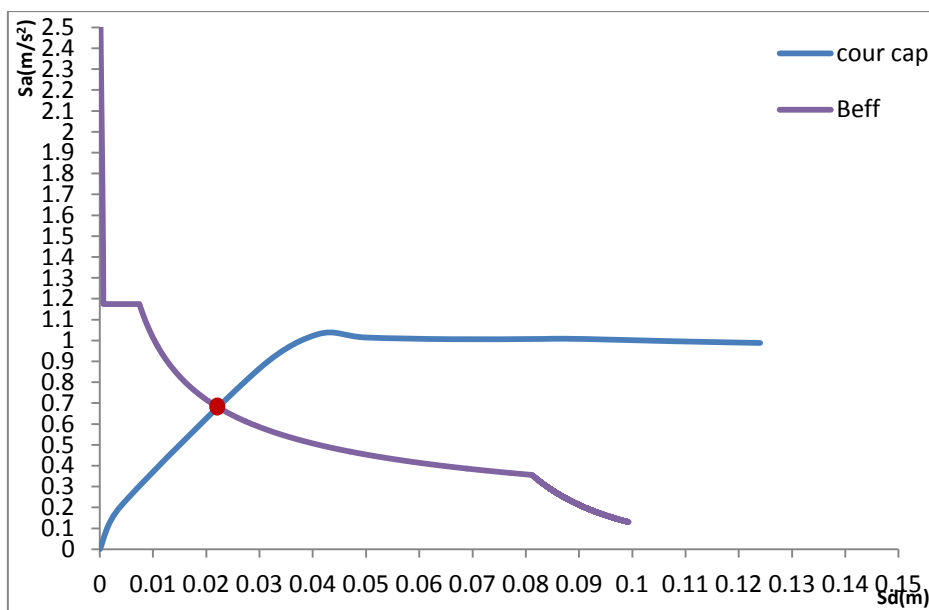


Figure III.8 point de performance (R+3) (zone III ; site S3)

S_d (point de performance)=0.0222 m.

b- Distribution des rotules plastique :

La **Figure III.9** montre la distribution des rotules plastiques par le logiciel ETABS.

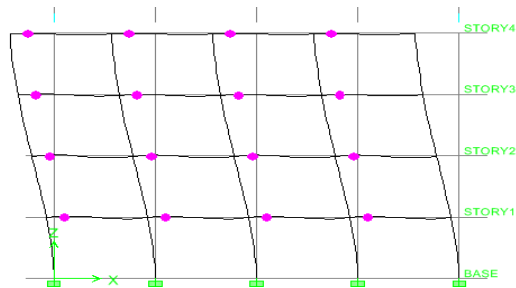


Figure III.9 : Distribution des rotules plastiques sur le portique (R+3) (zone III ; site S3)
AU POINT DE PERFORMANCE

Sur la figure ci-avant, on voit clairement l'apparition de rotules plastiques sur l'ensemble des poutres. Cependant elles se visualisent au niveau des poutres du premier niveau, puis se propagent au 2^{ème} et au dernier niveau et enfin au 3^{ème} niveau (rotules de type B) (**figure I-28** du chapitre I).

c- Position du point de performance aux domaines d'endommagement

Pour définir le comportement de la structure à partir du point de performance, cinq domaines d'endommagement sont définis. Les limites proposées à ces domaines sont données sur le tableau ci-dessous:

Tableau III-3 : niveaux de déplacement des différents domaines de dommage(R+3) [23] :

Domaine d'endommagement	Déplacement spectrale associé	Valeurs du déplacement spectral associé
Domaine 1	$S_d = 0.4 S_{dy}$	0.00688
Domaine 2	$S_d = 0.8 S_{dy}$	0.01376
Domaine 3	$S_d = S_{dy} + 0.25(S_{di} - S_{dy})$	0.0439
Domaine 4	$S_d = 0.74 S_{di}$	0.093
Domaine 5	$S_d = S_{di}$	0.124

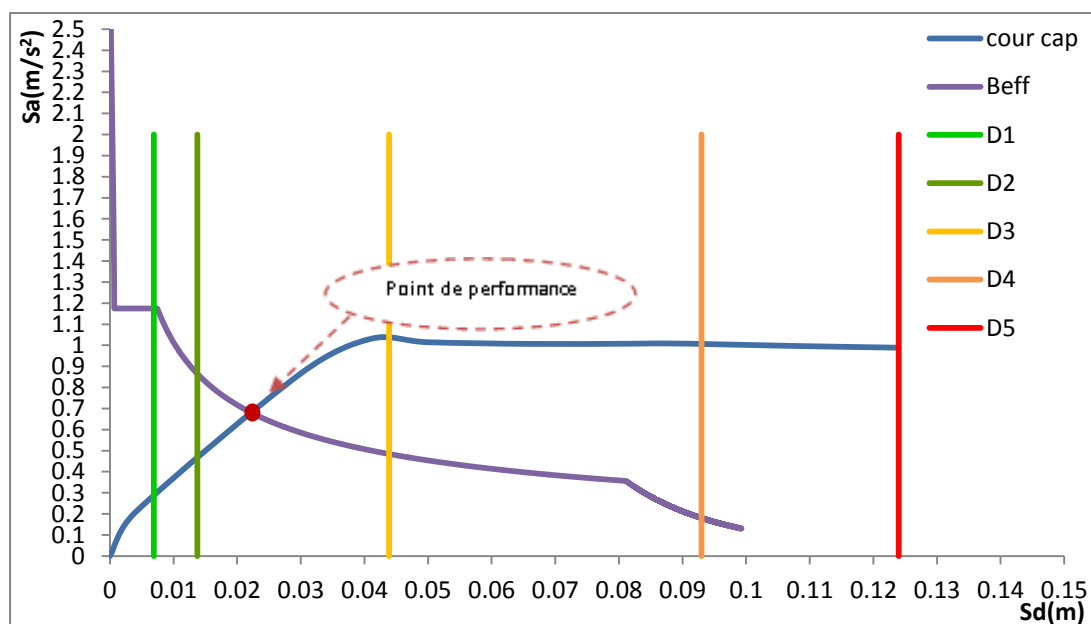


Figure III.10 Domaine du point de performance (R+3) (zone III ; site S3)

D'après la Figure III.10, nous remarquons que le point de performance de notre structure se situe *toujours* dans le domaine 3(D3) (figure I-29, le tableau I.3).

A-2-4 Portique R+4

a- Détermination du point de performance du système équivalent (Sa-Sd)

La Figure III.11 montre la position du point de performance effectué suivant la procédure B de l'ATC40 [7].

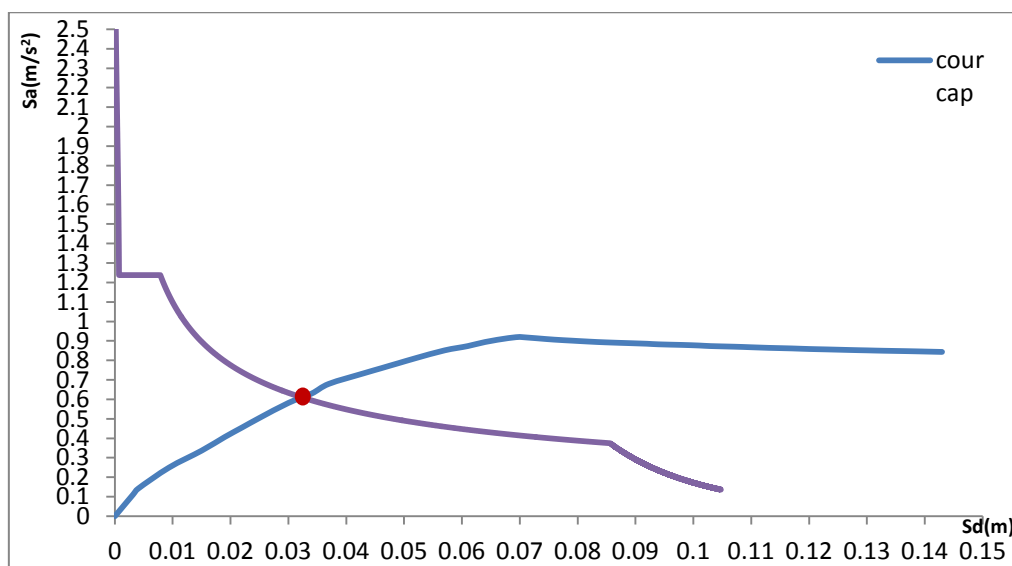


Figure III.11 point de performance (R+4) (zone III ; site S3)

$$S_d (\text{point de performance}) = 0.0297\text{m.}$$

b- distribution des rotules plastique : La Figure III.12 montre les distributions des rotules plastiques au *step* correspondant au déplacement $S_d = 0.297m$.

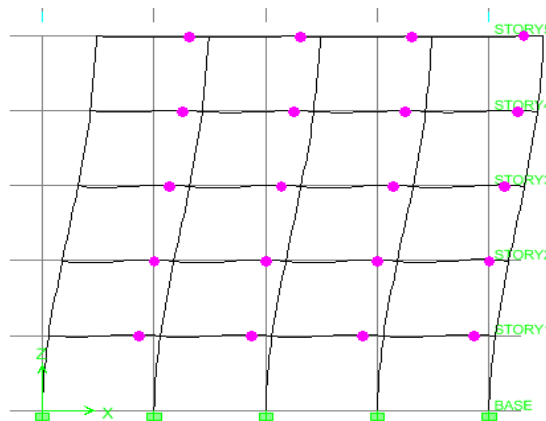


Figure III.12 : Distribution des rotules plastiques sur le portique (R+4) (zone III ; site S3) (AU POINT DE PERFORMANCE)

Sur cette figure, on remarque que la formation de rotules plastiques commence au niveau des poutres du 2^{ème} niveau, puis se propage sur tous les niveaux (rotules de type B). (Figure I-28).

c- Position du point de performance sur les domaines d'endommagement

Pour définir le comportement de la structure à partir du point de performance, on recalcule les cinq limites des domaines d'endommagement, afin d'y positionner le point de performance.

Tableau III-4 : niveaux de déplacement des différents domaines de dommages(R+4) [23] :

Domaine d'endommagement	Déplacement spectrale associé	Valeurs du déplacement spectral associé
Domaine 1	$S_d = 0.4 S_{dy}$	0.00848
Domaine 2	$S_d = 0.8 S_{dy}$	0.01696
Domaine 3	$S_d = S_{dy} + 0.25(S_{di} - S_{dy})$	0.05165
Domaine 4	$S_d = 0.74 S_{di}$	0.10725
Domaine 5	$S_d = S_{di}$	0.143

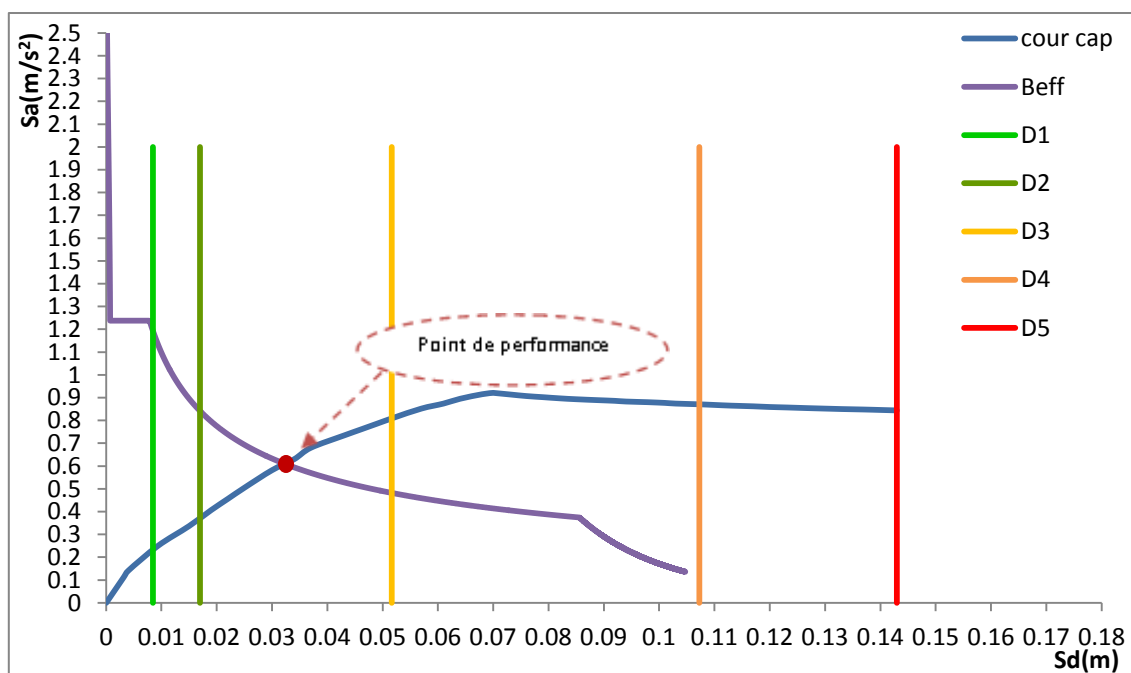


Figure III.13 Position du point de performance (R+4) (zone III ; site S3)

D'après la Figure III.13, nous remarquons que le point de performance la structure se situe *toujours* dans le domaine 3 (D3) (Ces domaines sont explicités sur la figure I-29 et dans le tableau I.3).

A-2-5 Portique R+5 :

a- Détermination du point de performance du système équivalent (Sa-Sd)

La Figure III.14 montre la détermination du point de performance suivant la procédure B de l'ATC40 [7].

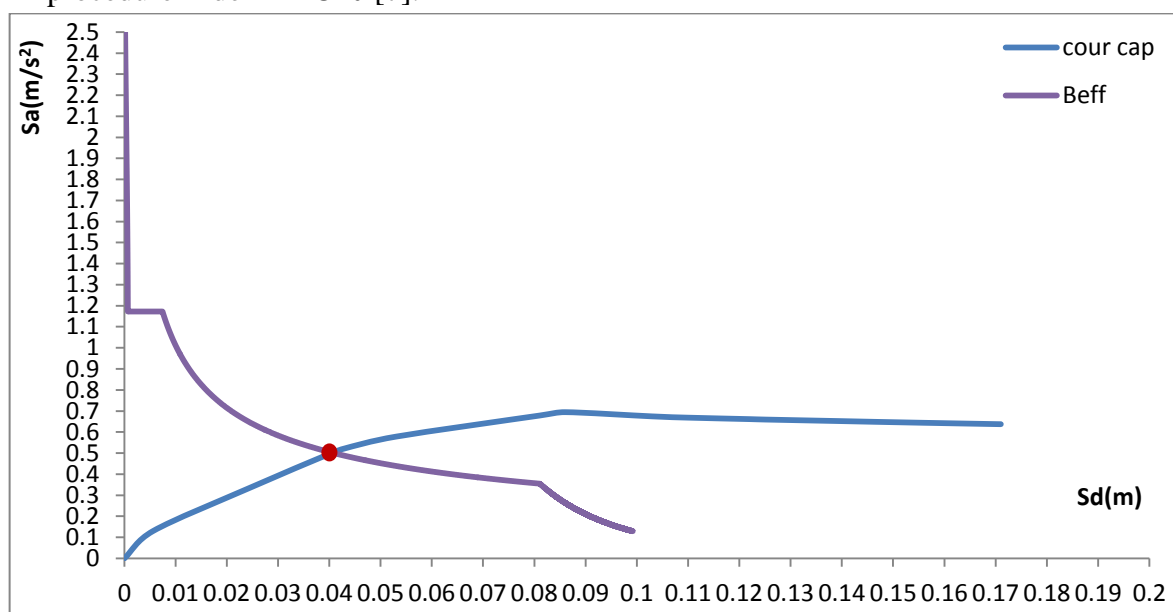


Figure III.14 point de performance (R+5) (zone III ; site S3)

S_d (au point de performance) = 0.0406 m.

b- distribution des rotules plastique

La figure III.15 montre la distribution des rotules plastiques donnée par le logiciel ETABS.

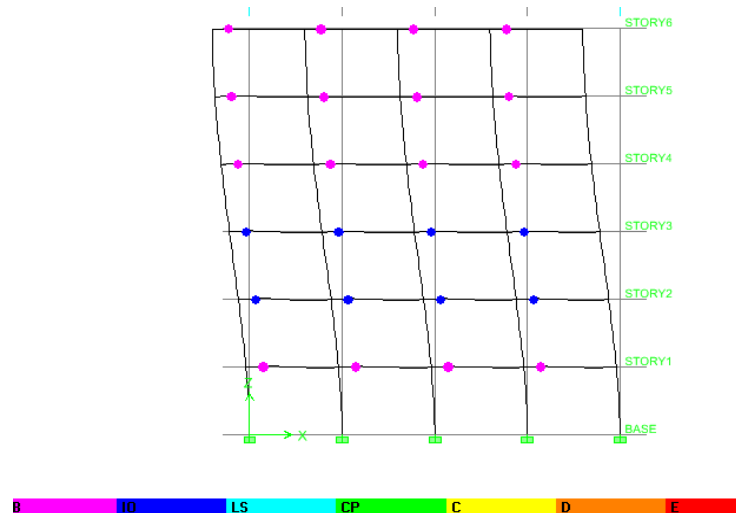


Figure III.15 : Distribution des rotules plastiques sur le portique (R+5) (zone III ; site S3)
(AU POINT DE PERFORMANCE)

La formation des rotules plastiques commence au niveau des poutres du 2^{ème} niveau, puis au 3^{ème} et se propage enfin sur tous les niveaux. Les rotules sont au départ de type B puis se transforment au type (IO) dans le 3^{ème} puis dans le 2^{ème} niveau. (**Figure III.15**).

N.B : Bien que les dommages apparus sur ce portique sont un peu plus important que ceux des portiques R+1, 2, 3 et 4, ces désordres restent *MINEURS*. En effet, la classification des rotules plastiques donnée par FEMA 356 [19] montre que la structure garde une grande partie de sa raideur initiale et de sa résistance et que le type IO correspond à Immediate Occupancy comme donner sur la **figure I-28**, chapitre I.

c- Position du point de performance aux domaines d'endommagement

Le calcul des limites en déplacement spectral est donné sur le tableau III.5. Le point de performance se déplace. Toutefois, il reste toujours dans le domaine Orange 3 (figure III.16)

Tableau III-5 : niveaux de déplacement des différents domaines de dommages(R+5) [23].

Domaine d'endommagement	Déplacement spectrale associé	Valeurs du déplacement spectral associé
Domaine 1	$S_d = 0.4 S_{dy}$	0.0098
Domaine 2	$S_d = 0.8 S_{dy}$	0.0196
Domaine 3	$S_d = S_{dy} + 0.25(S_{di} - S_{dy})$	0.061125
Domaine 4	$S_d = 0.74 S_{di}$	0.12825
Domaine 5	$S_d = S_{di}$	0.171

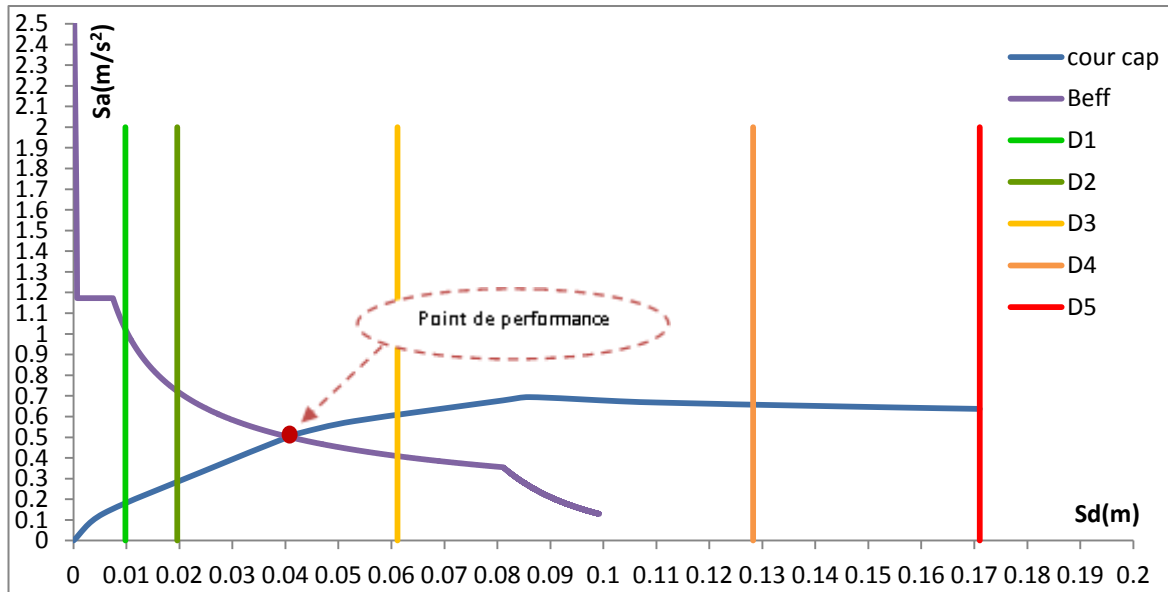


Figure III.16 Domaine d'apparition du point de performance (R+5) (zone III ; site S3)

A-2-6 Portique R+6

a- Détermination du point de performance du système équivalent (Sa-Sd)

La Figure III.17 montre la détermination du point de performance par la procédure B de l'ATC40 [7].



Figure III.17 point de performance (R+6) (zone III ; site S3)

$S_d(\text{point de performance}) = 0.0497 \text{ m.}$

b- distribution des rotules plastique

La **figure III.18** montre la distribution des rotules plastiques, au déplacement correspondant au point de performance effectuée à l'aide du logiciel ETABS.

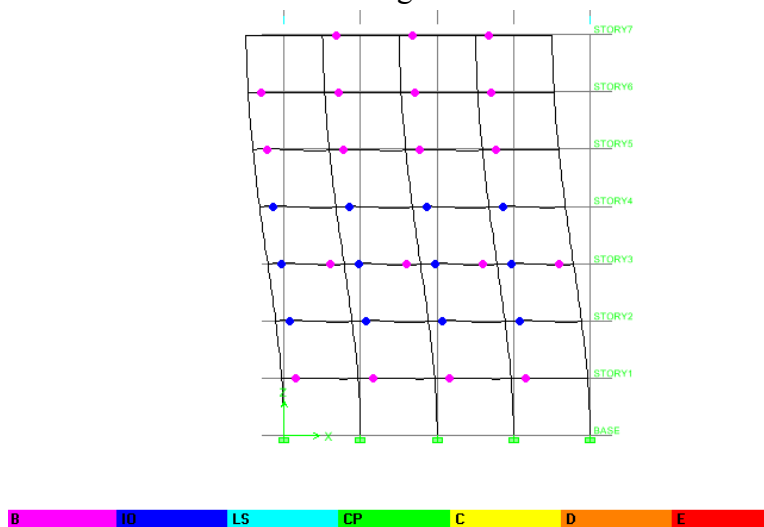


Figure III.18 : Distribution des rotules plastiques dans le portique (R+6) (zone III ; site S3) (AU POINT DE PERFORMANCE)

Observation : Sur la figure ci-dessus, on remarque que la formation des rotules plastiques commence au niveau des poutres du 3^{ème} puis du 2^{ème} niveau pour finir par se propager dans tous les niveaux. Les rotules sont de type B pour ensuite se transformer en type (IO) successivement dans les poutres du 3^{ème}, 4^{ème} et 2^{ème} niveau (**figure I-28** du chapitre I).

c- Position du point de performance sur les domaines d'endommagement

Le calcul des limites en déplacement des cinq domaines d'endommagement est donné dans le tableau ci-dessous.

Tableau III-6 : niveaux de déplacement des différents domaines de dommages(R+6) [23] :

Domaine d'endommagement	Déplacement spectrale associé	Valeurs du déplacement spectral associé
Domaine 1	$S_d = 0.4 S_{dy}$	0.0108
Domaine 2	$S_d = 0.8 S_{dy}$	0.0216
Domaine 3	$S_d = S_{dy} + 0.25(S_{di} - S_{dy})$	0.0675
Domaine 4	$S_d = 0.74 S_{di}$	0.14175
Domaine 5	$S_d = S_{di}$	0.189

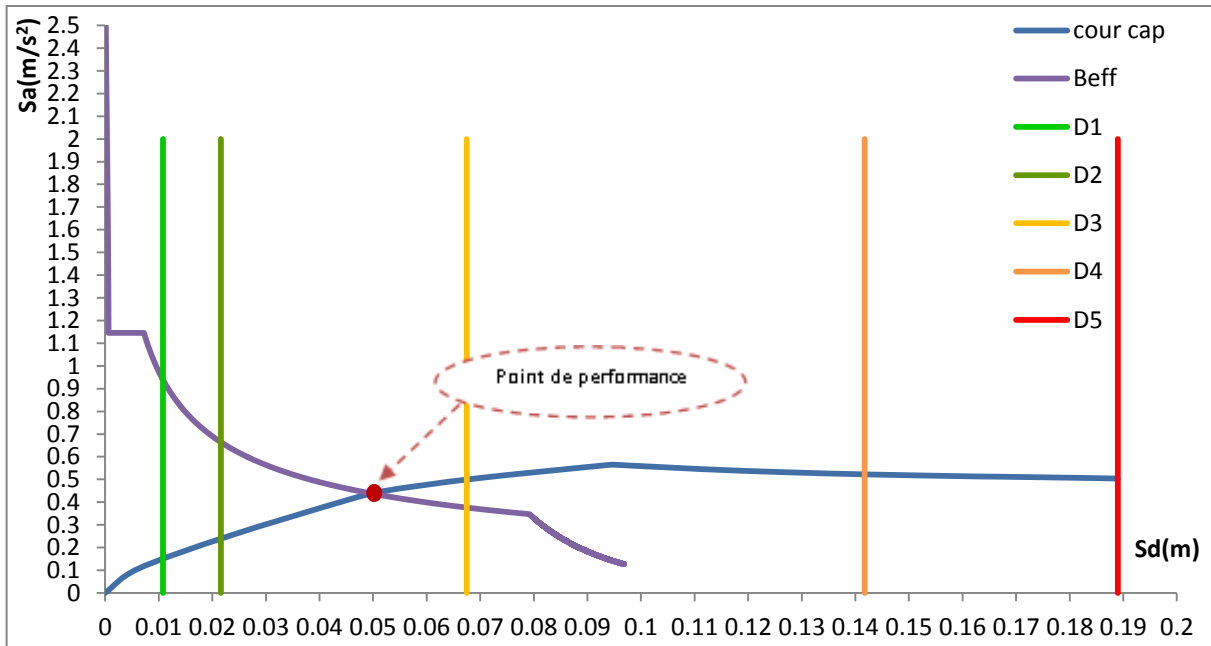


Figure III.19 Position du point de performance (R+6) (zone III ; site S3)

D'après la figure III.19, nous constatons que le point de performance de la structure se déplace mais se situe, *toujours*, dans le domaine 3(D3). (figure I-29 et tableau I.3).

A-2-7 Portique R+7

a- Détermination du point de performance du système équivalent (Sa-Sd)

La figure III.20 montre la détermination du point de performance, effectué à l'aide de la procédure B de l'ATC40 [7].

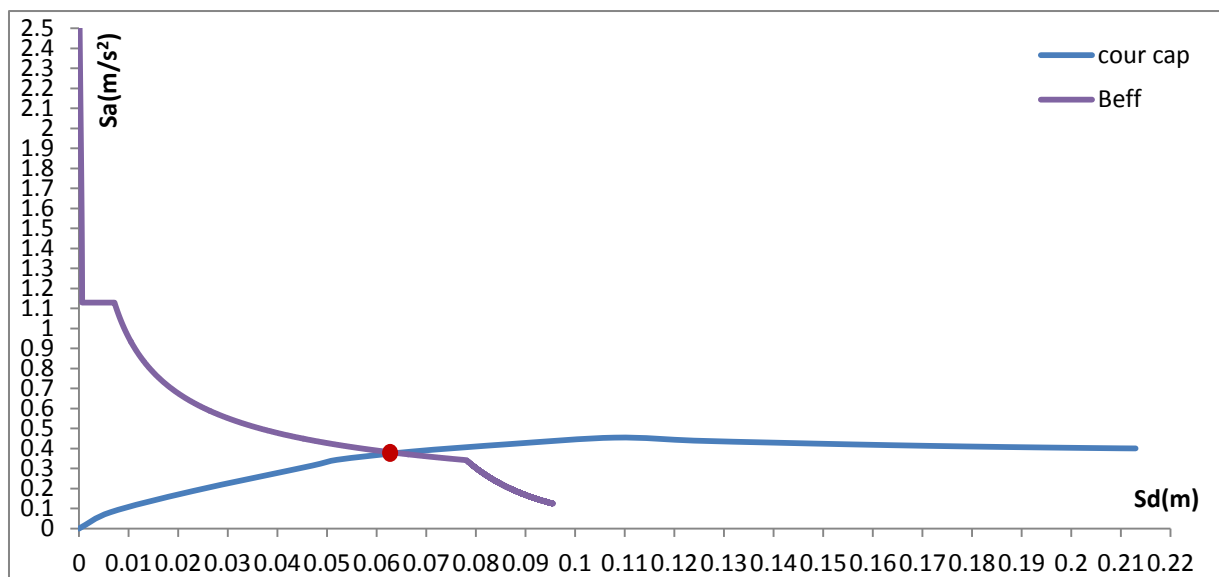


Figure III.20 point de performance (R+7) (zone III ; site S3)

S_d (point de performance) = 0.064 m.

b- Distribution des rotules plastique :

La figure III.21 montre la distribution des rotules plastiques du portique R+7, modélisé par le logiciel ETABS.

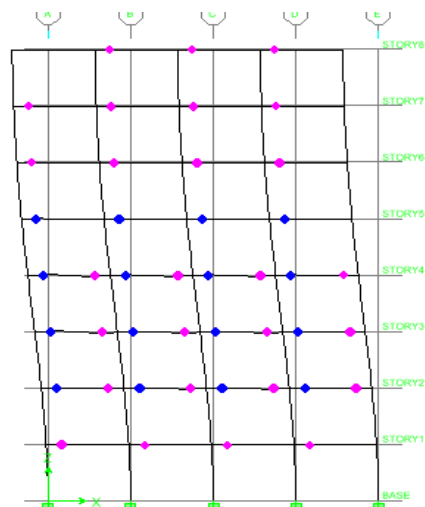


Figure III.21 : Distribution des rotules plastiques dans le portique (R+7) (zone III ; site S3) (AU POINT DE PERFORMANCE)

Observation : La formation de rotules plastiques commence au niveau des poutres du 3^{ème} niveau, puis se propage successivement au 4^{ème}, 2^{ème}, 5^{ème} puis dans l'ensemble des poutres du portique. Les rotules sont de type B et se transforment en types IO successivement dans le 3^{ème}, le 4^{ème}, le 2^{ème} et enfin au 5^{ème} niveau. Les types B et IO sont donnés sur la **figure I-28** du chapitre I.

c- Position du point de performance sur les domaines d'endommagement

Pour définir le comportement de la structure à partir du point de performance, cinq domaines d'endommagement sont définis. Les limites proposées à ces domaines sont données dans le **tableau III-7**.

Tableau III-7 : niveaux de déplacement des différents domaines de dommages (R+7) [23] :

Domaine d'endommagement	Déplacement spectrale associé	Valeurs du déplacement spectral associé
Domaine 1	$S_d = 0.4 S_{dy}$	0.01184
Domaine 2	$S_d = 0.8 S_{dy}$	0.02368
Domaine 3	$S_d = S_{dy} + 0.25(S_{di} - S_{dy})$	0.07545
Domaine 4	$S_d = 0.74 S_{di}$	0.15975
Domaine 5	$S_d = S_{di}$	0.213

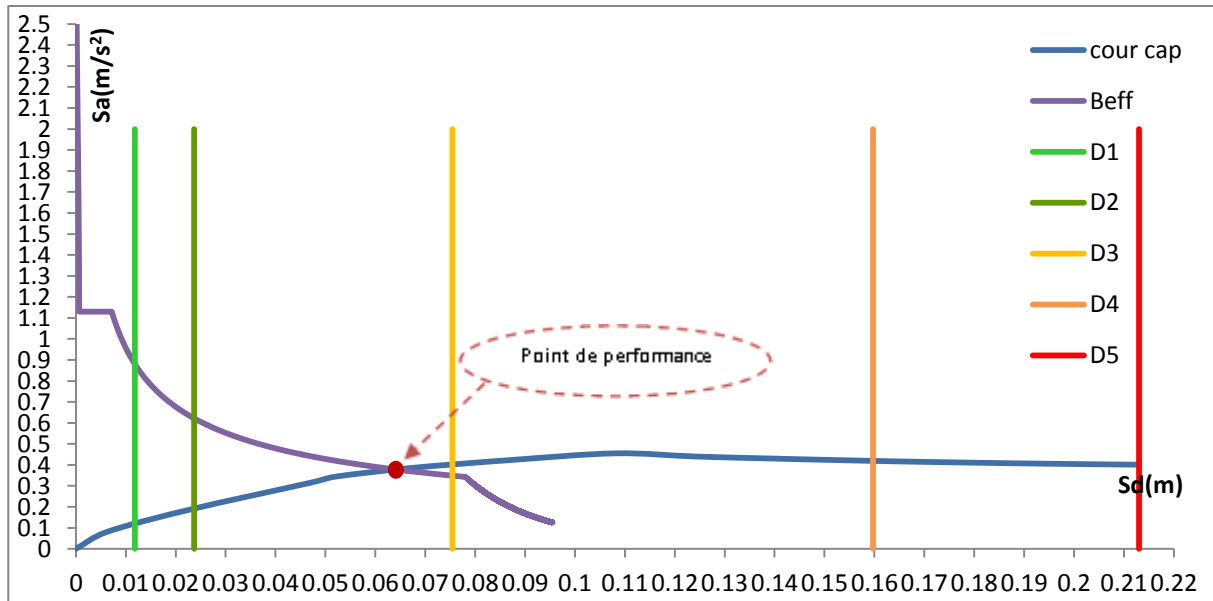


Figure III.22 le domaine de point de performance (R+7) (zone III ; site S3)

D'après la figure III.22, nous remarquons que le point de performance de notre structure se situe, *toujours*, dans le domaine orange 3 (D3).

A-2-8 Portique R+8

a- Détermination du point de performance du système équivalent (Sa-Sd)

La figure III.23 montre la détermination du point de performance suivant la procédure B de l'ATC40 [7].

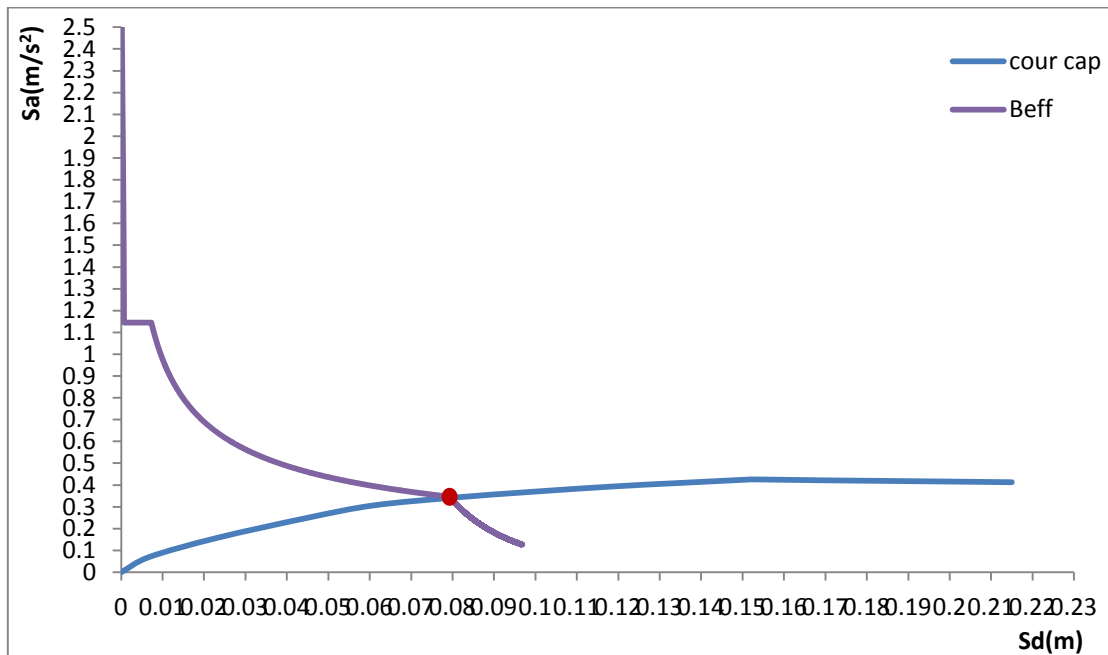


Figure III.23 point de performance (R+8) (zone III ; site S3)

S_d (point de performance) = 0.0767 m

b- distribution des rotules plastique

La figure III.24 montre la distribution des rotules plastiques.

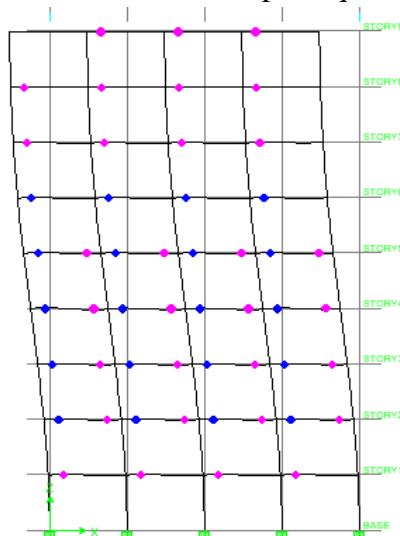


Figure III.24 : Distribution des rotules plastiques dans le portique (R+8) (zone III ; site S3)
(AU POINT DE PERFORMANCE)

Observation : La formation des rotules plastiques commence au niveau des poutres du niveau 4 et se propage successivement aux niveaux 3, 5, 2 et 6, puis, au point de performance, elles apparaissent sur tous les niveaux. Les rotules sont de type B puis se transforment en type IO. Leurs apparitions se succèdent sur les niveaux 4, 3, 5, 2 puis 6. (Les types B et IO sont donnés sur la figure I-28 du chapitre I).

c- Position de point de performance par rapport aux domaines d'endommagement

Pour définir le comportement de la structure à partir du point de performance, cinq domaines d'endommagement sont recalculés pour ce portique R+8.

Tableau III-8 : Niveaux de déplacement des différents domaines de dommages(R+8)
[23] :

Domaine d'endommagement	Déplacement spectrale associé	Valeurs du déplacement spectral associé
Domaine 1	$S_d = 0.4 S_{dy}$	0.012
Domaine 2	$S_d = 0.8 S_{dy}$	0.024
Domaine 3	$S_d = S_{dy} + 0.25(S_{di} - S_{dy})$	0.07625
Domaine 4	$S_d = 0.74 S_{di}$	0.16125
Domaine 5	$S_d = S_{di}$	0.215

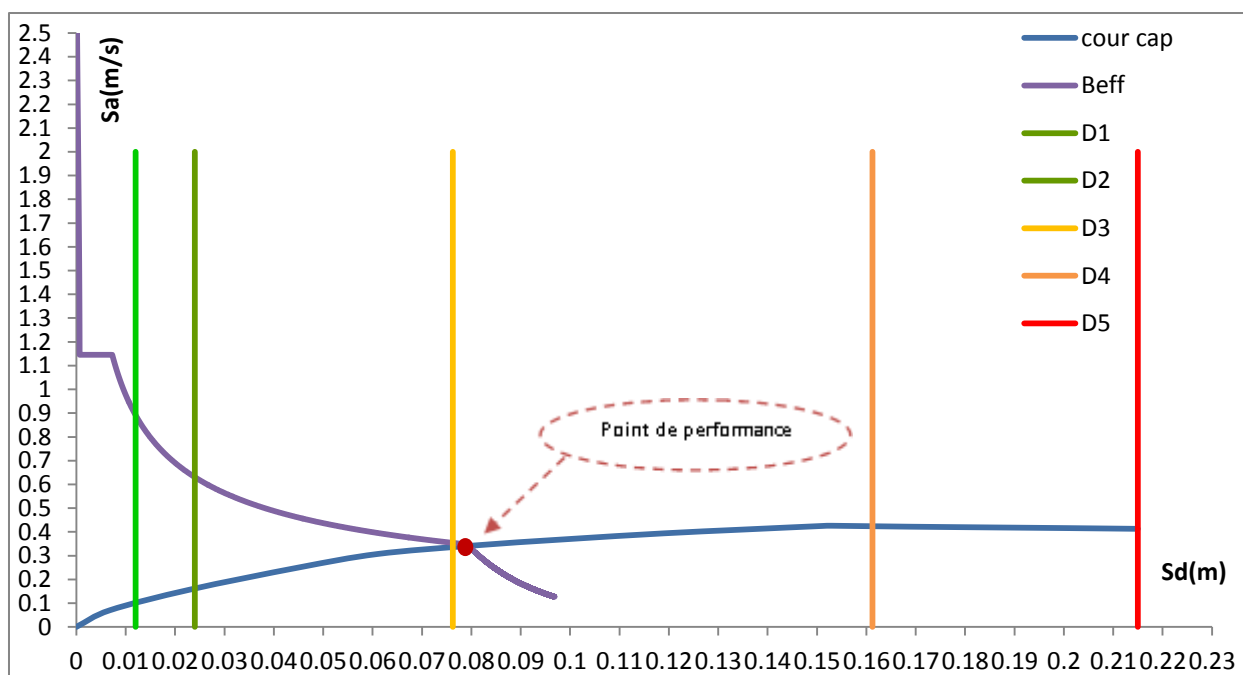


Figure III.25 Domaine du point de performance (R+8) (zone III ; site S3)

D'après la Figure III.25, nous remarquons que le point de performance de notre structure se déplace et se situe dans le domaine Orange 4 (D4). La structure subit des dommages importants (dégâts structuraux importants, dégâts non structuraux très importants), EMS - 98[17], selon la figure I-29 et le Tableau I.3.

Remarque :

La valeur du déplacement, au point de performance, augmente en fonction du nombre d'étage (Figure III.26), en allant du portique (R+1) au (R+8) dans la même zone (zone III) et sur le même site d'implantation(S3).

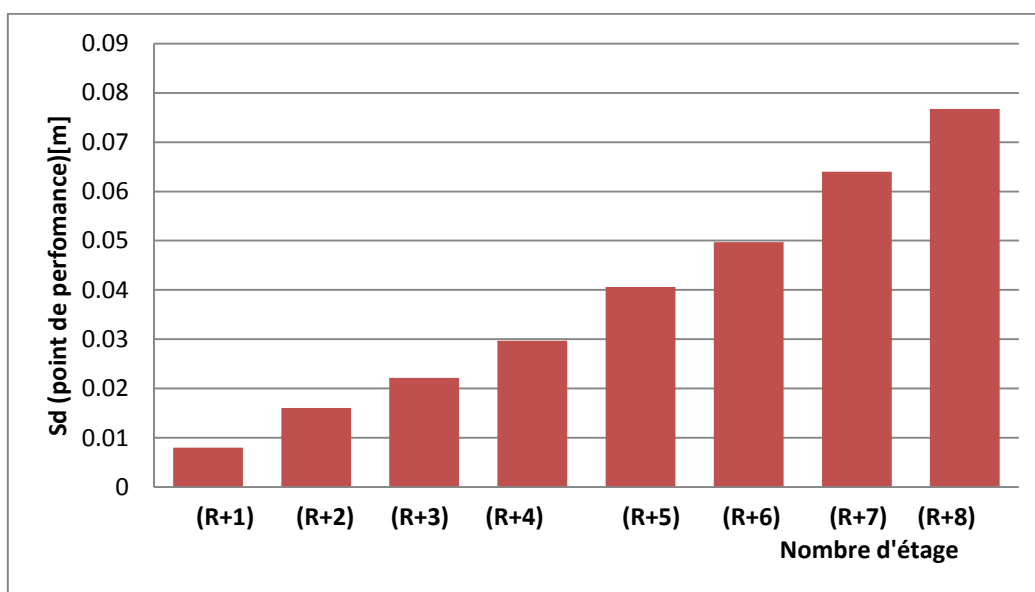


Figure III.26 Déplacement spectrale en fonction du nombre d'étage (zone III ; site S3).

Interprétation : Les figures (III.4; III.7 ; III.10 ; III.13; III.16; III.19 ; III.22 ; III.25) montrent la position du point de performance par rapport au différents domaines d'endommagement prédéfinis. Elles montrent aussi clairement, que le point de performance de chaque structure en (R+1), (R+2), (R+3), (R+4), (R+5), (R+6) et (R+7) est *toujours*, dans le domaine orange 3 (D3). Donc les structures implantées sur site S3, dans une zone de forte sismicité, subit des dommages contrôlés (dégâts structuraux modérés, dégâts non structuraux importants) EMS98 [17], selon la **figure I-29 et le tableau I.3** du chapitre I.

Sur la figure(III.25), on voit bien que le point de performance du **portique (R+8)** est dans le domaine orange 4 (D4). La structure subit des dommages importants dans la zone à forte sismicité (zone III) et site meuble (S3).

Ainsi, nous concluons que le ferraillement minimum, donné par le règlement parasismique algérien (RPA) [34], ne suffit pas pour reprendre les charges sismiques imposées. Nous proposons alors, de refaire tout le travail en calculant le ferraillement des huit portiques considérés sur la **Figure II-1** et présentés dans le chapitre II.

N.B : Le pré dimensionnement des sections de béton des poutres et des poteaux, les propriétés mécaniques des matériaux, les charges appliquées (notamment l'action sismique), la zone et le site d'implantation sont maintenus et sont identiques à ce qui a été effectué précédemment (chapitre II).

PARTIE B : CALCUL DU FERRAILLEMENT DES PORTIQUES

B-1 INTRODUCTION :

Le calcul des armatures longitudinales et transversales des poutres et poteaux est effectué en considérant les sollicitations dues aux charges gravitaires (charges permanentes et d'exploitations) et aux charges sismiques, selon les combinaisons d'actions définies dans les deux codes de calcul ; BAEL91 « code de calcul en béton armé aux états limites [9] » et RPA99/2003 « règlement parasismique algérien RPA99/version 2003 [34] ».

Comme dans le chapitre précédent, notre intérêt porte sur le calcul des armatures longitudinales.

B-2 FERRAILLEMENT DES POUTRES :

Les armatures longitudinales des poutres sont calculées en flexion simple, en considérant les combinaisons d'actions définies dans les deux codes de calcul utilisés, à savoir :

BAEL 91

- $1.35G+1.5Q.....$ à l'ELU
- $G + Q$ à l'ELS

RPA 99 / Version 2003 :

- G+Q±E
- 0.8G± E

Avec :

- G : charges permanentes
- Q : charges d'exploitation
- E : Action sismique

B-2. 1 Recommandation pour le ferrailage des poutres :

Recommandation du BAEL 91 révisé 99[9]:

➤ **Condition de non fragilité :** Il faut respecter les pourcentages minimaux :

$$A_s \geq A_{\min} = \frac{0.23 \times b \times d \times f_t}{f_e} \quad (\text{III.2})$$

Pour toute les poutres (20 x 30) : $A_{\min} = 0,665 \text{ cm}^2$.

➤ **Vérification de la contrainte tangentielle :** considérant la contrainte tangente conventionnelle ou nominale comme étant :

$$\tau_u = \frac{V_u}{b \times d} \quad (\text{III.3})$$

V_u : effort tranchant à l'E.L.U.

b: largeur de la poutre.

d: hauteur utile.

τ_u : Il doit vérifier la condition:

$$\tau_u \leq \overline{\tau_u} = \min (0,13f_{c28}, 4\text{Mpa})=3,25\text{Mpa} \text{ (fissuration peu nuisible).}$$

$$V_u = 71.86 \text{ KN}$$

$$\tau_u = \frac{71.86 \times 10^3}{200 \times 300}$$

Donc :

$$1.197 < 3,25\text{Mpa}$$

condition vérifiée

a. Recommandation du RPA 99 version 2003 :

➤ **Armatures longitudinales :**

- Le minimum du RPA est explicité dans le chapitre II. Le résultat final est comme suit :

$$A_{\min} = 6 \text{ cm}^2.$$

- Le pourcentage maximum des aciers longitudinaux est de :

4% : en zone courante ; $A_{max} = 0.04 \times 20 \times 30 = 24 \text{ cm}^2$

6% : en zone de recouvrement ; $A_{max} = 0.06 \times 20 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

B-2.2 Ferrailage des poutres: Après avoir extrait les moments, nous ferrailons en prenant la valeur maximale en valeur absolue du moment à l'ELU et le moment maximal accidentel aux appuis. Le ferrailage des poutres est fait à l'aide du logiciel « Socotec».

Remarque : En raison des coefficients de sécurité qui diffèrent, une distinction est faite entre les moments à l'ELU et ceux obtenus des combinaisons accidentelles.

M_{ELU} : Moment max à l'ELU.

M_{sa} : Moment max dû aux combinaisons accidentelles.

Tableau III-9 : Ferrailage en appuis inférieurs des poutres principales

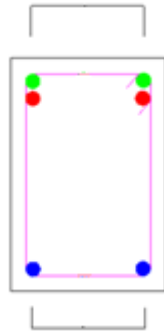
Niveau	M_{sa} [KN.m]	$A_{s sa}$ [cm ²]	Ferrailage	A_s adopté [cm ²]	A_s min [cm ²]
9	12.418	1.15	2HA14 (fil)	3.078	3
8	12.418	1.15	2HA14 (fil)	3.078	3
7	4.635	0.42	2HA14 (fil)	3.078	3
6	4.635	0.42	2HA14 (fil)	3.078	3
5	7.836	0.72	2HA14 (fil)	3.078	3
4	7.836	0.72	2HA14 (fil)	3.078	3
3	8.481	0.78	2HA14 (fil)	3.078	3
2	8.481	0.78	2HA14 (fil)	3.078	3
1	4.851	0.44	2HA14 (fil)	3.078	3

Tableau III-10 : Ferrailage en appuis supérieurs des poutres principales

Niv	M_{elu} [KN.m]	$A_s elu$ [cm ²]	M_{sa} [KN.m]	$A_{s sa}$ [cm ²]	$A_s max$ [cm ²]	Ferrailage	A_s adopté [cm ²]	A_s min [cm ²]
9	-39.721	4.65	-33.292	3.20	4.65	2HA14(fil)+2HA12(chap)	5.34	3
8	-39.721	4.65	-33.292	3.20	4.65	2HA14(fil)+2HA12(chap)	5.34	3
7	-38.800	4.53	-38.571	3.75	4.53	2HA14(fil)+2HA12(chap)	5.34	3
6	-38.800	4.53	-38.571	3.75	4.53	2HA14(fil)+2HA12(chap)	5.34	3
5	-37.105	4.30	-41.395	4.04	4.30	2HA14(fil)+2HA12(chap)	5.34	3
4	-37.105	4.30	-41.495	4.04	4.30	2HA14(fil)+2HA12(chap)	5.34	3
3	-34.641	3.99	-40.423	3.94	3.99	2HA14(fil)+2HA12(chap)	5.34	3
2	-34.641	3.99	-40.423	3.94	3.99	2HA14(fil)+2HA12(chap)	5.34	3
1	-31.623	3.60	-31.901	3.06	3.60	2HA14(fil)+2HA12(chap)	5.34	3

Les sections d'acier longitudinales des poutres sont présentées sur la **figure III.27**.

2HA14(fil)+2HA12(chap)



2HA14 (fil)

Figure III.27 : Ferrailage d'une section de poutre

B-3 FERRAILLAGE DES POTEAUX :

Les armatures longitudinales des poteaux sont calculées en flexion composée en considérant les combinaisons d'actions définies dans les deux codes de calcul suivant:

BAEL 91:

- $1.35G+1.5Q.....$ à l'ELU
- $G + Q$ à l'ELS

RPA 99 / Version 2003 :

- $G+Q\pm 1.2E$
- $0.8G\pm E$

Avec :

- G : charges permanentes
- Q : charges d'exploitation
- E : Action sismique

Chaque poteau est soumis à un effort normal (N) et à un moment fléchissant (M_{2-2} M_{3-3}).

Ainsi, nous pouvons avoir l'un des trois cas suivants :

- Section partiellement comprimée **SPC**.
- Section entièrement tendue **SET**.
- Section entièrement comprimée **SEC**.

Les armatures seront calculées suivant les combinaisons les plus défavorables, en tenant compte des sollicitations suivantes :

- Effort normal maximal de compression ou de traction et moment correspondant.
- Effort normal minimal de compression et moment correspondant.
- Moment maximal et effort normal correspondant.

B-3- 1 Recommandation du RPA 99 Version 2003 vis-à-vis des armatures longitudinales: Les armatures longitudinales doivent être à haute adhérence droites et sans crochets :

- Le pourcentage minimum est de 0,9% (zone III) : Le minimum du RPA [24] est explicité dans le chapitre II (**Tableau 04** : le ferrailage longitudinal des poteaux).
- Le pourcentage maximum est de 4% en zone courante et de 6% en zone de recouvrement.

Zone courante :

Poteaux 50x50 : $A_{s\max} = 0.04 \times 50 \times 50 = 100 \text{ cm}^2$

Poteaux 45x45 : $A_{s\max} = 0.04 \times 45 \times 45 = 81 \text{ cm}^2$

Poteaux 40x40 : $A_{s\max} = 0.04 \times 40 \times 40 = 64 \text{ cm}^2$

Poteaux 35x35 : $A_{s\max} = 0.04 \times 35 \times 35 = 49 \text{ cm}^2$

Poteaux 30x30 : $A_{s\max} = 0.04 \times 30 \times 30 = 36 \text{ cm}^2$

Zone de recouvrement :

Poteaux 50x50 : $A_{s\max} = 0.06 \times 50 \times 50 = 150 \text{ cm}^2$

Poteaux 45x45 : $A_{s\max} = 0.06 \times 45 \times 45 = 121.5 \text{ cm}^2$

Poteaux 40x40 : $A_{s\max} = 0.06 \times 40 \times 40 = 96 \text{ cm}^2$

Poteaux 35x35 : $A_{s\max} = 0.06 \times 35 \times 35 = 73.5 \text{ cm}^2$

Poteaux 30x30 : $A_{s\max} = 0.06 \times 30 \times 30 = 54 \text{ cm}^2$

- Le diamètre minimal est de 12mm.
- La longueur minimale de recouvrement est de 50Φ (zone III).
- La distance entre les barres verticales sur une face du poteau ne doit pas dépasser 20 cm (zone III).

B-3- 2 Calcul du ferrailage des poteaux dans le sens xx: Le ferrailage des poteaux est fait par un calcul automatique à l'aide du logiciel « **Socotec** ». Les résultats sont donnés dans le tableau suivant :

Remarque : Nous avons extrait le moment M_{3-3} (dans le sens longitudinal) pour le ferrailage du portique en utilisant le logiciel Etabs9.6.0 puis nous avons adopté un ferrailage symétrique pour le sens yy.

Tableau III-11 Ferrailage des poteaux

Etage	Section	N [KN]	M [KN.m]	Situation	A_s [cm ²]
RDC	50x50	$N_{max}=1462.86$	$M_{corres}=0$	ELU	0
		$N_{min}=328.29$	$M_{corres}=-25.537$	ACC	
		$N_{corres}=647.67$	$M_{max}=61.153$	ACC	
1 + 2	45x45	$N_{max}=1291.44$	$M_{corres}=0$	ELU	0
		$N_{min}=249.89$	$M_{corres}=-16.724$	ACC	
		$N_{corres}=569.93$	$M_{max}=44.906$	ACC	
3 + 4	40x40	$N_{max}=958.11$	$M_{corres}=0$	ELU	0
		$N_{min}=179.09$	$M_{corres}=-18.822$	ACC	
		$N_{corres}=413.22$	$M_{max}=27.377$	ACC	
5 + 6	35x35	$N_{max}=633.25$	$M_{corres}=0$	ELU	0
		$N_{min}=108.72$	$M_{corres}=-16.758$	ACC	
		$N_{corres}=253.35$	$M_{max}=27.257$	ELU	
7 + 8	30x30	$N_{max}=315.74$	$M_{corres}=0$	ELU	2.79
		$N_{min}=36.28$	$M_{corres}=-18.843$	ACC	
		$N_{corres}=74.18$	$M_{max}=34.276$	ELU	

Remarque :

- . Le ferrailage des poteaux se fait avec la section minimale.
- . La méthodologie de ferrailage du portique est identique à celle effectuée en partie A de ce même chapitre (minimum de RPA [34]), il n'y a que le ferrailage des poutres qui y diffèrent.

On précise que :

- Les sections de ferrailage des poutres présentées précédemment (**figure III.27**) représentent le ferrailage des sections d'extrémité des éléments structuraux des 8 portiques. Ces sections d'extrémité sont les plus sollicitées sous séisme et sous les combinaisons d'actions les plus défavorables utilisées pour les poutres ($G+Q\pm E$ et $0.8G\pm E$). Etant donné que ce sont les plus sollicitées, elles constituent les zones de formation de *rotules plastiques*.
- Les dimensions des sections de béton des poutres et des poteaux ainsi que leurs ferrailages satisfont l'article 7.6.2 du RPA99/version2003 [34], qui stipule que les rotules plastiques doivent se former dans les poutres plutôt que dans les poteaux.

B-3-3 Vérification des zones nodales : Nous utilisons le module *Section Designer "SD section"* du logiciel **Etabs version 2013** qui nous permet de déterminer le moment résistant dans les poutres et poteaux en introduisant les lois de comportement de l'acier et du béton. Les résultats sont récapitulés sur le **tableau III-12**.

Tableau III-12 : Moment élastique M_y et moment ultime M_u :

Elément	M_y [KN.m]	M_u [KN.m]
Poteau 50x50	203.02	219.07
Poteau 45x45	138.45	146.22
Poteau 40x40	102.91	110.24
Poteau 35x35	68.48	72.99
Poteau 30x30	42.83	45.39
Poutre 20x30	31.39	32.77

Tableau III-13 : Vérification des zones nodales du bâtiment en (R+8)

Niveaux	Sens	M_n [KN.m]	M_s [KN.m]	M_n+M_s [KN.m]	M_w [KN.m]	M_e [KN.m]	$1.25 (M_w+M_e)$ [KN.m]
9	x-x	0	45.39	45.39	32.77	32.77	81.925
8	x-x	45.39	45.39	90.78	32.77	32.77	81.925
7	x-x	45.39	72.99	117.78	32.77	32.77	81.925
6	x-x	72.99	72.99	145.98	32.77	32.77	81.925
5	x-x	72.99	110.24	183.23	32.77	32.77	81.925
4	x-x	110.24	110.24	220.48	32.77	32.77	81.925
3	x-x	110.24	146.22	256.46	32.77	32.77	81.925
2	x-x	146.22	146.22	292.44	32.77	32.77	81.925
1	x-x	146.22	219.07	365.29	32.77	32.77	81.925

Commentaires :

- Nous constatons que la vérification des zones nodales est justifiée, sauf pour le dernier niveau.
- Les dimensions des sections de béton des poutres et poteaux ainsi que leurs ferrillages sont présentées sur la figure III.28.

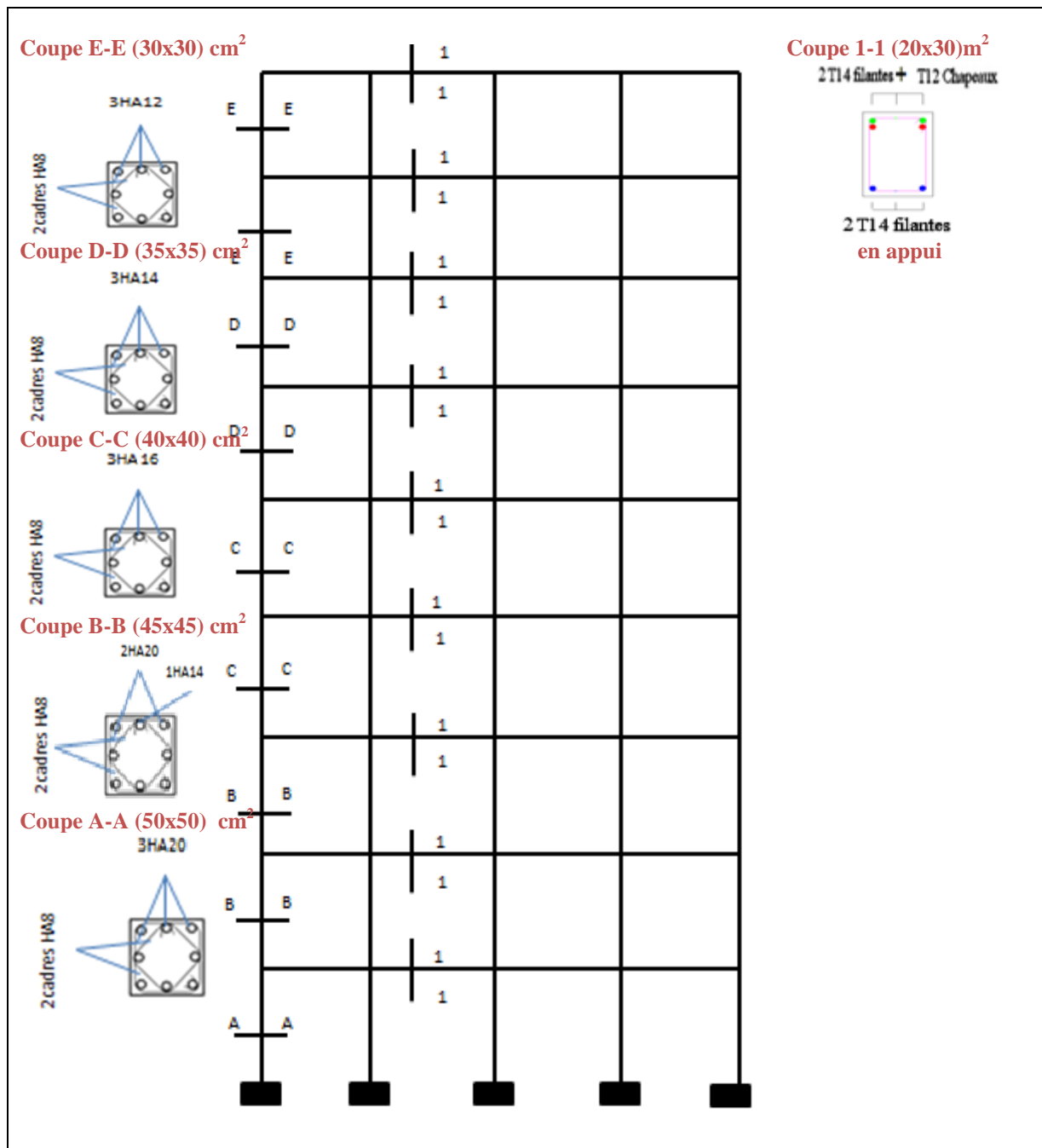


Figure III.28 : Ferrailage du portique étudié (R+8).

B-4 RESULTATS APRES CALCUL DU FERRAILAGE DES PORTIQUES :

a. Courbe de capacité de la structure ($V_{base-d_{sommets}}$) (Portique R+1) :

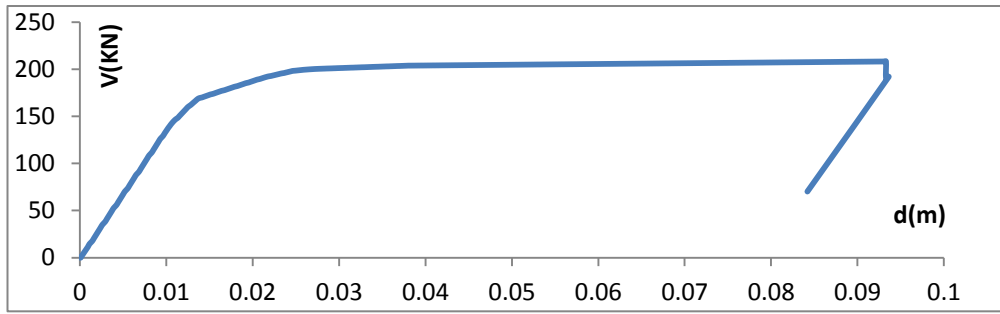
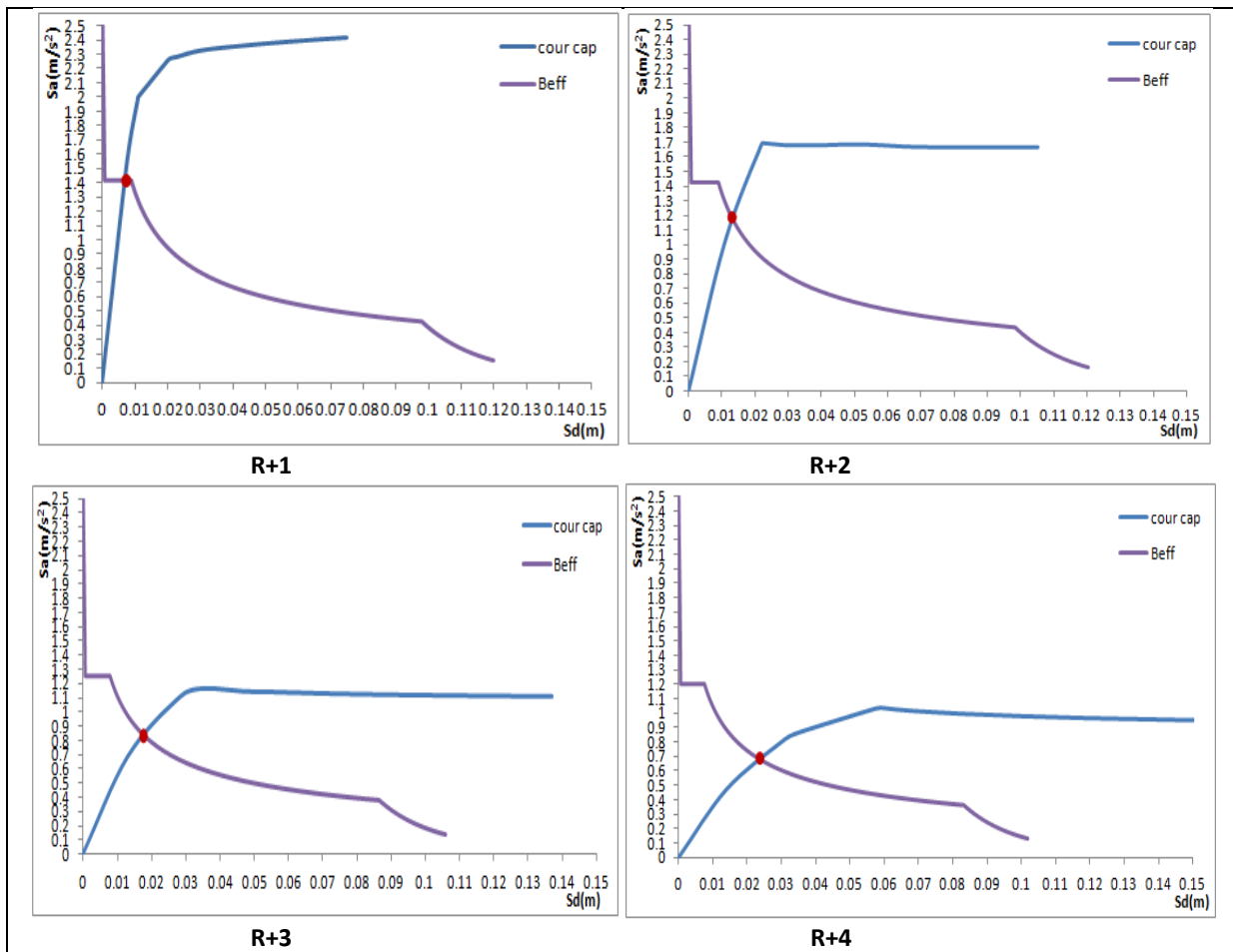


Figure III.29 : Courbe de capacité de portique R+1(zone III ; site S3)

b. Détermination du point de performance du système équivalent (S_a-S_d) :

Afin de déterminer les points de performance, nous appliquons la procédure B du code ATC 40 [7] décrite au chapitre I. La figure III. 30 donne la position du point de performance des différents portiques étudiés.



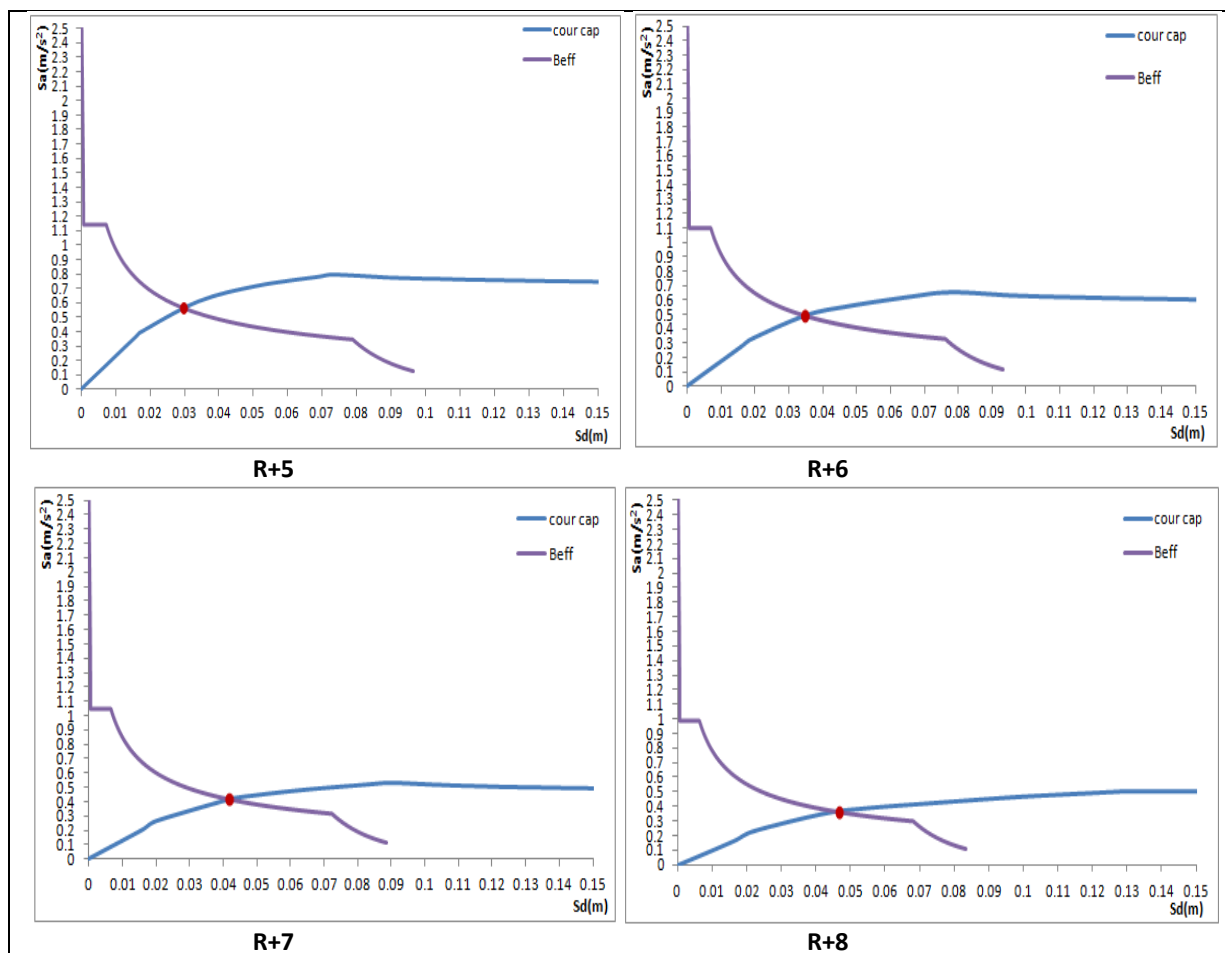


Figure III.30 Position du point de performance (R+1, R+2, R+3, R+4, R+5, R+6, R+7 et R+8) (zone III ; site S3)

Tableau III-14 : les valeurs du déplacement correspondant au point de performance

Niveau	S _d (point de performance)
R+1	0.0071
R+2	0.013
R+3	0.018
R+4	0.0237
R+5	0.03
R+6	0.035
R+7	0.042
R+8	0.0484

Nous remarquons que la valeur du déplacement correspondant au point de performance augment en fonction du nombre d'étage (**Figure III.31**), en allant du portique (R+1) au (R+8) dans la même zone (zone III) et le même site d'implantation (S3).

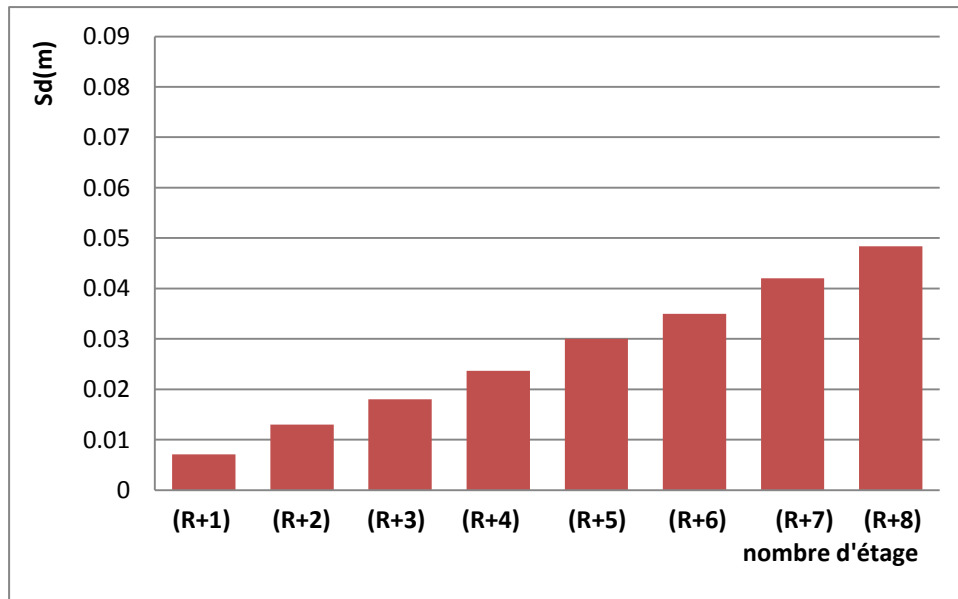
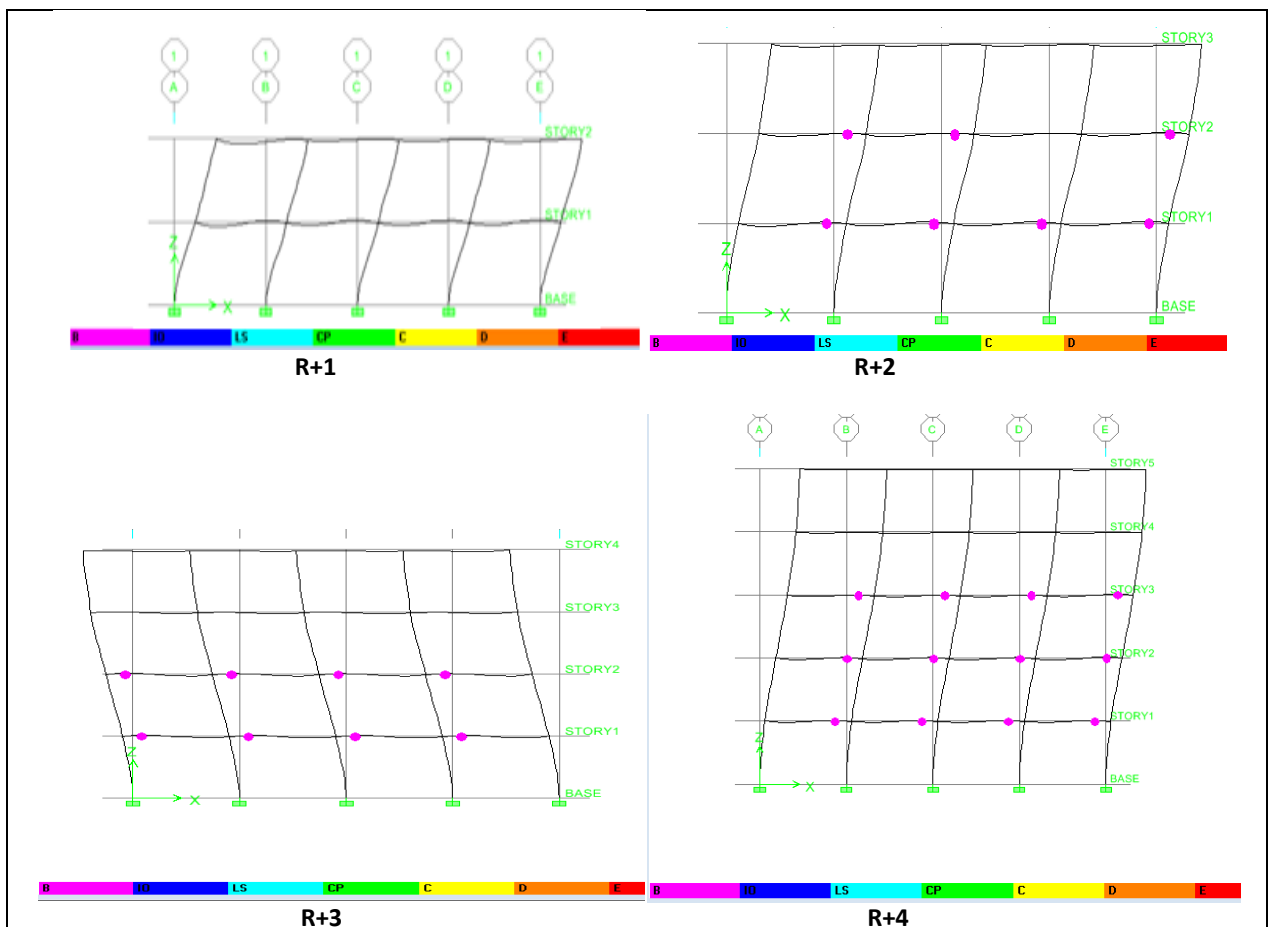


Figure III.31 le déplacement spectrale en fonction de nombre d'étage (zone III ; site S3)

c. **Distribution des rotules plastique :** Le logiciel Etabs nous permet de visualiser le développement des rotules plastiques dans les éléments structuraux. La figure III.32 montre la distribution des rotules plastiques des différents portiques étudiés.



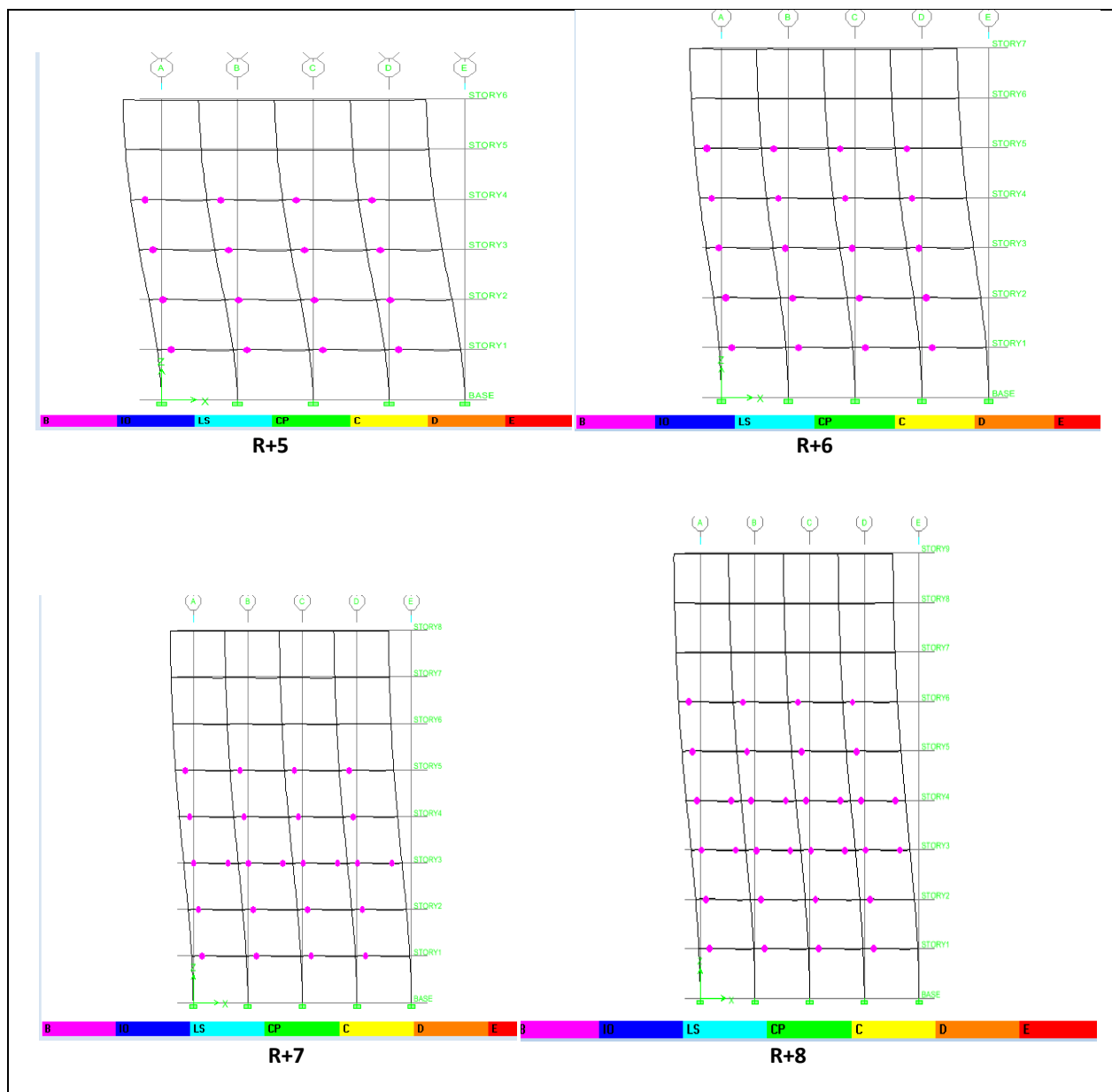


Figure III.32: Distribution des rotules plastiques, aux *points de performance*, dans les portiques ; R+1, R+2, R+3, R+4, R+5, R+6, R+7 et R+8 implantés sur site meuble et zone de forte sismicité

Les observations de la distribution des rotules plastiques des différents portiques étudiés sont récapitulées dans le tableau ci-dessous, ainsi que la signification des rotules selon FEMA 356 [19]. (Voir aussi la figure I-28 du chapitre I).

Tableau III-15: Distribution des rotules plastiques des huit portiques étudiés.

niveaux	Observations	Remarques
R+1	Aucune rotule plastique n'apparaît ni dans les poutres ni dans les poteaux.	La déformation de la structure se limite au domaine élastique

R+2	La formation des rotules plastiques commence au niveau des poutres du premier niveau, puis se propage au 2 ^{ème} niveau	(rotules de type B) Représente le début de la plastification
R+3	La formation des rotules plastiques commence au niveau des poutres du 2 ^{ème} niveau puis au premier niveau	(rotules de type B) Représente la plastification
R+4	La formation des rotules plastiques commence au niveau des poutres du 2 ^{ème} niveau, puis se propage au 3 ^{ème} et au 1 ^{er} niveau	(rotules de type B) Représente la plastification
R+5	La formation des rotules plastiques commence au niveau des poutres de 2 ^{ème} niveau, puis se propage au 3 ^{ème} , 1 ^{er} et enfin 4 ^{ème} niveau	(rotules de type B). Représente la plastification
R+6	La formation des rotules plastiques commence au niveau des poutres de 3eme niveau, puis tous les niveaux sauf les deux derniers	(rotules de type B). Représente la plastification
R+7	La formation des rotules plastiques commence sur les poutres du 3 ^{ème} niveau, puis sur le 2 ^{ème} et sur tous les niveaux sauf sur les 3 derniers	(rotules de type B). Représente la plastification
R+8	La formation de rotules plastiques commence au niveau des poutres du niveau 3 puis du niveau 4, pour se propager ensuite dans les niveaux sauf les trois derniers	(rotules de type B) Représente la plastification

La formation de rotules plastiques de type B désigne qu'il n'y a aucune déformation au niveau des rotules et que toutes les déformations élastiques sont ignorées, selon le règlement Américain FEMA 356 [19].

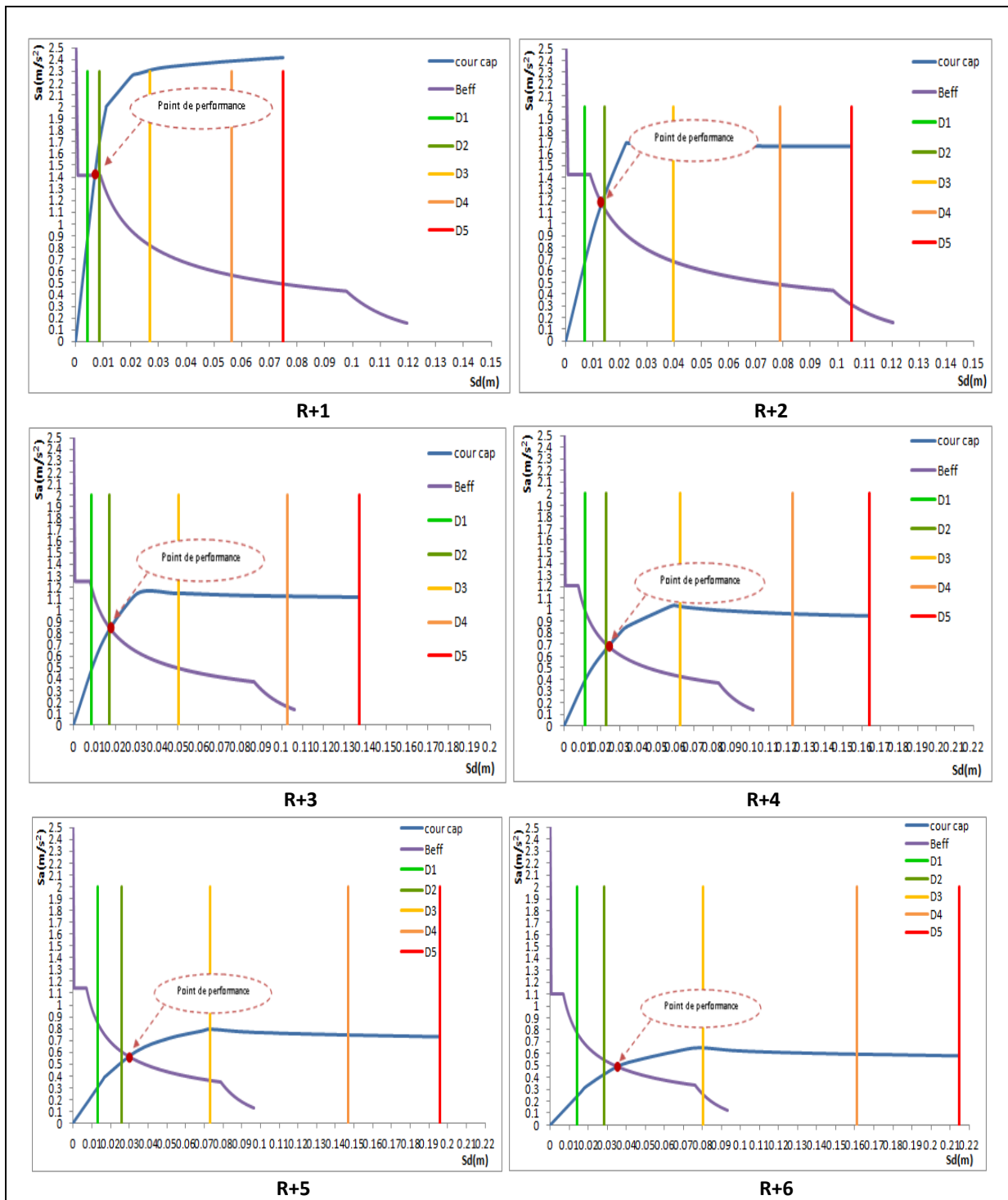
d. Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement : La méthodologie est la même que dans la partie A, à savoir :

- Calcul des limites des domaines d'endommagement (tableau III-16).
- positionnement du point de performance sur ces derniers (figure III-33).

Tableau III-16 : Niveaux de déplacement des différents domaines de dommages(pour les huit portiques) [23] :

Niveau	S _{dy} (déplacement élastique)	S _d (point de performance)	S _{di} (déplacement ultime)	Les limites des domaines en déplacements				
				Domaine vert 1	Domaine vert 2	Domaine Orange3	Domaine Orange4	Domaine Rouge
2	0.011	0.0071	0.075	0.0044	0.0088	0.027	0.05625	0.075
3	0.0178	0.013	0.105	0.00712	0.01424	0.0396	0.07875	0.105
4	0.0213	0.018	0.137	0.00852	0.01704	0.050225	0.10275	0.137
5	0.0285	0.0237	0.164	0.0114	0.0228	0.062375	0.0123	0.164
6	0.0322	0.03	0.196	0.01288	0.02576	0.07315	0.147	0.196
7	0.0355	0.035	0.215	0.0142	0.0284	0.080375	0.16125	0.215
8	0.0386	0.042	0.182	0.01544	0.03088	0.07445	0.1365	0.182
9	0.0409	0.0484	0.178	0.01636	0.03272	0.075175	0.1335	0.178

La figure III.33 expose la position des huit points de performance par rapport aux différents domaines d'endommagement, calculés pour chaque portique étudiée.



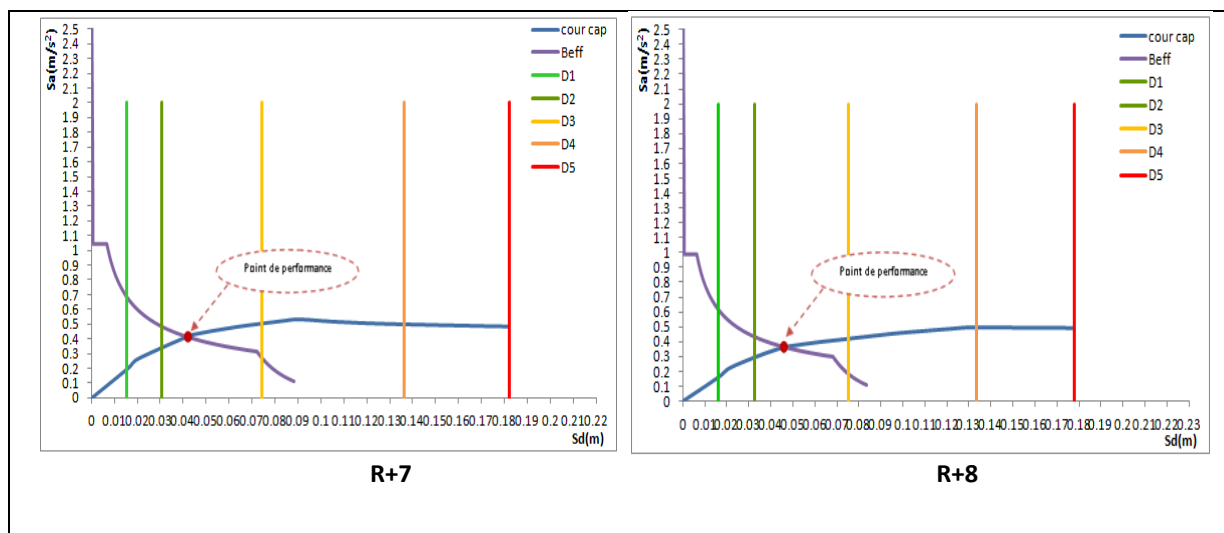


Figure III.33 Position du point de performance par rapport aux limites des domaines d'endommagement (R+1, R+2, R+3, R+4, R+5, R+6, R+7 et R+8) (zone III ; site S3)

Discussions :

La figure III.33 montre clairement que le point de performance de chaque structure en R+1 et R+2 est dans le domaine vert 2. Les structures n'ont aucun dommage selon l'EMS-98 [17].

Aussi, on remarque sur cette même figure que les points de performance des portiques (allant de R+3 à R+8) sont dans le domaine orange 3. Les structures subissent donc, des dommages contrôlés et ce, toujours selon les critères dictés par l'EMS-98 (voir figure I-29 et tableau I-3).

Plus en détail, on constate que le déplacement au point de performance augmente en fonction du nombre de niveau. En effet, le portique R+3 subit un déplacement, au point de performance « S_d », de **0.018m**, qui le place à la limite inférieure du domaine orange 3. Tandis que, S_d du portique R+4 est de **0.0237m**, le plaçant ainsi juste au début de ce même domaine.

Le RPA99/2003 exige de mettre des voiles au-delà d'une structure en R+2 en zone III. Ainsi, d'après les résultats que nous trouvons, pour les portiques en R+1 et R+2, les voiles ne sont pas nécessaires. En effet, le déplacement au point de performance de ces portiques est situé dans le domaine vert 2 (structures sans dommages selon l'EMS98). Toutefois à partir du portique R+3, le point de performance (calculé d'après l'approche ATC40) est situé dans le domaine orange 3 (structures ayant des dommages contrôlés). Seulement, aucun article dans le Règlement Parasismique Algérien n'est relatif à la disposition des voiles dans les structures mixtes, pour avoir une exploitation optimale de la rigidité de la structure. Cette omission pousse l'ingénieur à disposer les voiles symétriquement, posant souvent problèmes aux structures qui deviennent ainsi, trop rigides ou trop flexibles. Aussi, lors de l'exécution des travaux il y a souvent des problèmes liés à la malfaçon du coffrage.

Afin d'essayer de placer les structures « non conforme » aux exigences du RPA2003, dans le domaine de sécurité (*Vert*). Dans la partie C de ce chapitre, nous variant les caractéristiques

mécaniques de l'acier et du béton, pour les portiques ayant eu un comportement « non conforme » au RPA (déplacement de leurs points de performance dans le domaine Orange).

Toutefois, n'ayant pas eu de résultats significatifs lors du changement de F_{C28} du béton [10], nous exposant le travail concernant le changement des nuances d'acier FeE.

N.B : *Tous les résultats suscités sont valable pour une implantation sur un site meuble S_3 et dans une zone de forte sismicité Zone III, selon la réglementation en vigueur 'RPA99/2003'.*

PARTIE C : CHANGEMENT DES NUANCES D'ACIER

C-1 Introduction

Dans la **partie A**, nous avons modélisé les huit portiques en respectant toutes les prescriptions du RPA99/2003 ; coffrage *minimum*, ferrailage *minimum* en zone III, propriétés mécaniques, à *valeurs minimales*, des matériaux ($f_{c28}=25$ MPA et FeE400), afin d'avoir un comportement « correct » suivant la norme en vigueur dans notre pays. **En partie B**, nous somme passé au calcul du ferrailage suivant le BAEL91 avec vérification au RPAS99/2003 et un changement des sections des poutres.

Dans cette partie, nous allons tenter de ramener les points de performance des portiques dans le domaine vert, **sans introduire de voiles**, mais uniquement par changement de nuance d'acier.

C-2 Comportement des portiques

D'après les résultats trouvés en seconde partie de ce chapitre, on constate qu'au-delà du **portique R+3**, les portiques *plus élancés* sont situés dans le domaine orange D3. Ainsi, nous confirmons la condition sur la hauteur du RPA (**voir tableau I.1**) sur les portiques auto stables en BA (Sachant toutefois, que même s'il se produit une plastification de quelques éléments structuraux, la structure peut être rénové et reste donc stable, voir le tableau I.3).

Pour cela, nous essayerons dans ce qui suit, de ramener ces structures « vulnérables » dans un état de « sûreté », domaine vert. Pour ce faire, nous suivons la même méthodologie que dans les parties A et B.

a- Détermination du point de performance du système équivalent (S_a - S_d) :

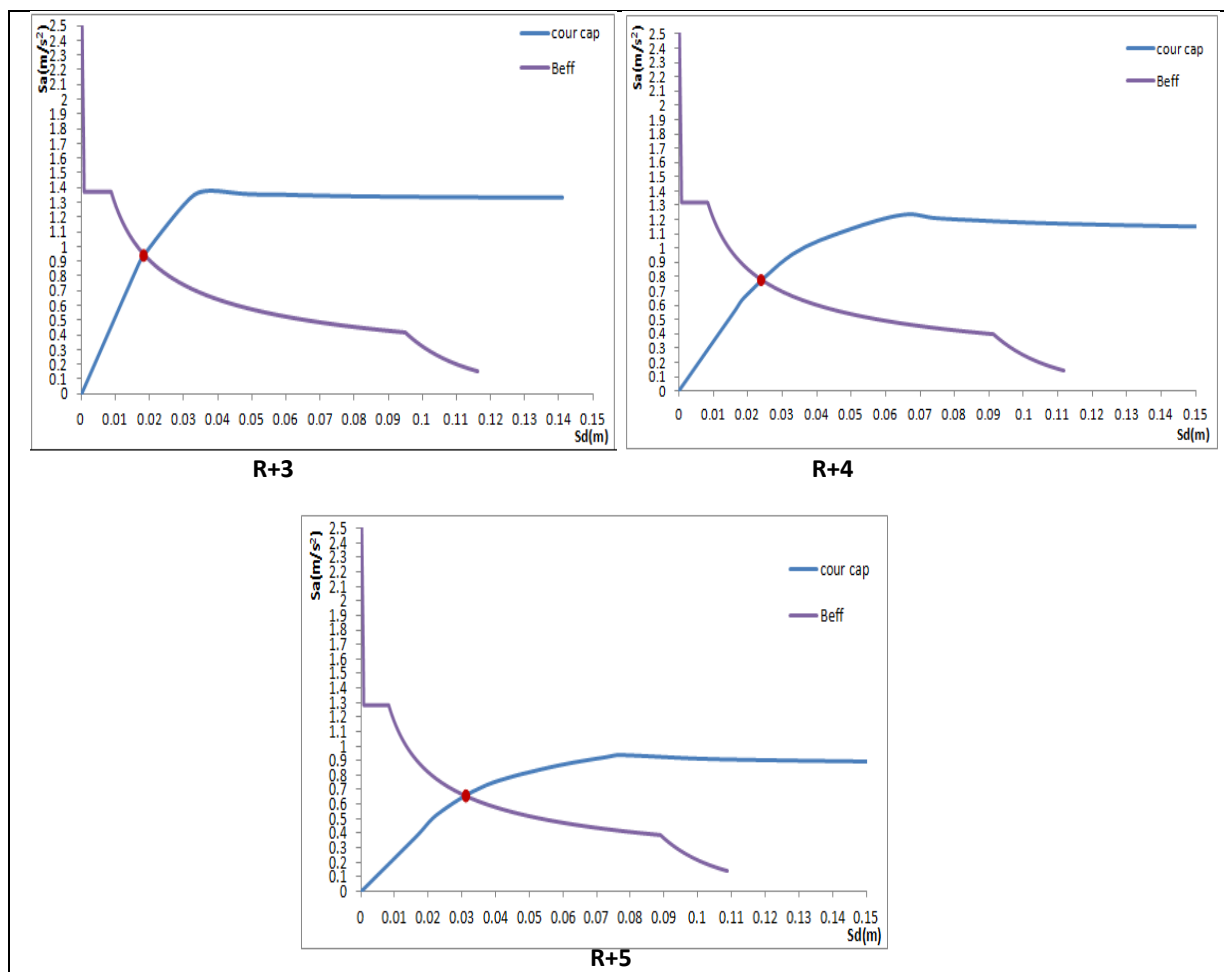


Figure III. 34 Position du point de performance (R+3, R+4, R+5), 500 MPa (zone III ; site S3)

Tableau III-17 : Valeurs des déplacements correspondant aux points de performance

Niveau	S_d [m]
R+3	0.0197
R+4	0.0246
R+5	0.0312

La valeur du déplacement correspondant au point de performance augmente en fonction du nombre d'étage (**Figure III.34**), allant du portique R+3 au portique R+5 dans la même zone (zone III) et sur le même site d'implantation S_3 .

b- Distribution des rotules plastique :

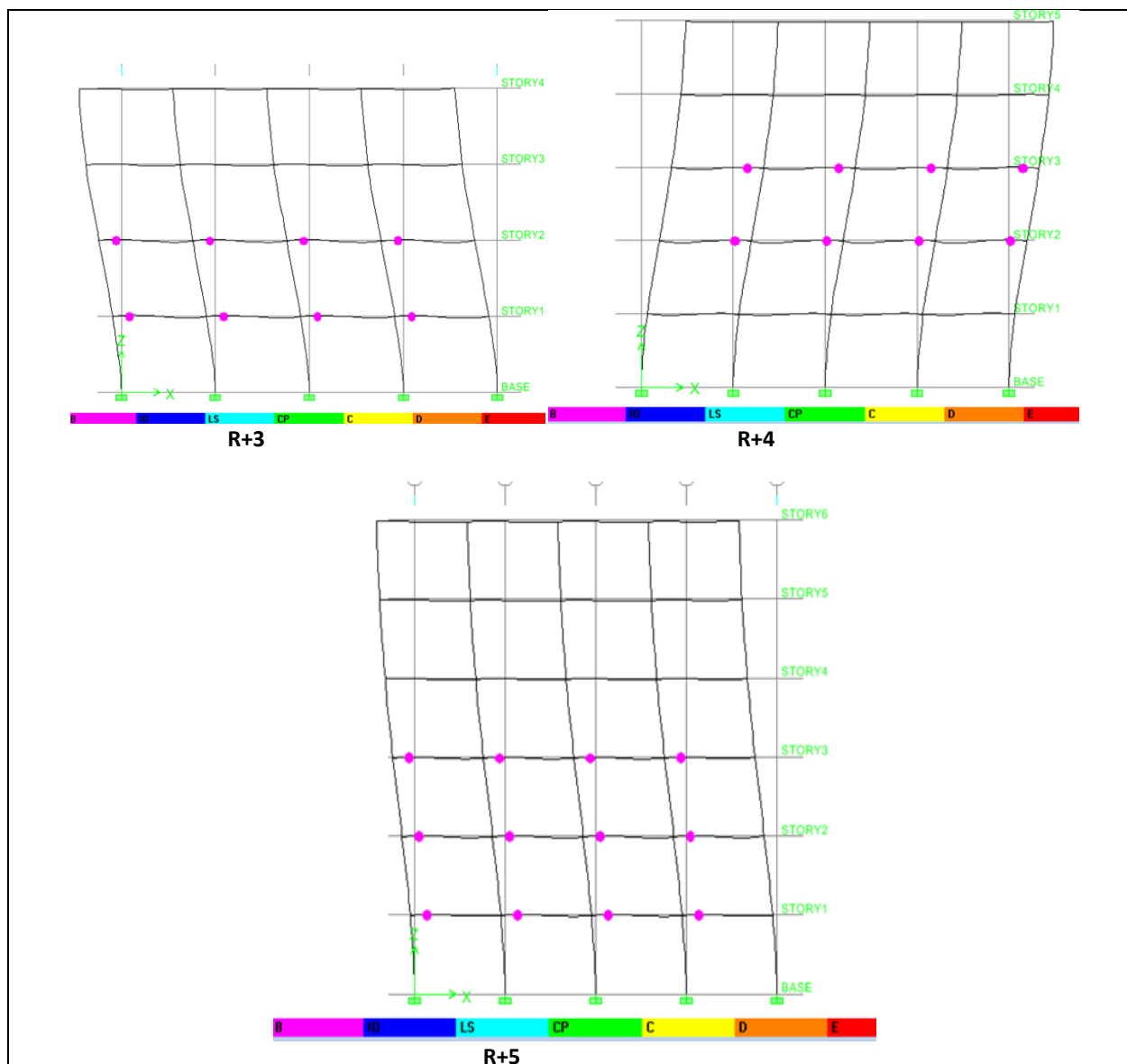


Figure III.35: Distribution des rotules plastiques, *aux points de performance*, dans les portiques R+3, R+4 et R+5 implantés sur site S₃ et dans la Zone III, *(Pour une nuance d'acier de 500 MPA).*

Toutes les observations de la distribution des rotules plastiques des différents portiques étudiés sont récapitulées dans le tableau ci-dessous, ainsi que la signification de ces rotules selon FEMA 356 [19], d'après la **figure I-28** du chapitre I.

Tableau III-18: la distribution des rotules plastiques des différents portiques étudiés.

niveaux	Observations	Remarques
R+3	La formation des rotules plastiques commence au niveau des poutres du 2 ^{ème} niveau puis au premier niveau	(rotules de type B) Représente la plastification
R+4	La formation des rotules plastiques commence au	(rotules de type B)

	niveau des poutres du 2 ^{ème} niveau, puis se propage au 3 ^{ème} niveau	Représente la plastification
R+5	La formation des rotules plastiques commence au niveau des poutres de 2 ^{ème} niveau, puis se propage au 3 ^{ème} , 1 ^{er} niveau	(rotules de type B). Représente la plastification

Après visualisation de la distribution des rotules plastiques correspondant aux points de performance, nous constatons que les dommages sont superficiels, avec formation de rotules plastiques de type (B) dans les poutres.

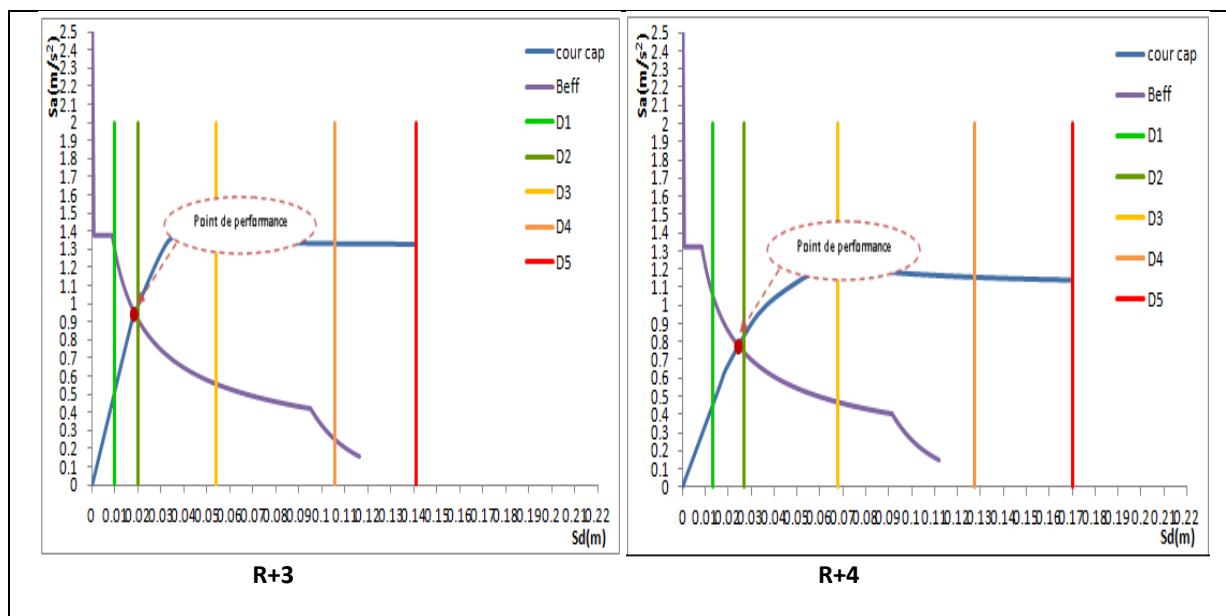
La formation de rotules plastiques de type (B), selon le FEMA 356 [19] (figure I-28), représente l'absence de déformations.

c- Position du point de performance par rapport aux domaines d'endommagement

Pour les portiques étudiés dans cette partie 'C', les niveaux de déplacement suivant les domaines de dommages sont données dans le tableau ci-dessous.

Tableau III-19 : niveaux de déplacement des différents domaines de dommages (pour les trois portiques) [23]

Niveau	S _{dy} (déplacement ultime)	S _d (point de performance)	S _{di} (déplacement ultime)	Les limites des domaines en déplacements				
				Domaine vert 1	Domaine vert 2	Domaine Orange3	Domaine Orange4	Domaine Rouge
4	0.0252	0.0197	0.141	0.01008	0.02016	0.05415	0.10575	0.141
5	0.0334	0.0246	0.17	0.01336	0.02672	0.06755	0.1275	0.17
6	0.0382	0.0312	0.2	0.01528	0.03056	0.07865	0.15	0.2



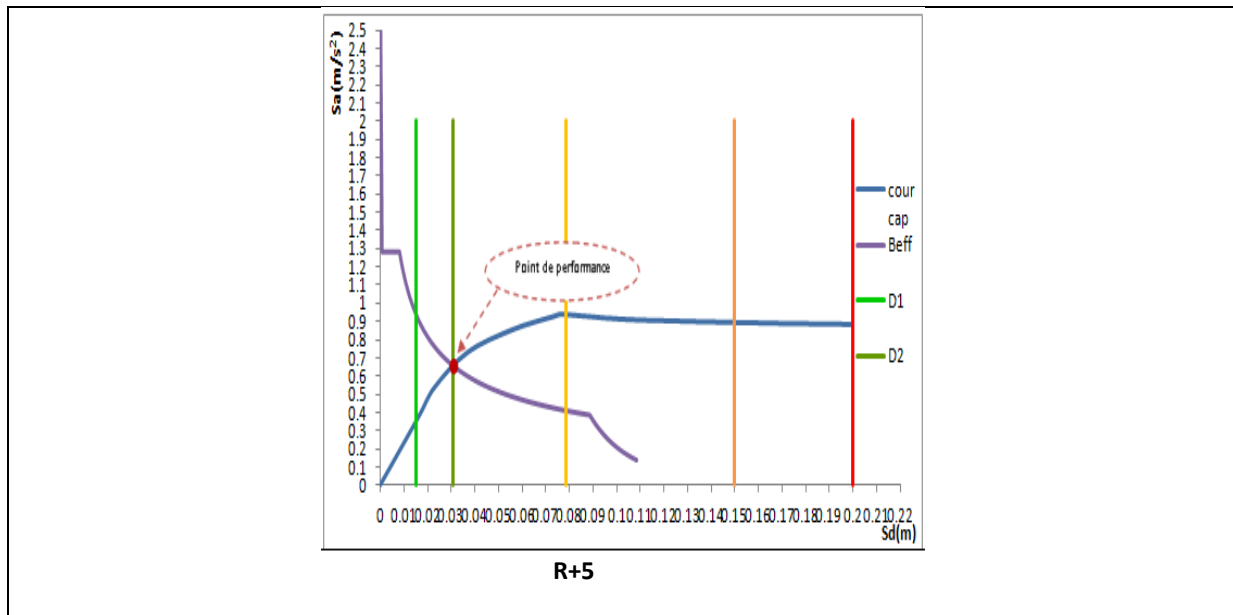


Figure III. 36 le domaine de point de performance (R+3, R+4, R+5) 500(MPa) (zone III ; site S3)

La figure (III.36) montre la position du point de performance par rapport au différents domaines d'endommagement définis.

La figure (III.36) montre clairement que les points de performance de chaque structure en **R+3** et **R+4** sont dans le domaine vert 2 (D2). Les structures ne comportent aucun dommage (selon l'EMS -98[17]), dans la zone de forte sismicité considérée (Zone III) et sur le site meuble (S3).

Nous concluons qu'avec un changement de nuance d'acier nous pouvons dépasser la condition du RPA [34] qui exige de mettre des voiles au-delà d'une structure en R+2.

La figure III. 36, montre clairement que les points de performance des deux portiques (armés en acier FeE500) **R+3** et **R+4** sont maintenant, dans le domaine de « sécurité » **VERT**. Le portique **R+5** est toujours dans le domaine orange 3 (D3), toutefois, son point de performance pénètre pratiquement dans le domaine **Vert**. En effet, ce portique possède toujours quelques dommages « contrôlé » selon l'EMS -98[17] (figure I-29 et tableau I.3).

Conclusion :

Il en résulte, que nous pouvons ramener les structures dans un domaine de sûreté « vert », simplement en augmentant la nuance d'acier (de 400 MPA à 500 MPA) et ceci, sans utiliser un contreventement par voiles. Ainsi, palier aux différents problèmes de réalisations et d'exécutions liés à l'introduction des voiles de contreventement en béton armé, en Algérie.

Conclusions

Construire, c'est mettre à la disposition des humains une portion aménagée et conditionnée à leur convenance. Mais c'est aussi utiliser avec intelligence les matériaux existants et les connaissances acquises, avec un degré de sécurité approprié.

Parmi les catastrophes naturelles qui affectent la surface de la terre, les séismes sont l'un des plus dévastateurs. Leur apparition brutale et imprévisible donne une plus grande dimension pertes humaines et matérielles observées. De ce fait, la seule prévention valable en zone à risque sismique reste la maîtrise de la construction parasismique.

Pour atteindre cet objectif, ce travail est basé sur des analyses et modélisations non linéaires de structures en portiques auto-stables élancés. Cette étude aboutie donc, à l'analyse du comportement sismique d'une série de portiques auto-stables en BA. Nous y avons ainsi recensé un bon nombre de conclusions dues à l'effet du nombre d'étages sur la performance sismique des portiques, à savoir :

- ❖ Le nombre d'étages a une influence importante sur le comportement des portiques auto-stables en BA.
- ❖ Lorsque le nombre d'étages augmente le déplacement au point de performance augmente ainsi que le domaine d'endommagement.
- ❖ La plastification par flexion se forme dans les poutres. Le nombre de ces rotules plastiques augmente en fonction de la hauteur de la structure.
- ❖ Avec les sections de coffrage et de ferrailage minimales de RPA/2003, les structures ne subissent pas de dommages importants et se classent dans le domaine Orange 3.
- ❖ Les prescriptions du règlement EMS98, basé sur les cinq domaines d'endommagement, sont plus sévères que celles du règlement FEMA356, qui se base sur les types de rotules plastiques formés dans les éléments structuraux.
- ❖ Les résultats de calcul de ferrailage suivant les règles BAEL91 suivant le RPA/2003, confirment la condition du RPA/2003 sur les portiques auto-stable en BA. Effectivement, les trois niveaux à construire en zone III (sans introduction de voiles en BA) sont dans le domaine de sûreté. Au-delà, ces bâtisses peuvent subir des dommages contrôlés selon EMS98. Toutefois, selon le règlement FEMA356, nos huit structures sont *stables*.
- ❖ Le changement de nuance d'acier (500MPa) à un apport considérable dans la construction parasismique où nous arrivons à un déplacement ultime plus important par rapport aux structures (R+3 et R+4) ferrailé avec un acier de nuance 400MPa. Ceci implique un meilleur comportement et un dépassement de la condition du RPA, exigeant l'ajout de voiles au-delà d'une structure en R+2.

Références bibliographiques :

[1]: Abdelghani, SEGHIR. Séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003 : Pathologie de construction et dommages sismiques. Séminaire : Les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction- Bejaia 2007.

[2]: AFPS, Rapport préliminaire de la mission AFPS : Le séisme du 21Mai 2003, en Algérie.

[3]: Ait L'Hadj.L, Hammoum.H, Bouzelha.K. Nonlinear analysis of a building surmounted by a reinforced concrete water tank under hydrostatic load. Journal Advances in Engineering Software, 6 mai 2017.

[4] : AKLI Dehbia, RIHANE Malika. Analyse fiabiliste du comportement non linéaire d'un réservoir surélevé sur pilotis. Mémoire de master professionnel, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2017,99p.

[5]: Amr S. Elnashai, Luigi Di Sarno FUNDAMENTALS OF EARTHQUAKE ENGINEERING, A John Wiley & Sons, Ltd, Publication, 2008.

[6] : ANKIK Djamel. Incidence des périodes fondamentales proposées par les différents règlements parasismiques sur la performance sismique des bâtiments. Mémoire de Magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 87p.

[7]: Applied Technology Council, Nov 1996, The Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, ATC40 volumes 1 and 2, Redwood City, California.

[8]: BADLA WALID. Analyse Pushover Des Portiques En B.A Etude Comparative. Mémoire de Magister. Université Mohamed Khider Biskra, 2011,93p.

[9]: BAEL. Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites - BAEL 91 révisé 99.

[10]: Belaid H. Réduction du risque sismique par l'amélioration de la ductilité des structures en portiques auto-stables. Mémoire de magister. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 88p.

[11]: Belkheir M.A. Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments. Mémoire de magister. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2012,83p.

[12]: Bouzid.L, Hammoum.H, Nekmouche.A, Miloudi.N, Hamizi.M, Hannachi. N.E. Calcul déterministe et fiabiliste des portiques auto-stables en béton armé, 8 mai 2018.

[14] : Cim béton. Béton et construction parasismique. Collection CIM béton, 2009.

[15]:Dinar.Y, Imam Hossain.Md, Biswas.RK, Masud Rana.Md. Descriptive study of Pushover analysis in RCC structures of rigid joint. IOSR Journal of Mechanical and Civil Engineering, 2014.

[16] : Document technique réglementaire DTR B.C 2.2, Charges permanentes et charges d'exploitation, CGS, Alger.

[17]:EMS-98: Echelle macroscopique européenne. Centre européen de Géodynamique et de séismologie. Luxembourg, 2001.

[18]: Eurocode 8: Design for earthquake Resistance –Part 1: General Rules, seismic action and rules for Buildings. Commission of the European Communities (CEN) Brussels.Belgium, September 2005.

[19] : Federal Emergency Federal Agency. FEMA-356. Pre-standard and Commentary fo Seismic Rehabilitation of Buildings. Washington DC, 2000.

[20]: Federal Emergency Management Agency, (FEMA). Prestandard and Commentary for the rehabilitation of buildings, FEMA-273, 1997.

[21] : Garcia Jean-François, Rapport final de PFE : Elaboration d'une méthode d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments. INSA Strasbourg, Spécialité Génie Civil, Option Construction, 2007.

[22] : G. E. PENILIS , A. J. KAPPOS. "Earthquake resistant Concrete Structures", 1997, ISBN 0 419 18720 0.

[23]: Kahil.A, M.Hamizi, N. E. Hannachi. Estimate of seismic damage-Methodology and application to buildings reinforced concrete- International Review of Civil Engineering (I.R.E.C.E.), June 2010.

[24]: Kahil. Amar. Evaluation de la performance sismique des structures en béton armé en tenant compte de la nocivité du signal sismique. Thèse de doctorat. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2015,130p.

[25]: K. Hamou, K.Ramdane : Etablissement de la courbe de fragilité par la méthode pushover. Ecole Centrale Paris, 7ème Colloque National AFPS, 2007.

[26]: Louzai .A, Abed. A. Evaluation of the seismic behavior factor of reinforced concrete frame structures based on comparative analysis between non-linear static pushover and incremental dynamic analyses. Bulletin of Earthquake Engineering. (2015) Vol 13, Issue 6, pp: 1773-1793.

[27]: LOUZAI Amar. Evaluation du facteur de comportement de structures en portique en béton arme sur la base d'analyses statique et dynamique non linéaires. Thèse de Doctorat. Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou, 2016.

[28]: Mander, J.B. Priestly MJN 1988. Observed stress. Strain behavior of confined concrete, journal of structural engineering ASCE. Vol 114. No 8 – pp. 1827 – 1849.

[29]: Mekki M. Approche probabiliste dans la détermination des courbes de vulnérabilité des structures en génie civil. Thèse de doctorat. Université de Bordeaux, 2015.

[30]: Mohand HAMIZI, Leyla BOUZID, Said BOUKAIS, Naceur Eddine HANNACHI. Méthodologie de l'évaluation de la fonction de vulnérabilité et du risque sismique pour les structures en poteaux poutres. Etude de cas: wilaya de Boumerdes, Algérie Annales du bâtiment et des travaux publics, Aout 2010, Edition ESKA.

[31]: Nekomouche.A, Kahil.A, Hamizi.M, Boukais.S, Hannachi. N.E. Influence de la longueur de la rotule plastique sur la reponse locale d'un portique etage en beton arme. 13ème Congrès de Mécanique 11 - 14 Avril 2017 (Meknès, MAROC).

[32]: Nekomouche. A, Hamizi. M, Khelil. N, Kezmane. A . Simplified model to control plastic hinges in reinforced concrete frame structures. Asian journal of civil engineering, 2017.

[33]:Park. R, Paulay. T. Reinforced concrete structures, John Wiley and sons, mc Canada, 1975.

[34]: Règles Parasismiques Algériennes, RPA 99 / Version 2003, Centre National De Recherche Appliquée En Génie Parasismique. Algérie.

[35]:ROH, H, REINHORN, AM. Dynamic response of weakened structures using rocking columns,2008, Proceedings of 14WCEE, Beijing, China Paper # 05-01-0021.

[36]: Sezen H, A.S, Whittaker, Elwood, K.J, Mosalam. K.M. Performance of reinforced concrete buildings during the August 17, 1999 Kocaeli, Turkey earthquake, and seismic design and construction practise in Turkey, Engineering Structures 25 (2003) 103–114

[37]: V. S. Patil, S. N. Tande. Probabilistic verses deterministic method of seismic performance evaluation. Journal of Civil Engineering, 18 January 2018.

[38]: Zou.XK , Chan.CM. Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis, 2005,Engineering Structures 27.