



Faculté du Génie de la construction
Département de Génie-Civil
Année 2022

THESE
En vue de l'obtention du diplôme de
DOCTORAT en Sciences
En Génie Civil

Présentée par
BOUZID LEYLA

Thème

***Vulnérabilité et fiabilité des constructions auto-stables sur
sols meubles***

Soutenue le : 21/05/2022

JURY

Noms et Prénoms	Grades		
M. HAMMOUM Hocine	Professeur	Univ. de Tizi-Ouzou	Président
M. HAMIZI Mohand	Professeur	Univ. de Tizi-Ouzou	Rapporteur
M. HANNACHI Naceur Eddine	Professeur	Univ. de Tizi-Ouzou	Co-rapporteur
M ^{me} AIT MEZIANE Yamina	Directrice de recherche	C.G.S. Alger	Examinatrice
M. TAHAKOURT Abdelkader	Professeur	Univ. de Béjaia	Examineur
M. CHELOUAH Nasser	Professeur	Univ. de Béjaia	Examineur
M ^{me} BOUZELHA Karima	Professeur	Univ. de Tizi-Ouzou	Invitée

On ne peut remercier quiconque avant de remercier ses parents !

Merci, **Papa**, le pilier et la force de notre famille. Merci pour ta joie de vivre, ta sympathie et ton soutien inconditionnel.

Merci **Maman**, bonté et générosité sont les maîtres mots te définissant. Tes prières et ton soutien m'ont toujours été d'un grand secours.

Merci à vous deux, pour avoir toujours été disponible, à l'écoute, compréhensif mais aussi pour m'avoir inculqué bien de nombreuses valeurs; le respect des autres et du travail bien fait, la persévérance, le courage, l'enthousiasme et la détermination dans tous projets effectués.

A celui qui est encore plus heureux que moi d'avoir fini ce travail ! Je tiens à remercier affectueusement **M. Hammad Farid**, mon ami et compagnon de vie, pour son soutien permanent mais surtout pour sa conviction quant à l'aboutissement de ce Doctorat. Il n'a aucunement été un obstacle à l'élaboration de cette thèse, comme cela pourrait être pensé, bien au contraire, il a su croire en moi et en mes capacités même lorsque moi je n'y croyais plus ! Je te remercie infiniment pour ta présence, tes encouragements et ta compréhension.

J'ai la chance de faire partie d'une fratrie de cinq, unie et solidaire grâce à *Dieu* ;

A mon grand frère, **Chafik**, celui qui a tracé pour nous quatre, le chemin de la réussite scolaire, estudiantine et professionnelle. Ponctualité, rigueur et excellence font de lui mon modèle, forçant mon admiration perpétuelle.

A mon grand frère, **Lamine**, qui a forgé ma personnalité. Son excellent sens du raisonnement m'a guidé tout au long de mes études. Ses multiples explications, ces conseils et son soutien m'ont toujours été d'un grand secours. Son calme et sa gentillesse font de lui un frère exemplaire.

A ma petite sœur ou ma grande fille ! **Lydia**. Qui a dit que nul ne pouvait apprendre de plus petit que soi ? Sa détermination, son courage et sa force sont les roues motrices m'ayant guidées à maintes et maintes reprises.

Sans oublier, ma grande sœur, **Lamia**. Je tiens à lui dédier cette thèse de Doctorat. Celle qui a le plus parmi nous cinq cette « âme » de chercheur mais, par la force des choses... n'a pu accéder à ce parcours. J'espère pouvoir combler par cette présente, une partie de ses aspirations. Merci pour ta gentillesse et ton soutien inconditionnel.

A mes enfants, mes trésors, **Inès & Anis**, pour leurs sourires et l'amour qu'ils m'apportent à chaque instant. Mais surtout pour leurs compréhensions, il faut dire que préparer une thèse de doctorat ne m'a pas rendu très disponible ! J'espère par ce présent travail être un exemple pour vous, de persévérance et d'assiduité.

Bien que comblée par l'amour de mes sœurs, j'ai eu la chance d'en avoir deux de plus ! Vous avoir parmi nous est une bénédiction de *Dieu*.

Chahinez Guers, tes rires aux éclats et ta générosité ont amené gaieté et joie dans notre famille. Merci ma très chère **Nawel** pour ta générosité, ta gentillesse et ton soutien.

Lila Bachiri, bien qu'arrivée chez nous depuis peu, tu as su te frayer une grande place dans mon cœur. Merci ma chère **Lila** pour l'intérêt, le soutien et la gentillesse dont tu fais preuve à mon égard.

Je ne remercierai jamais assez ma tante, *Saber Chérif Sadia*, pour sa gentillesse et pour m'avoir inspiré depuis mon enfance, à suivre et à aimer cette discipline, qu'est le Génie-civil.

A tous mes neveux et nièces, **Zakaria, Ghilas, Ouissam, Amalya, Aylan-rachid, Maria et Anir**, qui par leurs joies et leurs sourires font la gaité et l'harmonie de notre famille. J'espère de tout cœur que vous suiverez le chemin bien tracé !

A ma chère tante, *Kamélia Bouzid*, pour sa gentillesse, son écoute et ses multiples conseils et encouragements.

A toute ma belle-famille, tout particulièrement à mes beaux parents, pour leurs gentillesse. Merci *Yema* pour toute l'affection que tu me portes !

A mon oncle et tante *Fatiha et Tahar Saber Cherif* pour leurs gentillesse et l'amour qu'ils me portent.

A ma très chère cousine *Samira Bouzid*, qui m'envoie ses ondes positives et son soutien continu.

A mon oncle *Yacine Bouzid*, pour sa gentillesse et toute l'amitié qu'il me porte.

A mon beau frère, *Mohand* pour sa disponibilité et son immense gentillesse à mon égard.

A mes petits et grands cousin (es) adoré (es); Yassmine, Ouiza, Lynda, Amar, Alycia et Rayan, j'espère être pour vous, une tata sur qui vous pourrez toujours compter.

A tous les membres de ma famille, veuillez trouver dans ce modeste travail l'expression de mon affection et mes excuses les plus sincères pour mon indisponibilité tout au long de ce travail !



Je remercie mes encadreurs, Pr. Hannachi Naceur Eddine et Pr. Hamizi. Mohand pour leurs gentillesse, leurs disponibilités et pour avoir eu confiance en moi, malgré les hésitations et le retard dont j'ai fait preuve durant l'élaboration de cette thèse.

J'ai eu la chance d'avoir reçu une aide très précieuse de M. Nekomouche Aghiles (Maitre de recherche B au CGS), ses orientations et ses multiples explications font que je le considère comme mon troisième encadreur. Je le remercie vivement pour sa disponibilité tout au long de l'élaboration de cette thèse.

Je remercie aussi, M. Akkouche Karim (Docteur de l'UMMTO), pour toutes les corrections et suggestions ainsi que toute l'aide qu'il m'a fourni durant tout le processus que requiert cette thèse de doctorat.

Je tiens à remercier chaleureusement, Mme Bouzelha Karima, Professeur à l'UMMTO, pour sa gentillesse, son soutien, sa disponibilité et pour m'avoir apporté la clé et l'explication des fondamentaux de l'approche fiabiliste. Vous dites que « toute chose à une fin », merci madame, car grâce à votre aide, cette fin est arrivée plus vite!

Je remercie tout particulièrement, M. Hammoum Hocine, Professeur à l'UMMTO, pour m'avoir ouvert les portes de son équipe de recherche avec un accueil m'inspirant confiance, gentillesse et disponibilité.

Je n'oublie pas l'aide précieuse de Mme. Miloudi Nassima (Maitre assistante à l'UMMTO). Toi qui m'a tendu la main, m'a rassuré et m'a initié à Matlab, je t'en serai éternellement reconnaissante.

Je remercie M. Khelil Nacim (Maitre de conférences à l'UMMTO) pour sa disponibilité, ses conseils et son aide dans mon quotidien d'enseignante chercheur.

Ce fut mon travail de recherche, mais aussi un travail d'équipe, construit par de multiples échanges et confrontations d'idées. Je n'aurais pas pu élaborer ce travail sans l'aide de ma fratrie de recherche, disponible et accueillante. Je remercie, Mme Idres Lamia (Maitre assistante à l'UMMTO), M. Nekomouche Aghiles (Maître de recherche B au CGS), M. Akkouche Karim (Docteur de l'UMMTO), Mme Miloudi Nassima (Maitre assistance à l'UMMTO), M. Khelil Nacim (Maitre de conférences à l'UMMTO), M. Boukais Said (Maitre de conférences à l'UMMTO) et M. Kezmane Ali (Docteur de l'UMMTO) pour leurs amitiés, aides, conseils, gentillesse, encouragements et pour leurs soutiens incessants.



J'adresse mes vifs remerciements aux membres du jury, M Hammoum Hocine (Professeur à l'Université de Tizi-Ouzou), M. Tahakourt Abdelkader (Professeur à l'université de Béjaia), M^{me} Ait Meziane Yamina (Directrice de recherche au C.G.S), M. Chelouah Nasser (Professeur à l'Université de Béjaia) et M^{me} Bouzelha Karima (Professeur à l'Université de Tizi-Ouzou) qui ont accepté d'examiner et d'évaluer ce travail de recherche.

J'adresse mes sincères remerciements à tous mes enseignants et collègues de l'UMMTO : M. Boukais Said, M^{me} Haddad Ouardia, M. Dehmous Hocine, M^{me} Belhocine Malika, M^{me} Louadj Samia, M. Louzai Amar, M. Boudlal Omar, M. Aliche Amar, M. Tebiche et bien d'autres... m'ayant témoigné de près ou de loin de l'aide et/ou du soutien durant mon cursus.

A mes amies, Nassima Alimrina (Maitre assistante à l'USTHB), Nassima Miloudi, Lamia Idres et Nabila Bouhous (Maitre assistante à l'USTHB) pour leurs conseils, leurs soutiens et l'amitié sincère quelles m'apportent.

A tous doctorants ayant baissé les bras face à la difficulté de réalisation d'une thèse de doctorat « *Tout vient à point à qui sait attendre* », Clément Marot.



Résumé

Dans le présent travail de recherche, l'évaluation de la vulnérabilité et de la fiabilité sismique des constructions auto-stables en béton armé est estimée dans le but de comprendre, situer et appréhender le comportement et la performance structurale de cette typologie de constructions. La vulnérabilité est évaluée selon l'endommagement des éléments poutres et poteaux à leurs extrémités, par approche de modélisation selon la théorie de plasticité concentrée. En premier lieu, la capacité ainsi que la performance de portiques de différents hauteurs sont évaluées, afin d'avoir une notion sur l'impact de l'élévation sur le comportement des constructions en portiques, selon l'apparition des rotules plastiques ainsi que des les niveaux de dommages de l'échelle EMS-98. Puis, nous nous sommes attelé à la variation, en déterministe, de deux caractéristiques mécaniques propres aux deux matériaux acier et béton, à savoir, limite élastique des armatures et résistance à la compression à 28 jours, respectivement. En vue des résultats probants obtenus sur la résistance des portiques, ces derniers, ont été les instigateurs de l'étude fiabiliste, où leurs lois de distribution respectives ont été intégrées, pour en faire, des variables aléatoire. Subséquemment, la vulnérabilité des structures selon l'endommagement par plastification des poutres et dès lors, centrée sur l'étude de la section plastifiée, section transversale des poutres. A ce stade de l'étude, une variable géométrique s'est jointe à cette étude. Ainsi, l'intérêt de la variable, enrobage des armatures dans les poutres, se manifeste par la prépondérance des erreurs commises entre enrobage de modélisation et enrobage lors de la pose des barres sur chantier. A juste titre, la variabilité de ce paramètre influe, en résistance, sur les modèles étudiés. En second lieu, un couplage entre cette première approche mécanique, purement déterministe, par modélisation numérique et implémentation de lois de comportement de rotules plastique dans le logiciel ETABS® est effectué avec une approche probabiliste, fiabiliste, via le logiciel Matlab®, par introduction des variables mécaniques comme composantes aléatoires du système. Ce procédé étant réalisé afin d'approfondir et d'étayer l'approche déterministe a donné lieu à des résultats satisfaisant. En effet, cette étude montre l'intérêt et l'impact de la variabilité des paramètres f_c , f_y et enrobage des barres 'c' sur le comportement, la vulnérabilité et la fiabilité des portiques en béton armé sous sollicitation sismique imposée.

Mots clés

Constructions auto-stables, Vulnérabilité sismique, Rotules plastiques, Plasticité concentrée, Section transversale de poutres, Approche fiabiliste, Enrobage des barres.

Abstract

In this present research, seismic reliability and vulnerability assessment of RC/frames structures is estimated in order to understand and apprehend structural behavior of this construction's typology. Modeling based on concentrated plasticity theory was performed to evaluate vulnerability by damages of beams elements and columns at their ends, lumped plasticity model. First, both of capacity and performance of different heights frames are evaluated in order to have a notion on the elevation impact on the behavior of RC/frames, according of plastic hinges emergence and overall damage according to the EMS-98 scale. Then, we studied the variation, as deterministic, of two specific mechanical characteristics of two materials steel and concrete, namely, the elastic limit of reinforcements and compressive strength at 28 days, respectively. Considering the significant influence of the two characteristics on the RC/frames resistance, those last were the instigators of the reliability study, where their respective distribution laws were integrated, to form the random variables.

Then, the structures vulnerability is therefore focused on the study of the plasticized of beams cross-section. At this stage of study, a geometric variable imposed itself, rebar covers, characterizing the prevalence of errors between covers modeling and covers during the installation of rebars on site. Rightly, the variability of this parameter greatly influences the damage of the models studied. Secondly, a coupling between this first mechanical approach, purely deterministic (by numerical modeling and implementation of behavior laws of plastic hinges, in the ETABS® software) is carried out, with a probabilistic, reliability approach (via the Matlab © software, by the introduction of mechanical variables as random components of the system). This process is carried out in order to deepen and support the deterministic approach, which has given rise to satisfactory results. Indeed, this study shows the interest and the impact of the variability of the parameters f_c , f_y , and c on the behavior, vulnerability, and reliability of RC/frames structures under imposed seismic stress

Keywords

Reinforced concrete frames structures, Seismic vulnerability, plastic hinges, Lumped plasticity model, Beams cross-section, Reliability approach, Rebar covers



Sommaire

Liste des figures		
Liste des tableaux		
INTRODUCTION GENERALE	1
Chapitre I : OBJECTIFS ET METHODOLOGIE GENERALE	4
I.1 Contexte de la thèse	5
I.2 Problématique	8
I.3 Objectif de la thèse	9
I.4 Méthodologie d'investigation	9
I.5 Organisation de la thèse et circuits de lecture	10
I.6 Plan de la thèse	13
Chapitre II : RECHERCHE BIBLIOGRAPHIQUE	15
Introduction	17
Partie .A		17
Vulnérabilité sismiques des structures auto-stables	17
II.A.1 Eléments de sismologie	17
II.A.2 Contexte sismologique de l'Algérie	18
II.A.2.1 Historique des séismes en Algérie	19
II.A.2.2 Séisme de Boumerdès, 21 mai 2003	20
II.A.2.3 Séisme de Hamala (Mila), 07 Aout 2020	20
II.A.3 Réglementation parasismique	21
II.A.3.1 Précautions du Règlement Parasismique Algérien	21
II.A.3.2 Réglementation Européenne	22
II.A.3.3 Réglementation Américaine	23
II.A.4 Effets des séismes sur les structures auto-stables	23
II.A.4.1 Typologie portiques en béton armé	23
II.A.4.2 Dommages post-sismiques rencontrés sur les structures en portiques	25
II.A.4.3 Classification des dommages post-sismiques	29
II.A.5 Approches de modélisation	30
II.A.5.1 Niveaux de modélisation	30
II.A.5.2 Modélisations non-linéaire	30
II.A.5.3 Modèles de plasticité	32
II.A.6 Modes de plastifications	34
II.A.6.1 Plastification par cisaillement	35
II.A.6.2 Plastification par flexion	35
II.A.7 Conclusion partielle 1	36
Partie II.B		37
Fiabilité sismique des structures	37
II.B.1 Qu'est-ce que la notion de fiabilité ?	37
II.B.2 Principales méthodes en fiabilité	38
II.B.2.1 Méthodes par approximations	38
II.B.2.2 Méthodes Risk-Eu	39
II.B.2.3 Méthodes par simulations	39
II.B.3 Approches en fiabilité des structures	40
II.B.4 Etapes d'une démarche fiabiliste	40
II.B.4.1 Modes de ruines	41
II.B.4.2 Modélisation des d'incertitudes	41



II.B.4.3	Fonction d'état limite	42
II.B.4.4	Probabilité de défaillance	43
II.B.4.5	Courbe de fragilité	43
II.B.4.6	Niveau de fiabilité seuil	44
II.B.4.7	Indice de fiabilité	45
II.B.5	Les Simulations de Monté Carlo	45
II.B.5.1	Principe de la méthode	45
II.B.5.2	Etapas de calcul	46
II.6.	Conclusion partielle 2	46
II.7	Conclusion	47
Chapitre III : PERFORMANCE ET VULNERABILITE DES STRUCTURES AUTO-STABLES EN BETON ARME		48
Introduction		50
Partie III.A.		
Vulnérabilité sismique des portiques auto-stables par analyse de performance		51
III. A.1	Modèles étudiés	51
III.A.1.1	Introduction	51
III.A.1.2	Description des modèles	51
III.A.1.3	Dimensionnement des portiques	53
III.A.1.4	Zones nodales	54
III.A.2	Modélisation sous "Section Designer"	54
III.A.3	Propriétés mécaniques des matériaux	55
III.A.4	Charges appliquées aux modèles	56
III.A.4.1	Charges gravitaires	56
III.A.4.2	Charges sismiques	56
III.A.5	Analyse statique non linéaire	56
III.A.6	Etat d'endommagement des portiques avec ferrailage minimum du RPA sur logiciel Etabs	57
III.A.6.1	Constatation des dommages	57
III.A.6.2	Capacités structurales	58
III.A.6.3	Détermination des déplacements aux points de performance	58
III.A.6.4	Position des points de performance par rapport aux domaines d'endommagement de l'EMS-98	59
III.A.6.5	Distribution des rotules plastiques aux points de performance	61
Conclusion partielle 1		62
A.7	Calcul du ferrailage des portiques selon les règles BAEL91 modifié 99)	62
A.7.1	Détail sur les premières plastifications	62
A.7.2	Capacité structurale des portiques	63
A.7.3	Détermination des déplacements aux points de performance	64
A.7.4	Etat de dommages des portiques selon les classes de vulnérabilité de l'EMS-98	65
A.7.5	Etat d'endommagement par plastification des portiques	67



Conclusion partielle 2	68
Partie B.		
Influence de la variation des caractéristiques mécaniques des matériaux béton et acier sur la performance structurale des structures en béton armé	69
B.1 Introduction	69
B.2 Amélioration du comportement des portiques par changement Globale de nuance d'acier	69
B.3 Conclusion partielle 3	71
B.4 Amélioration de la performance sismique des portiques par variation de la résistance à la compression du béton	71
B.5 Conclusion partielle 4	74
Conclusion	75
Chapitre IV : APPROCHE DETERMINISTE PAR EVALUATION DE L'ENDOMMAGEMENT DES PORTIQUES AUTO-STABLES AVEC MODELISATION DES LOIS DE COMPORTEMENT DES ROTULES PLASTIQUES	77
IV.1 Introduction	78
IV.2 Modèles étudiés	78
IV.2.1 Introduction	78
IV.2.2 Présentation des modèles	79
IV.3 Etude de la section de poutre	81
IV.3.1 Description	81
IV.3.2 Ferrailage des modèles	82
IV.4 Point sur la variable «Enrobage »	82
IV.5 Modélisation non linéaire	83
IV.5.1 Choix de la méthode statique non linéaire	83
IV.5.2 Choix du chargement latéral	83
IV.5.3 Choix du spectre de la demande sismique	84
IV.5.4 Rotules plastiques des éléments poutres et poteaux	84
IV.6 Effet de la variation de l'enrobage sur le comportement structural des modèles	85
IV.7 Plastification des éléments poutres	86
IV.7.1 Modélisation des rotules plastiques	86
IV.7.2 Validation des lois de comportement des rotules plastiques	88
IV.7.3 Valeurs des moments résistant introduit dans Etabs	91
IV.8 Comportement structurale des modèles avec modélisation des lois de comportement des rotules plastiques	92
IV.8.1 Début d'endommagement des modèles	92
IV.8.2 Moments résistant des premières plastifications apparues	94
IV.8.3 Capacités structurales selon modélisation des rotules plastiques	94
IV.8.4 Point de performance	96
IV.8.5 Déplacements aux points de performances	96



IV.8.6	Etat d'endommagement des modèles aux points de performance	97
IV.9	Conclusion	100
Chapitre V : APPROCHE FIABILISTE PAR ANALYSE SEMI-PROBABILISTE DES PORTIQUES AUTO-STABLES			101
V.1	Introduction	102
V.2	Principales méthodes en fiabilité	102
V.3	Cheminement d'une analyse fiabiliste	103
V.3.1	Modèle décisionnel et mode de défaillance	103
V.3.2	Formulation de la surface d'état limite	104
V.3.3	Variables aléatoires	104
	Analyse de type 1 « Résistance à la compression du béton f_c »	106
	Analyse de type 2 « Limite élastique des aciers f_y »	108
	Analyse de type 3 « Caractéristiques mécaniques f_c et f_y »	109
V.3.4	Méthode de calcul	110
V.3.5	Probabilité de défaillance	111
V.4	Simulations de Monté Carlo	111
V.4.1	Principe de la méthode	111
V.4.2	Etude de convergence	112
V.5	Résultats du calcul probabiliste	113
V.5.1	Evolution de la probabilité de défaillance selon les variables aléatoires	114
	Discussions et Interprétations	115
V.5.2	Apport du calcul de l'indice de fiabilité β sur l'étude fiabiliste	117
V.5.3	Influence de l'enrobage des armatures sur l'évolution de la probabilité de défaillance des modèles étudiés	119
V.6	Conclusion	126
	CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES	128
	REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES	134



Liste des figures

Chapitre I			
Figure I.1	Circuit de lecture de l'ingénieur fiabiliste	11
Figure I.2	Circuit de lecture exhaustif de tous les points traités dans la thèse	12
Figure I.3	Circuit définissant la compréhension de la vulnérabilité sismique des structures auto-stables en béton armé par performance structurale	12
Figure I.4	Lecture sur l'impact de la variabilité des deux principaux paramètres mécaniques des matériaux béton et acier, sur la vulnérabilité et la fiabilité sismiques des portiques en BA.	13
Figure I.5	Influence de l'enrobage des barres d'armatures sur la vulnérabilité et la fiabilité des portiques en BA étudiés.	13
Chapitre II			
FigureII.A.1	Contexte géodynamique de la marge Nord-Africaine. Argus et. Al., 1991 Issu de eost.ustrasbg.fr, M. Megrahoui [AFPS (2005)]	17
FigureII.A.2	Zone touchée par le séisme de Boumerdès, le 21 mai 2003	20
FigureII.A.3	Zone touchée par le séisme de Mila, le 07/08/2020	21
FigureII.A.4	Types de comportement de structures	23
FigureII.A.5	Schéma d'un portique ; poteaux et poutres	24
FigureII.A.6	Prescription du RPA99/2003 sur la hauteur des ossatures en portiques auto-stables	24
FigureII.A.7a	Effondrement en milles-feuilles d'une habitation après le séisme de Boumerdès en 2003	25
FigureII.A.7b	Basculement d'une habitation après le séisme de Mila en 2020	25
FigureII.A.8a	Rupture en zone nodale	26
FigureII.A.8b	Rotule dans le poteau (Comportement à éviter)	26
FigureII.A.9a	Rotule dans la poutre (comportement recherché)	26
FigureII.A.9b	Absence des cadres au cœur des nœuds	26
FigureII.A.10	Ecrasement du béton et flambement des aciers dans les deux poteaux de la cage	26
FigureII.A.11	Cisaillement de poteaux court	27
FigureII.A.12	Flambement d'un poteau central	27
FigureII.A.13	Rupture par flexion des poutres	27
FigureII.A.14	Décollement d'enrobage	28
FigureII.A.15	Effondrement causé par la présence d'un étage transparent (souple)	28
FigureII.A.16	Dommmages sur les éléments non structuraux	28
FigureII.A.17	Dommmages dus à la mauvaise qualité du béton	29
FigureII.A.18	Niveaux de déplacement des cinq domaines de dommmages de l'EMS-98 (2001)	29



LISTE DES FIGURES

FigureII.A.19	Courbe de capacité statique d'une structure	31
FigureII.A.20	Distribution de charges sismiques appliquées lors de l'analyse statique non linéaire	32
FigureII.A.21	Diagramme effort tranchant-rotation associé à la plastification de poutres par cisaillement	35
FigureII.A.22	Diagramme moment-rotation associé à la plastification par flexion	36
FigureII.B.1	Relation entre la fonction probabilité de défaillance et l'indice de fiabilité β	45
FigureII.B.2	Illustration de la méthode de simulation de Monté Carlo dans l'espace standard	46
<hr/>		
Chapitre III		
FigureIII.A.1	Vue en plan d'une structure comportant l'un des portiques étudié.	52
FigureIII.A.2	Schématisation des moments résistant des sections transversales des poutres et poteaux exerçant sur une zone nodale	54
FigureIII.A.3	Capacités spectrales des portiques en BA modélisés sous Pushover	58
FigureIII.A.4	Histogramme relatif au déplacement des points de performances des huit portiques modélisés	59
FigureIII.A.5	Courbes de capacités des structures modélisées	64
FigureIII.A.6	Courbes de capacité des structures à 3 et 6 niveaux selon les deux cas de ferrailage des poutres : exigence minimum du RPA99/2003 et calcul selon BAEL91/99)	65
FigureIII.B.1	Comparaison entre les capacités structurales du portique à 9 étages selon l'augmentation de la limite élastique des aciers	70
FigureIII.B.2	Position des points de performance des structures à 9 niveaux, selon la variation des deux nuances d'aciers, dans les domaines de dommages de l'EMS-98	70
FigureIII.B.3	Comparaison entre les capacités du même modèle à 9 étages avec variation de la résistance à la compression du béton des poutres	72
<hr/>		
Chapitre IV		
FigureIV.1	Présentation des portiques à 3, 6 et 9 étages	80
FigureIV.2	Détail de la section transversale de poutre des modèles	81
FigureIV.3	Loi de comportement utilisée par le logiciel ETABS	84
FigureIV.4	Capacités des modèles A, B et C selon la variation d'enrobage des armatures dans les poutres	86
FigureIV.5	Diagramme moment-rotation	87
FigureIV.6	Réponses contraintes-déformations du modèle de Mander intégré dans ETABS-SD	90



LISTE DES FIGURES

FigureIV.7	Diagramme contrainte-déformation de l'acier pour le modèle de Park intégré dans ETABS-SD	90
FigureIV.8	Validation des lois de comportement, via SD-ETABS	91
FigureIV.9	Schéma d'obtention du point de performance	96
<hr/> Chapitre V			
Figure V.1	Processus d'utilisation d'une approche fiabiliste	103
Figure V.2	Ecart entre résistance et sollicitation des moments résistants obtenus sur les vingt et un modèles, en déterministe	105
Figure V.3	Fonction de lissage du noyau (Kernel smoothing function)	107
Figure V.4	Ajustement de la loi de distribution de f_c	107
Figure V.5	Démarche utilisée pour l'élaboration de la procédure fiabiliste	110
Figure V.6	Evolution de la probabilité de défaillance des modèles A (Portiques à 3 étages) selon les trois types d'analyses probabilistes	114
Figure V.7	Evolution de la probabilité de défaillance des modèles B (Portiques à 6 étages) selon les trois types d'analyses probabilistes	114
Figure V.8	Evolution de la probabilité de défaillance des modèles C (Portiques à 9 étages) selon les trois types d'analyses probabilistes	115



Liste des tableaux

Chapitre II

TableauII.A.1	Récapitulatif des séismes majeurs survenus en Algérie depuis 655 ans.	19
TableauII.A.2	Les modèles de plasticités utilisés en modélisation	32
TableauII.B.1	Distinction entre les méthodes d'approximation FORM et SORM	39

Chapitre III

TableauIII.A.1	Géométrie des modèles de portiques étudiés	52
TableauIII.A.2	Dimensionnement et ferrailage des poutres des modèles	53
TableauIII.A.3	Dimensionnement et ferrailage des poteaux des modèles	53
TableauIII.A.4	Moments élastiques (M_y) et moments ultimes (M_u) des éléments poutres et poteaux	55
TableauIII.A.5	Vérification des zones nodales	55
TableauIII.A.6	Principales propriétés mécaniques des matériaux	56
TableauIII.A.7	Détails des chargements gravitaires appliqués	56
TableauIII.A.8	Premières plastification apparues sur les huit modèles de structures étudiés (ferrailage minimum du RPA99/2003)	57
TableauIII.A.9	Déplacement des points de performance des portiques dans les domaines de dommage de l'EMS-98	60
TableauIII.A.10	Endommagement par plastification des poutres, aux déplacements correspondant aux points de performances	61
TableauIII.A.11	Apparition des premières rotules plastiques dans les portiques (ferrailage des poutres calculés selon BAEL91/99)	63
TableauIII.A.12	Valeurs des déplacements aux points de performance	64
TableauIII.A.13	Déplacement des points de performance des portiques dans les domaines de dommage de l'EMS-98	66
TableauIII.A.14	Endommagement par plastification des poutres, aux déplacements correspondant aux points de performance	67
TableauIII.B.1	Rotules plastiques apparus sur le portique à 9 étages ferrailés avec la nuance d'acier FeE500	69
TableauIII.B.2	Premières plastification apparus par analyse statique non linéaire sur le portique à 9 niveaux	71
TableauIII.B.3	Vulnérabilité du portique à 9 étages selon la variation de la résistance à la compression du béton	73
TableauIII.B.4	Etat d'endommagement par plastification des éléments poutres du portique R+9, selon la variation de f_c	74



LISTE DES TABLEAUX

Chapitre IV

TableauIV.1	Classification des bâtiments selon leurs nombres de niveaux	79
TableauIV.2	Dimensions et ferrailages des poteaux des modèles étudiés	80
TableauIV.3	Ferrailage des poutres calculé selon le règlement BAEL 91/99	82
TableauIV.4	Nomenclature des 21 modèles étudiés	83
TableauIV.5	Erreurs obtenus entre SD-Etabs et Formule analytique	91
TableauIV.6	Moments résistants obtenus des lois de comportement des rotules plastiques de chaque modèle étudié.	92
TableauIV.7	Apparition des premiers endommagements, après étude statique non-linéaire et modélisation des lois de comportement des rotules plastiques	93
TableauIV.8	Moments résistants correspondant aux premières plastifications obtenues après modélisation statique non-linéaire	94
TableauIV.9	Capacités structurales des vingt et un modèles selon les lois de comportement des rotules modélisés	95
TableauIV.10	Valeurs des déplacements S_d des points de performances	97
TableauIV.11	Accélération spectrales aux points de performances	97
TableauIV.12	Endommagement des portiques et moments sollicitants de la première plastification, aux points de performances	98

Chapitre V

TableauV.1	Variabiles utilisées dans l'étude probabiliste	106
TableauV.2	Résultats du test d'adéquation Kolmogorov – Smirnov pour l'échantillon f_c	108
TableauV.3	Paramètres statistiques des variables mécaniques	109
TableauV.4	Etude de convergence selon la variabilité aléatoire de f_c et f_y	113
TableauV.5	Comparaison entre les indices de fiabilité des modèles et les valeurs de sureté définie par l'EC92.	118
TableauV.6	Evolution des probabilités de défaillance selon les moments sollicitant des vingt et un modèles étudiés		120
TableauV.7	Comparaison entre les grandeurs des P_f lorsque l'erreur absolue équivaut à +0.5 cm	125



INTRODUCTION GENERALE

Avant 2003, apparition du complément au Règlement Parasismique Algérien (RPA99 version 2003), le patrimoine immobilier du pays était en grande partie érigé en « portiques auto-stables ». Cette typologie de structure est sensée avoir un bon comportement face à une excitation sismique. En effet, de part, sa souplesse et sa simplicité de mise en œuvre, les ossatures en portiques devraient être un atout pour la construction parasismique. Malheureusement, un constat tout autre apparaît après chaque séisme que connaît notre pays. Suite au séisme de Boumerdès (21 mai 2003) la réglementation parasismique fixe des limitations en hauteur pour ces constructions en portiques. A titre d'exemple, la limitation sur zone de forte sismicité (Zone III) est de 8 m avec remplissage en maçonnerie et de 11 m sans remplissage.

L'ajout de voiles de contreventement rendu obligatoire pose souvent la problématique de disposition architecturale, ferrailage inadéquat et exécution sur chantier pas assez maîtrisé par nos ouvriers.

Les méthodes de calcul disposées dans la réglementation actuelle se limitent au domaine linéaire du comportement des structures. Cependant, les méthodes de calcul non linéaire peuvent apporter un atout considérable aux études de performance des structures poussant les constructions dans leurs domaines post élastique en faisant appel à la ductilité de leurs éléments poutres et poteaux. A cet effet, la présente étude s'articule autour de deux notions complémentaires 'Vulnérabilité' et 'Fiabilité'.

La première, qualifiée d'étude « déterministe » est fractionnée en cinq travaux successifs estimant la vulnérabilité sismique des structures auto-stables par étude de leurs performances structurales aux points de fonctionnement communément appelé point de performance. Les modélisations s'effectuent sur logiciel ETABS® selon la méthode statique non linéaire « Push-Over ». Ces étapes permettent de recadrer l'étude de vulnérabilité sur des points cruciaux pouvant servir à la seconde partie du travail de thèse.

Ainsi, le premier travail consiste à modéliser une série de huit portiques allant de 2 à 9 étages où le ferrailage des poutres est pris, en première intention, selon le minimum fixé par la réglementation RPA99 version 2003. La performance des structures est évaluée selon l'échelle macrosismique EMS98. En seconde intention, le calcul du ferrailage selon les normes BAEL99 est effectué. La performance sismique des huit portiques est réévaluée, en dommage global et en endommagement local des sections de poutres plastifiées. La troisième et quatrième étape se sont limités à l'étude de la performance sismique du portique le plus élancé (R+8) avec augmentation de la limite élastique des aciers de 100 MPa (500 MPa au lieu de 400 MPa), puis de la résistance caractéristique du béton de 25, 30, 35 et 40 MPa. Enfin l'étude de vulnérabilité sismique des structures auto-stable s'est focalisée sur trois modèles (R+2, R+5 et R+8), notés respectivement modèles A, B et C. A ce stade de l'étude les caractéristiques mécaniques sont gardées constantes (25 MPa pour f_c et 400 MPa pour f_y), une nouvelle caractéristique géométrique est variée : enrobage des barre des poutres 'c'. Cette variable est augmentée par pas de 0.5 cm, allant de 2 à 5 cm. Cette dernière étape de l'étude déterministe est effectuée en deux parties :

- . Lois de comportement des éléments poutres sont prises par défaut du logiciel Etabs®,
- . Lois de comportement calculées par des formules analytiques calibrées et introduites dans le logiciel de modélisation Etabs®. Ainsi, selon le modèle de plasticité concentrée, à chaque extrémité des éléments poutres les valeurs du moment résistant des sections sont introduites, afin d'avoir un comportement structurale se rapprochant le plus possible de la réalité.

La seconde partie de ce travail de recherche « fiabiliste » effectue un couplage avec la première étude déterministe. Cette approche pouvant être qualifiée de semi-probabiliste prend comme hypothèse de départ une fonction d'état limite sous la forme: $Résistance - Sollicitation = R(\{X\}) - S(\{X\})$. Le second terme est pris de la première étude déterministe. En effet, les moments des sections de poutres au déplacement correspondant aux points de performance pour les trois modèles A, B et c susmentionnés sont des moments sollicitant. Le terme Résistance quant à lui

est généré par variabilité aléatoire des paramètres f_c (pour le béton) et f_y (pour l'acier), selon leurs lois de distributions respectives. Cette ultime étape effectuée à l'aide de l'outil de programmation Matlab©, fait appel à la méthode de Simulations de Monté Carlo afin de calculé les probabilités de défaillance P_f et les indices de fiabilité β . L'approche par les MCS a eu comme objectif d'approfondir et d'étayer la première approche déterministe. Ce travail d'étude sur la vulnérabilité sismique et la fiabilité des structures auto-stables par endommagement des sections plastifiées de poutres, donne lieu à des résultats pertinents ouvrant ainsi un champ de perspectives intéressant.

Chapitre I

Objectifs et méthodologie générale

Sommaire du chapitre I

I.1	Contexte de la thèse	5
I.2	Problématique	8
I.3	Objectif de la thèse	9
I.4	Méthodologie d'investigation	9
I.5	Organisation de la thèse et circuits de lecture	10
I.6	Plan de la thèse	13

I.1. Contexte de la thèse

L'Afrique du nord subi des mouvements sismiques continus dus au déplacement de deux grandes plaques tectoniques continentales. Le bassin méditerranéen est ainsi, un haut lieu de mouvement général de convergence entre ces deux plaques, Eurasienne et Africaine. Se déplaçant d'une moyenne de 0.4 à 1 cm/an, elles créent par leurs affrontements les reliefs montagneux. Ces mouvements, compressifs, en général, font que l'Algérie est soumise continuellement à des secousses telluriques de faible à forte intensité.

Ne pouvant se prémunir contre ces tremblements de terres, la sécurité réside dans la prévention, englobant réglementation technique, sensibilisation du public et gestion du risque. Ainsi, appréhender un séisme et protéger les citoyens, c'est maîtriser ces conséquences sur l'environnement, le bâti existant.

Le patrimoine immobilier du pays est érigé en grande partie en trois typologies de constructions ; la première "système poteaux-poutres" englobant la majeure partie des constructions, avant le séisme de 2003. La seconde, en "voiles porteur" et une troisième catégorie beaucoup plus répandue actuellement, depuis le réajustement de la réglementation après la catastrophe naturelle de 2003. Cette dernière typologie, "ossature mixte, portique + voiles" censée pallier aux insuffisances générées par la première typologie, n'est à nos jours, dix-huit ans après le séisme de Boumerdes, malheureusement pas assez maîtrisée !

En effet, son comportement et sa réponse sismique pas assez aisément identifiés pousse les chercheurs à investiguer dans la typologie poteaux-poutres ayant, en principe, un meilleur comportement face à une excitation sismique. En effet, de part, sa souplesse et sa simplicité de mise en œuvre, les ossatures en portiques devraient être un atout pour la construction parasismique.

Pour ce faire, des solutions sont expérimentées par les chercheurs pour tenter de maîtriser et améliorer leurs comportements, par le biais d'études approfondies alliant, connaissance du problème et prévision de leurs réponses réelles [ATC-40(1996), FEMA-356(2000), FEMA-273(1997), Eurocode-8(2004)].

La première possibilité d'étude de la réponse d'une structure auto-stable est l'expertise par tests expérimentaux en laboratoire [Vecchio & Emar (1992), Sun et al, (2008)]. La seconde, est la simulation ou modélisation numérique [Zhang et al.(2009)]. N'étant pas accessible pour tous chercheurs, la première alternative, étant pourtant fort intéressante est vite exclue étant limitée aux chercheurs de centres de recherches, en l'occurrence CGS (centre génie parasismique). L'alternative pour tous chercheurs est de se tourner vers l'outil numérique, permettant de s'affranchir des problèmes liés au temps d'exécution et au coût excessifs des tests expérimentaux.

Une bonne modélisation numérique doit mettre en relief, le comportement réel, en mettant en relief, les points les plus vulnérables d'une structure. Dans le cas des portiques en béton armé, plusieurs rapports d'expertises [AFPS(2003), Davidovici(2003)], tests expérimentaux [Vecchio & Emar(1992), Sun et al.(2008), Kezmane et al.(2016), Zhang et al(2009), Davidovici(2003), Arède(1997)], guides de conception [ATC-40 (1996), FEMA-273(1997)] et simulations numériques [Nekmouche et al.(2015), FEMA-356(2000)] montrent que le mode de ruine des structures en portiques en béton armé est généralement lié à l'apparition de rotules plastiques aux niveaux des poutres et poteaux.

Estimer la vulnérabilité des systèmes auto-stables, c'est appréhender correctement ces plastifications 'zones dangereuses', provoquant la défaillance. Une discrétisation à l'échelle globale peut être utilisée pour reproduire le comportement des portiques en béton armé [Nekmouche et al. (2015), Kahil et al. (2017)]. Cependant, selon le dimensionnement 'Poteaux fort- Poutres faibles', les poutres tiennent une place particulière dans ce système. Ainsi, appréhender le comportement d'une structure en portique revient à maîtriser le comportement des poutres, par conséquent de ses sections, zones de plastification. Cela étant rendu possible, par la saisie du comportement à l'échelle macro, de modèles calibrés expérimentalement, répondus de nos jours. Ceux-ci ont la capacité de prédire correctement et rapidement la réponse globale [Sun et al. (2008), Lopez et al. (2016), Nekmouche et al.(2018)]. Dans ces modélisations, le comportement non linéaire est attribué uniquement aux rotules plastiques (modèle de plasticité concentrée), par contre le comportement est maintenu élastique linéaire pour le reste des éléments.

Afin de quantifier cette plastification des sections de poutres, des modèles analytiques calibrées sont utilisés [ATC-40(1996), Kezmane et al.(2016), Lopez et al.(2016)]. Dans ce contexte, Biskinis & Fardis(2010), Eurocode-8(2004) ont contribué à la prédiction de la résistance ultime des sections (limite plastique). Aussi, Lopez et al, (2016) ont procédé à l'amélioration de la loi de comportement utilisée par Biskinis et Fardis (2010), afin d'apporter un meilleur comportement à la structure. Récemment, Nekmouche et al. (2018) ont travaillé sur la variation des paramètres élasto-plastiques pour le calcul de la longueur de la rotule plastique L_p , à l'échelle locale, ainsi que son influence sur les paramètres de la structure, paramètres globaux, utilisant les logiciels de modélisations des structures. Tous ces travaux montrent l'intérêt d'investiguer dans les sections de rotules plastiques [Inel & Ozmen(2006), Kadid & Boumrkik(2008)].

La modélisation des structures en béton armé sous sollicitations sismiques peut se faire en adoptant une approche simplifiée, en statique non linéaire [ATC-40(1996), Eurocode-8(2004)]. Cette dernière, alliant aisément efficacité et simplicité est toujours aussi populaire qu'à ces début, dans le domaine de la conception et du calcul des structures de bâtiments [Louzai & abed(2015),

[Antoniou\(2001\)](#)]. Introduite dans plusieurs codes de dimensionnement tels que l'[Eurocode-8\(2004\)](#), guides de conceptions Américains [ATC-40 \(1996\)](#), [FEMA-273\(1997\)](#) et [FEMA-356\(2000\)](#), elle est de nos jours, le compromis idéal en vue de sa simplicité et de sa capacité à donner des informations intéressantes sur les mécanismes de ruine plastique, sur la demande sismique, sur la ductilité globale, sur l'état ultime de résistance de la structure, ainsi que sur la localisation des dommages [[Louzai\(2016\)](#)]. L'utilisation de cette méthode, *Pushover*, se justifie par sa renommée auprès des chercheurs en termes d'investigation sur le comportement sismique des structures [[Louzai & Abed\(2015\)](#), [Elnashai\(2001\)](#)]. Contrairement à la méthode dynamique non linéaire, qui reste peu utilisée de nos jours. Ceci étant dû à sa complexité, nécessitant l'intégration numérique pas à pas d'un système matriciel complexe, pouvant être difficile à utiliser dans la pratique, par l'ingénieur du bureau d'étude [[Louzai\(2016\)](#)].

L'atout de la méthode pushover est tel, qu'elle reste toujours d'actualité et employée par les chercheurs à nos jours et ceci malgré l'avènement de nouvelles méthodes (ADI...). Celle-ci est basée sur le principe d'une poussée sous chargement horizontal en poussée progressive jusqu'à la ruine de la structure, suivant un schéma de distribution verticale des charges sismiques horizontales préalablement défini. La méthode Pushover fournit des résultats plus intéressants et plus réalistes dans le cas des structures régulières non influencées par les modes supérieurs de translation et de torsion [[Louzai\(2016\)](#)]. Par contre dans le cas des bâtiments irréguliers, son utilisation nécessite un accompagnement par une analyse dynamique linéaire afin de définir au préalable l'influence des modes supérieurs sur la réponse du bâtiment [[Le Nguyen\(2015\)](#)].

L'estimation de la vulnérabilité sismique des structures auto-stables par instabilité structurale, liée à l'apparition de rotules plastiques est accompagnée par une estimation fiabiliste de cette dégradation structurale.

Ces dernières années un engouement particulier est lié à ce domaine incertain. En effet, le recours aux études fiabiliste se multiplie dans différents domaines [[Chabridon et al.\(2017\)](#), [Irani & Jalali\(2015\)](#)], en l'occurrence, dans le domaine du génie civil [[Weleman & Dehmous\(2011\)](#), [Hammoum et al.\(2017\)](#)], où chaque variable incertaine donnant lieu à un risque, est considérée comme aléatoire.

La multiplicité des méthodes fiabilistes et leurs développements actuels incessants dénotent de, l'importance mais surtout de l'impact des études probabiliste en complément mais aussi en validation des méthodes déterministes habituelles.

Parmi ces méthodes, les Simulations de Monté Carlo (MCS) sont un outil efficace de simulation des incertitudes associées aux paramètres structurelles. Cette approche permet de générer facilement une grande quantité de valeurs d'entrées pour introduire une distribution simulée des résultats possibles [[Palanci \(2019\)](#)].

Les MCS se caractérisent par leur simplicité et l'absence d'exigences mathématiques spécifiques à la fonction d'état $G(x)$ [Maizia et al.2017], tout en étant, une méthode statistique précise pour l'analyse stochastique [Sahu et al.2019].

Elles restent de nos jours, très utilisées [Aliche et al.2019, Badaoui et al.2019, Pouraminian et al.2019, Thuat et al.2019] malgré l'expansion de nouvelles méthodes fiabilistes moins onéreuses, en temps de calcul.

Dans cette thèse, l'étude de la vulnérabilité et la fiabilité sismique des structures auto-stables en béton armé est décryptée selon le comportement des portiques en béton armé, gouverné par la plastification des sections de poutres. Pour ce faire, des paramètres mécaniques et géométriques (variables) sont considérés.

I.2. Problématique

Encore meurtris pas les images catastrophiques liées au dernier séisme en date du 21 mai 2003, au nord de l'Algérie, de multiples secousses s'ont enregistrées tous les jours par le CRAAG (Centre de Recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique). Tel un rappel à l'ordre, le mois d'Aout dernier, le séisme de Mila, ou encore, plus récemment, le séisme de Béjaia sonne encore une fois la sonnette d'alarme, signalant ainsi, l'instabilité et la vulnérabilité des structures.

La réglementation parasismique en vigueur, mise en avant depuis 1972, appliquée en 1981, puis complétée en 1999 et enfin modifiée en 2003. Plus conservative, critique et pointu, elle vise à appréhender le comportement des structures de génie civil. Toutefois, ces efforts ne se font pas encore ressentir, dans le paysage immobilier du pays. En effet, il reste beaucoup à faire pour espérer se prémunir contre les catastrophes naturelles, en particulier, contre les tremblements de terres.

Plus en détail, la typologie la plus touchée par les séismes, en Algérie, est la construction en portiques de béton armé. Ayant été la plus répondue, les structures auto-stables en béton armé ont été la cause de centaines de décès d'Algérien. Le Règlement parasismique a ainsi opté, dans l'urgence, à l'abolition de cette typologie au-delà d'une certaine hauteur, dans certaines zones du pays. Pour ce faire, plusieurs experts ont préconisé l'utilisation de structures en voiles en béton armé en zone sismique, en mettant en avant leurs bon comportement lors du séisme de Boumerdes [Davidovici (2003), AFPS(2003), Seghir (2007)]. Toutefois, changer de mode de construction, entraine des difficultés liées, au coût d'exécution important, difficulté de mise en œuvre et de disposition optimale des voiles, sans compter la réhabilitation par ajout de voiles sur le bâti en portiques déjà existant.

Ajouter à cela, une contradiction subsiste : les bâtiments contreventés par des portiques sont des structures considérées comme étant relativement flexibles et

sont, en théorie, censées avoir un bon comportement sous chargement sismique, avec une bonne dissipation d'énergie sismique [ATC-40(1996), FEMA-273(1997), FEMA-356(2000), Eurocode-8(2004)] !

Pour répondre à la problématique, comment bien construire ? Avec quelle typologie ? Pour quelle hauteur ? Et avec moins de dommages possibles, des travaux de recherche ont été lancés au niveau du Laboratoire de Modélisation des Matériaux et des Structures de Génie Civil de l'Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou. Cette thèse de Doctorat en fait partie, s'inscrivant dans l'optique d'allier vulnérabilité, performance et fiabilité structurale des structures en portiques en béton armé, afin d'essayer d'apporter des éléments de réponses pour une meilleure compréhension du système auto-stable.

I.3. Objectifs de la thèse

L'objectif principal de ce travail de recherche est de prédire la vulnérabilité des structures auto-stables en béton armé selon deux principales démarches; en déterministe, par étude de performances structurales d'une série de portiques selon la variation des paramètres, résistance à la compression du béton, limite élastique des aciers et enrobage des armatures. Puis en fiabiliste, par calcul probabiliste selon les Simulations de Monté Carlo. Ceci pourrait permettre à nos chercheurs et ingénieurs d'avoir des éléments de réponses sur:

1. L'investigation sur le comportement structurale d'une série de structures en portiques auto-stables en béton armé de 1 à 9 étages, au moyen de leurs performances sismiques.
2. L'influence des paramètres, résistance à la compression du béton et limite élastique des aciers sur le comportement et la performance sismiques des portiques.
3. L'influence de la variation d'enrobage des armatures longitudinales des poutres sur la vulnérabilité sismique des structures en béton armé.
4. L'état de fiabilité des structures étudiées selon les domaines sûreté/défaillance.

I.4. Méthodologie d'investigation

Notre étude s'est scindée en trois parties :

Dans la première partie, le travail consiste à évaluer le comportement structural et la performance sismique des structures en portiques de béton armé. Pour ce faire, une étude sur une série de huit portiques, à hauteur variables est effectuée. Le dimensionnement, ferrailage, modélisation et analyse statique non linéaire sont entrepris afin d'évaluer l'endommagement de ces structures.

Ainsi, leur vulnérabilité sismique (selon un ferrailage minimum préconisé par le [RPA99 version2003](#), puis calculée selon les prescriptions du [BAEL91 révisées 99 \(2000\)](#)) est évaluée selon la position du point de performance défini dans [EMS-98 \(2001\)](#) pour les deux cas de ferrailage.

Dans cette même partie, l'influence des paramètres résistance à la compression du béton et limite élastique des armatures, sur ce comportement structural est également considérée.

En second lieu, le choix de trois modèles à 3, 6 et 9 étages est considéré, pour une étude approfondie de performance sismique. Dans cette partie de l'étude, il est question de modéliser, avec le logiciel [ETABS® Version 18](#), les lois de comportement des rotules plastiques dans les poutres, calculées par formules analytiques calibrée du guide [FEMA-273\(1997\)](#). Ces points de plastifications sont apparus comme les zones dangereuses et vulnérables des structures étudiées en première partie du travail.

Aussi, la valeur d'enrobage des armatures des poutres est variée de façon à vérifier l'impact de la pose "approximative" des barres in-situ, sur le comportement et la performance sismique des structures auto-stables en BA.

Dans la dernière partie de ce travail, la fiabilité des modèles susmentionnées est mise en avant, par l'analyse probabiliste via des Simulations de Monté Carlo. En effet, les variables aléatoires, f_c et f_y sont traitées statistiquement pour être incluses dans une étude probabiliste aboutissant aux tracés de courbes de fragilités. Celles-ci font appel à la connaissance des probabilités de défaillance des 21 modèles étudiés selon trois types d'analyses.

Les limites des domaines sûreté et défaillance résultant de l'analyse fiabiliste ont permis de statuer sur le cas des 21 structures auto-stables.

Puis, la quantification des résultats par calcul des indices de fiabilités β est effectuée. Cette ultime étape permet de vérifier et de caler nos résultats selon les prescriptions des normes [EC90 \(2002\)](#).

Enfin, différentes conclusions sont tirées de ce travail donnant lieu à des perspectives de travaux complémentaires futurs.

I.5. Organisation de la thèse et circuits de lecture

Cette thèse se décompose en 5 chapitres explicités ci-dessous. Dans chacun d'eux, des parties les fractionnant sont à découvrir. Il peut être lu selon plusieurs objectifs, suivant les différents itinéraires de lecture illustrés dans les figures 1.1 à 1.5.

Bien que capitaliser les éléments les plus essentielles aie été une priorité dans ce travail de thèse, néanmoins, certaines définitions même élémentaires n'ont pas pu être ignorées, par soucis d'incompréhension pour certains lecteurs ou de travail incomplet tout simplement!

Cependant, dans le but de faciliter la lecture du manuscrit, les figures présentées ci-après sont mises à la disposition des lecteurs pour faciliter la compréhension de l'objectif voulant être atteint par ce travail de recherche, sans pour autant ennuyer les moins endurants. Les lecteurs dont l'attention serait en particulier retenue par l'un ou l'autre des aspects des circuits représentés ci-dessous, pourront, à leur guise compléter leur visite à travers la lecture des chapitres additionnels.

➤ Le premier est destiné aux ingénieurs fiabiliste pour une lecture essentielle et synthétique (Figure. I.1). Il s'agit d'une lecture rapide et succincte afin d'avoir accès uniquement au couplage mécano-fiabiliste des portiques en béton-armé.

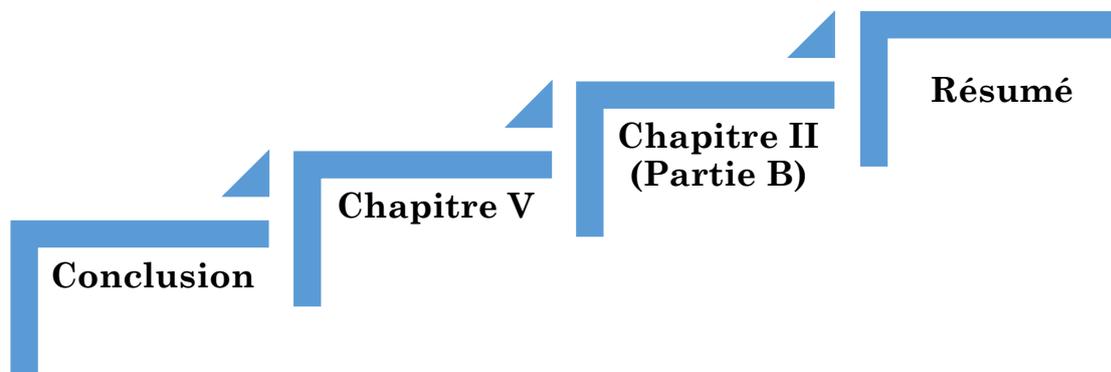


Figure I.1 Circuit de lecture de l'ingénieur fiabiliste

➤ Le second itinéraire consiste en une lecture exhaustive (figure I.2). Celui-ci est indiqué aux lecteurs voulant comprendre toutes les réflexions et méthodologies ayant été établies pendant tout le cursus phd.

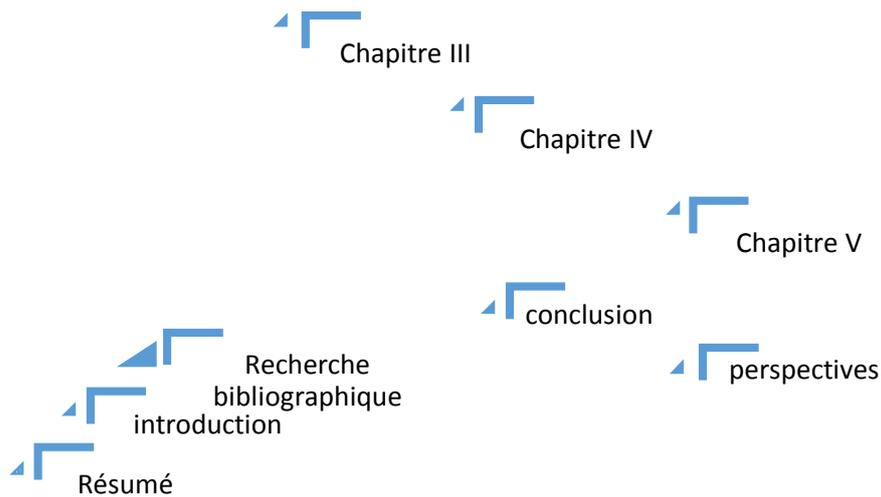


Figure I.2 : Circuit de lecture exhaustif de tous les points traités dans la thèse

- Le troisième circuit (fig.I.3) est celui de la méthodologie d'évaluation de la performance sismique des structures en béton armé, nécessaire pour le lecteur s'intéressant aux notions de risques sismiques, analyse statique non linéaire, PushOver.

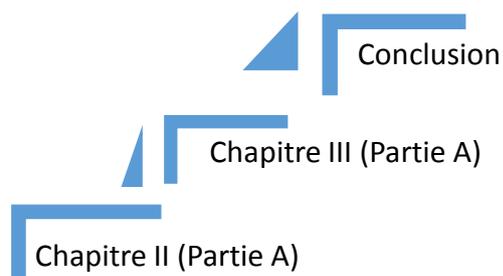


Figure I. 3 : Circuit définissant la compréhension de la vulnérabilité sismique des structures auto-stables en béton armé par performance structurale.

- Le circuit I.4, donne au lecteur l'influence de la variabilité des paramètres : résistance à la compression du béton et limite élastique des armatures, selon les approches déterministe et fiabiliste.



Figure I.4 : Lecture sur l'impact de la variabilité des deux principaux paramètres mécaniques des matériaux béton et acier, sur la vulnérabilité et la fiabilité sismiques des portiques en BA.

- Le dernier circuit consiste à donner au lecteur l'impact des erreurs d'enrobages des barres pouvant être commise sur chantier, sur la vulnérabilité et la fiabilité des modèles.



Figure I.5 : Influence de l'enrobage des barres d'armatures sur la vulnérabilité et la fiabilité des portiques en BA étudiés.

I.6 Plan de la thèse

Le travail de recherche est organisé en cinq (5) chapitres présentés comme suit :

Le **premier chapitre** représente en toute simplicité, cette présente introduction comprenant, la problématique, les objectifs et les circuits de lecture pour une optimisation du temps à louer à chaque lecteur.

Dans le **second chapitre**, se subdivisant en deux parties, le lecteur sera amener à lire les principales notions définissant la vulnérabilité sismiques des structures auto-stables en béton armé (**partie A**), puis à distinguer les concepts nécessaires à la compréhension et à la faisabilité d'une approche fiabiliste (**partie B**).

Le **chapitre 3** quand à lui propose une étude de la vulnérabilité sismique des structures auto-stables en béton armé. Celle-ci est réalisée par modélisation statique non linéaire, dans le but d'analyser l'endommagement d'une série de portiques (de 1 à 9 étages), par plastification et positionnement des points de performances selon l'échelle de dommage de l'[EMS-98 \(2001\)](#).

Au **chapitre 4**, le travail se focalise sur 3 modèles (3, 6 et 9 niveaux) tirées des portiques sus-étudiés. Le comportement et la performance de ces derniers, sont réévalués par modélisation de leurs rotules plastiques selon des formules analytiques données dans le guide [FEMA-273\(1997\)](#). Dans cette partie du travail, une attention particulière est donnée à la variation de l'enrobage des armatures des poutres.

Enfin, en **chapitre 5**, l'approche fiabiliste par étude des variables aléatoire f_c et f_y , via les Simulations de Monté Carlo est réalisée. Des courbes de fragilité, de probabilité de défaillance ainsi que des indices de fiabilité constituent l'essentiel des résultats obtenus dans cette partie.

Les différents résultats et conclusions obtenus par ce travail de recherche seront récapitulés en fin de la thèse.

Chapitre II

Recherche bibliographique

Sommaire du chapitre II

Introduction	17
Partie A	17
Vulnérabilité sismiques des structures auto-stables	
A.1 Eléments de sismologie	17
A.2 Contexte sismologique de l'Algérie	18
A.2.1 Historique des séismes en Algérie	19
A.2.2 Séisme de Boumerdès, 21 mai 2003	20
A.2.3 Séisme de Hamala (Mila), 07 Aout 2020	20
A.3 Réglementation parasismique	21
A.3.1 Précautions du Règlement Parasismique Algérien	21
A.3.2 Réglementation Européenne	22
A.3.3 Réglementation Américaine	23
A.4 Effets des séismes sur les structures auto-stables	23
A.4.1 Typologie portiques en béton armé	23
A.4.2 Dommages post-sismiques rencontrés sur les structures en portiques	25
A.4.3 Classification des dommages post-sismiques	29
A.5 Approches de modélisation	30
A.5.1 Niveaux de modélisation	30
A.5.2 Modélisations non-linéaire	30
A.5.3 Modèles de plasticité	32
A.6 Modes de plastifications	34
A.6.1 Plastification par cisaillement	35
A.6.2 Plastification par flexion	35
Conclusion partielle 1	36
Partie B	37
Fiabilité sismique des structures	
B.1 Qu'est-ce que la notion de fiabilité ?	37
B.2 Principales méthodes en fiabilité	38
B.2.1 Méthodes par approximations	38
B.2.2 Méthodes Risk-Eu	39
B.2.3 Méthodes par simulations	39
B.3 Approches en fiabilité des structures	40
B.4 Étapes d'une démarche fiabiliste	40
B.4.1 Modes de ruines	41

B.4.2	Modélisation des d'incertitudes	41
B.4.3	Fonction d'état limite	42
B.4.4	Probabilité de défaillance	43
B.4.5	Courbe de fragilité	43
B.4.6	Niveau de fiabilité seuil	44
B.4.7	Indice de fiabilité	45
B.5	Les Simulations de Monté Carlo	45
B.5.1	Principe de la méthode	45
B.5.2	Étapes de calcul	46
	Conclusion partielle 2	46
	Conclusion	47

Introduction

Ce travail de thèse présentant une étude de comportement des structures auto-stables selon deux approches de calcul ; déterministe (mécanique) et semi-probabiliste (fiabiliste) est mené via l'étude d'endommagement des sections dangereuses de ces structures en béton armé. Ainsi, ce second chapitre expose les principales notions servant à expliciter le cheminement d'idées ainsi que toutes les réflexions qu'a suscité la globalité de ce travail de recherche.

Partie A. Vulnérabilité sismiques des structures auto-stables

A.1. Eléments de sismologie

Certaines définitions importantes pour la compréhension de la suite du travail sont définies brièvement :

- **Séisme** : tremblement de terre se traduisant par des vibrations du sol. Il provient de la fracturation des roches en profondeur. Cette fracturation est due à une grande accumulation d'énergie qui se libère, en créant ou en faisant rejouer des failles, au moment où le seuil de rupture mécanique des roches est atteint. La croûte terrestre est constituée de plusieurs plaques qui évoluent les unes par rapport aux autres, certaines s'écartent, d'autres convergent pendant que d'autres couissent (Figure II.A.1). Environ 90% des séismes sont localisés au voisinage des limites de ces plaques [AFPS (2005)].

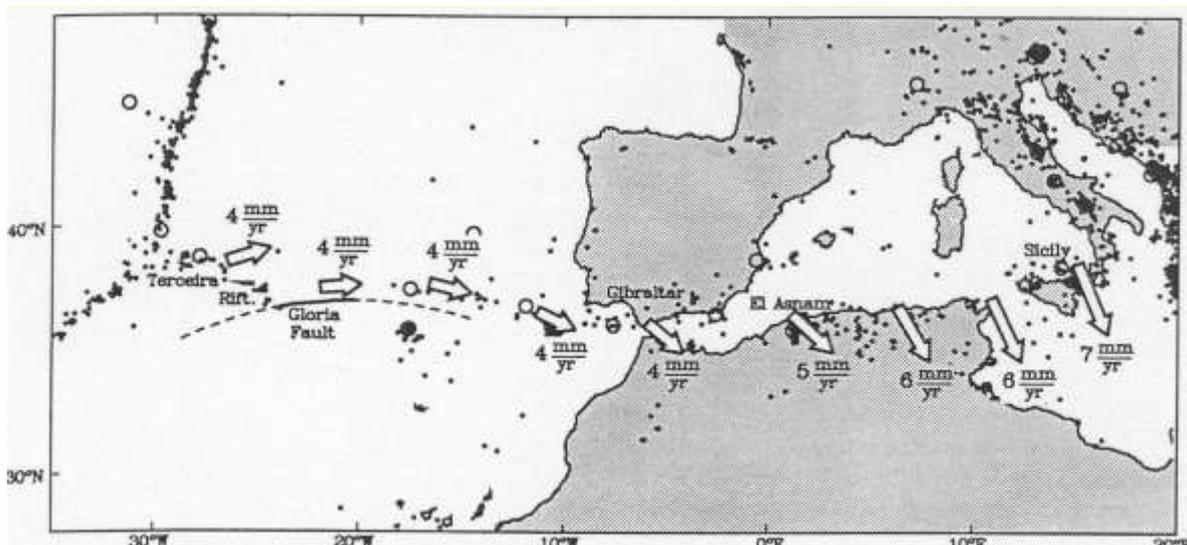


Figure II.A.1 Contexte géodynamique de la marge Nord-Africaine. Argus et. Al., 1991 Issu de east.ustrasbg.fr, M. Megrahoui) [AFPS (2005)]

- **Aléa** : Approche estimant le niveau d'accélération produit par le plus fort séisme historique dans une région donnée, en l'augmentant d'une marge de

sécurité. Cette marge est définie en augmentant d'un demi-degré la magnitude du séisme retenu. Pour pouvoir estimer l'aléa sismique, il faudrait estimer : la taille de la faille, la vitesse de déformation et la magnitude du séisme.

- **Risque sismique:** C'est l'estimation probabiliste, pour une période de référence, en termes de pertes humaines et matérielles, des conséquences des séismes (exprimée en coût ou en pourcentage). Il dépend de l'aléa sismique et de la vulnérabilité aux séismes des biens exposés [Zacek (2004)].

Il est important de distinguer entre :

- Aléa et risque ; des zones sans habitation ont été répertoriées comme zones touchées par le séisme du 21 mai 2003 (Zemmouri, Algérie). Celles-ci ont subi une liquéfaction du sol aux abords des Oued Isser et Sébaou. Elles peuvent donc présenter un aléa sismique élevé mais un risque faible !
- Vulnérabilité et risque ; Un bâtiment peut être vulnérable et ne présenter aucun risque car situé dans une zone sans danger sismique.

Selon Pellissiers, 2004 « ... Le risque peut être exprimé comme le produit de l'aléa (Probabilité d'occurrence), de la vulnérabilité (degré d'endommagement) et des valeurs du système exposé au risque. Le résultat total exprime une sommation des risques des événements provoquant une perte de valeur ».

Dans ce contexte, l'École Polytechnique Fédérale de lausanne propose la relation suivante :

$$\text{Risque} = \text{Aléa} \times \text{Vulnérabilité} \times \text{Valeur} \quad (\text{II.1})$$

Où, la valeur, représente tous les biens exposés à ce risque sismique (terme de nature socio-économique).

- **Vulnérabilité sismique :** C'est l'établissement de critères et d'indices pouvant donner une meilleure approximation du risque. Elle s'intéresse à l'environnement global de l'ouvrage : à la forme structurale, à la structure porteuse, à la classe du sol, aux fondations...

A.2 Contexte sismologique de l'Algérie

Situé dans une zone critique, qui est l'intersection entre de deux plaques ; africaine et eurasienne, le nord de l'Algérie est susceptible d'être soumis à d'importantes secousses sismiques [Kebaili & Redjel (2009)]. La vitesse de raccourcissement entre les deux plaques est de l'ordre de 5 à 6 mm/an dans la région d'Alger. Les séismes induits sont généralement due à un mécanisme de rupture en faille inverse.

▪ Historique des séismes en Algérie

Au cours de son histoire, l'Algérie a subi plusieurs séismes destructeurs. Les plus notables sont cités dans le tableau ci-dessous [CRAAG]. L'Algérie est continuellement soumise à des tremblements de terre localisés principalement sur la bande tellienne. L'Algérie participe pour un quart environ à l'activité sismique de la Méditerranée occidentale (environ 100 microséismes par mois). C'est une sismicité réputée superficielle avec une profondeur focale de l'hypocentre de l'ordre de 10 km ; ce qui explique les effets dévastateurs malgré les différentes secousses modérées.

Tableau II. A.1: Récapitulatif des séismes survenus en Algérie depuis 655 ans

Lieu	Année	Magnitude (Richter)	Intensité (MSK)	Décès	Observations
Alger	1365		Sup à VIII		Destructeur : Alger complètement détruite, avec inondation d'une partie de la ville
Alger	1716		Sup à VIII	20.000	
Alger	1722		Sup à VIII		
Cherchell	1735		Sup à VIII		
Hadjout	1756		Sup à VIII		
Oran	1790		Sup à VIII		
<u>Koléa</u>	1802		Sup à VIII		
Cherchell	1847		Sup à VIII		
Mitidja	1867		Sup à VIII		
<u>Gouraya</u>	1891	7.5			Destructeur : <u>Gouraya</u> et Bourg complètement détruites
Aumale	1910	6.4			
<u>Tenes</u>	1922	5.9			
<u>Berhoum</u>	1946	5.6			
<u>Bouira</u>	1946	5.6			
<u>Orléonville (Chlef)</u>	1954	6.7		1000	20 000 habitations détruites
<u>AinTagrout</u>	1963	5.5			
<u>M'Sila</u>	1965	5.5			
<u>El Asnam (Chlef)</u>	1980	7.5		5000	70% des habitations détruites
Constantine	1985	5.7			
Hadjout	1988	5.6			
<u>Chenoua (Tipaza)</u>	1989	6		70	Dégâts importants à Sidi-Moussa et Nador
Médéa	1990et1996	5 à 6			
Mascara	1994	5.6			
Alger	1996				
<u>Ain Timouchent</u>	1999	5.8			Dégâts important : <u>Ain timouchent</u> , <u>Ain Tolba</u> , <u>Ain Kihal</u> et Sidi Ben Adda
<u>Beni-Quartilans</u>	2000				
<u>Boumerdes</u>	2003	6.8	X	2277	100 000 habitations sinistrées
Mila	2020	4.9 et 4.5			Dégâts important : <u>Teleghema</u> , Terai <u>Bainem</u> , <u>Bouhatem</u> , <u>Athmania</u> et <u>Chelghoum Laid</u> .

▪ Séisme de Boumerdès, 21 mai 2003

A 19h 44 (heure locale), le mercredi 21 mai, un fort séisme de magnitude M_w 6.8 (classé niveau X sur l'échelle MKS) a touché les régions de Boumerdès et d'Alger, dans une zone allant principalement de Blida à Dellys, sur approximativement 150 km x 80 km (Figure II.A.2). Son épicentre a été situé en mer, en face des villes de Zemmouri et Boumerdès. La zone touchée comprend 3 à 4 millions d'habitants. Cette population a été fortement traumatisée par la secousse principale et les répliques dont la composante verticale était importante [AFPS, 2003].



Figure II.A.2 : Zone touchée par le séisme de Boumerdès, le 21 mai 2003 [AFPS, 2003]

L'épicentre de ce séisme a été localisé en mer très proche du littoral, à 60 km au Nord-Est d'Alger plus précisément à quatre kilomètres de la côte, entre Zemmouri et Boumerdès (Long. 3.53E - Lat. 36.81N). Ce séisme a été généré par une faille d'origine maritime longue de 40 Km et ayant un pendage de 47° N-W. Le foyer se trouvant en mer à une profondeur de 10 Km, était distant de d'environ 4 Km au nord de Zemmouri.

▪ Séisme de Hamala (Mila), 07 Août 2020

A 07h15 et 12h13 le vendredi 07 août, deux séismes de magnitude respectives de 4.9 et 4.5 degrés sur l'échelle de Richter frappent la wilaya de Mila (figure II.A.3) créant plusieurs dégâts sur des maisons à usages d'habitations ainsi que des chutes de pierres sur la RN27 reliant les wilayas de Mila à Jijel, dans la région de Hammam Beni Haroun. Ces deux séismes interviennent une semaine après une première secousse enregistrée le 01/08/2020 dans la même wilaya, dont l'épicentre avait été localisé à Sidi Merouane, où des résidences ont été fissurées au niveau de la vieille ville. Suite aux dégâts occasionnés, la localité d'El Kherba est déclarée comme zone sinistrée [CRAAG, 2020].



Figure II.A.3 Zone touchée par le séisme de Mila, le 07 août 2020 [CRAAG, 2020]

A.3 Réglementation parasismique

Les règles parasismiques visent à assurer une protection acceptable des vies humaines et des constructions vis-à-vis de l'effet des actions sismiques, par une conception et un dimensionnement appropriés.

Pour des ouvrages courants, les objectifs visés consistent à doter la structure :

- D'une rigidité et d'une résistance suffisantes pour limiter les dommages non structuraux et éviter les dommages structuraux par un comportement essentiellement élastique de la structure face à un séisme modéré, relativement fréquent.
- D'une ductilité et d'une capacité de dissipation d'énergie adéquate pour permettre à la structure de subir des déplacements inélastiques avec des dommages limités et sans effondrement, ni perte de stabilité, face à un séisme majeur, plus rare.

A.3.1 Précautions du Règlement Parasismique Algérien

▪ Site d'implantation

Le [R.P.A 99 /version 2003](#), préconise de se référer à une classification des sites, basée sur la connaissance d'au moins un paramètre de sol parmi les six cités ci-après. Cette classification, qui donne lieu à quatre catégories de sites(Rocheu, ferme, meuble et très meuble) fait appel :

- Aux connaissances du technicien maniant parfaitement le matériel géotechnique (pénétromètre, pressiomètre, SPT, sismique réfraction...) pour les essais sur sites d'implantations;
- Aux connaissances du géotechnicien, pour l'interprétation des résultats obtenus;

N.B : Il est important de noter que le présent travail prend comme seule particularité liée au sol d'implantation le spectre de réponse du [RPA99/version2003](#). Ce dernier sera utilisé dans toutes les modélisations selon la période caractéristique d'un site classée Meuble (S3). Le choix de ce site est justifié par une étude antérieure [[Bouzid \(2010\)](#)] selon laquelle, le site le plus courant au nord de l'Algérie est le site S3 (meuble).

▪ **Plastification des éléments**

Une zone critique est toute partie d'un élément structurel principal dans laquelle des concentrations de déformations ou de sollicitations sont susceptibles de se produire.

Pour éviter un mode de ruine dangereux et imprévisible, plusieurs codes exigent à ce que les poteaux des structures en portiques auto-stables offrent une résistance flexionnelle adéquate, afin de favoriser un développement de mécanisme lié à la formation de rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux. Pour atteindre ce but, ces mêmes codes suggèrent que les moments résistants dans les poteaux soient majorés par rapport à ceux des poutres pour tenir compte notamment: de la sur résistance de flexion des rotules plastiques dans les poutres, des modes supérieurs de vibration et de l'action sismique agissant selon les deux axes principaux simultanément. Selon le code parasismique algérien RPA 99 (article 7.6.2) [[RPA99/ version 2003](#)], le coefficient de majoration des moments fléchissant des poteaux est supérieur de 25% des moments fléchissant des poutres.

A.3.2 Réglementation Européenne

Les normes européennes ([Eurocode-8\(2004\)](#)) suggèrent l'emploi, en plus des méthodes linéaires, des méthodes non linéaire statiques (Pushover) ou dynamiques. Des états limites sont alors définis : NC : proche de la ruine, SD : dommages significatifs et DL : dommages limités.

Une bonne connaissance de la structure induit dans le cas déterministe au type de méthode à utiliser pour l'estimation de la résistance, ainsi qu'au niveau de sécurité à prendre en compte. De ce fait, plus l'information sur l'état de la structure est précise, plus les méthodes non-linéaires de calcul seront utilisées, permettant de s'approcher de la limite de rupture (NC). Il est alors possible d'adopter des coefficients de sécurité plus faibles, en utilisant l'une des méthodes d'analyses suivantes :

- Méthode des forces latérales,
- Réponse par analyse modale,
- Analyse statique non linéaire,
- Analyse dynamique non linéaire par accélérogramme.

A.3.3 Réglementation Américaine

Les codes [FEMA-273\(1997\)](#) et [356\(2000\)](#), proposent quatre méthodes de calcul possible :

Procédure Linéaire Statique (LSP) : Comportement de la structure supposé linéaire jusqu'au déplacement maximale.

Procédure Linéaire Dynamique (LDP) : Méthode par spectre de réponse avec chargement pas à pas à partir d'un accélérogramme.

Procédure Non-linéaire Statique (NSP) : C'est la procédure utilisée dans ce travail de thèse. Le chargement de la structure peut être représenté en force ou en déplacement, selon le type de comportement de la structure. Différents cas se présentent, selon la déformabilité de la structure, comme schématisée sur la figure II.A.4.

Procédure Non-Linéaire Dynamique (NDP) : Structure soumise à une accélération du sol correspondant à un accélérogramme choisi.

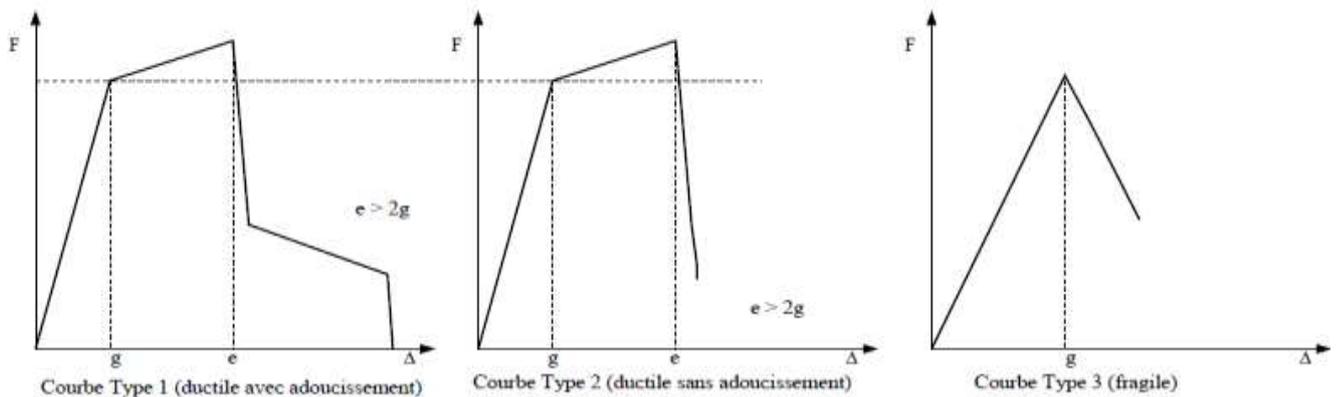


Figure II.A.4 : Types de comportement de structures [\[FEMA-273\(1997\)\]](#)

A.4 Effets des séismes sur les structures auto-stables

La description des structures auto-stables est privilégiée dans ce chapitre, du fait que le thème de cette thèse s'articule autour de cette typologie.

A.4.1 Typologie portiques en béton armé

Le paysage urbain en Algérie était dominé par des structures en maçonnerie puis en poteaux-poutres reprenant uniquement les charges verticales. Avec l'instauration du RPA, les portiques reprennent aussi les charges horizontales « Auto contreventés » avec une attention particulière vis-à-vis de la zone nodale. Ces éléments subissent de grandes déformations dues à leur bonne ductilité. Comme exemple, un recensement effectué en 2006 dans la ville de boumerdès classe cette typologie à plus de 90% du patrimoine de la ville [\[Bouزيد \(2010\)\]](#). Comme le montre le schéma de la figure II.A.5, ce sont des ossatures constituées d'un assemblage de

poteaux et de poutres relativement flexibles, conçus pour résister aux forces de pesanteur (le poids du bâtiment et les surcharges d'exploitations), mais aussi aux forces horizontales, dont sismiques. Cependant, le constat établi après chaque séisme est que cette typologie de construction est celle rencontrant le plus de dégâts [AFPS (2005)].

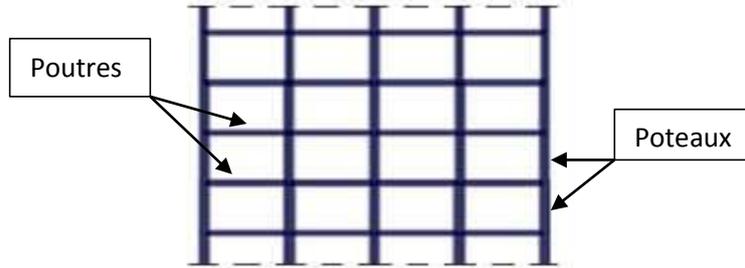


Figure II.A.5 Schéma d'un portique ; poteaux et poutres

Cette ossature constituée uniquement de portiques capables de reprendre la totalité des sollicitations dues aux charges verticales et horizontales est classée en deux types:

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

Les cloisons doivent être désolidarisées ou légères de sorte que les liaisons ne gênent pas les déformations du portique [RPA99/ version 2003]. Les prescriptions réglementaires du RPA99/2003 vis-à-vis de ce type de construction sont définies selon la hauteur et le nombre d'étages (figure II.A.6).

Type de contreventement	Zone I	Zone IIa	Zone IIb	Zone III
Portique sans remplissage	5niveaux/17m	4niveaux/14m	3niveaux/11m	3niveaux/11m
Portique avec remplissage	5niveaux/17m	4niveaux/14m	3niveaux/11m	2niveaux/8m

Figure II.A.6 : Prescription du RPA99/2003 sur la hauteur des ossatures en portiques auto-stables

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

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 centimètres [RPA99/ version 2003]. Les bâtiments concernés par ce type de contreventement ne doivent pas dépasser des prescriptions liées à la hauteur et illustrées sur la figure II.A.6.

A.4.2 Dommages post-sismiques observés sur les structures en portiques.

Il est important d'identifier les causes multiples des dommages survenus sur cette typologie de constructions. En effet, comme montré sur les figures II.A.7, certaines se sont bien comportées tandis que d'autres de même type se sont effondrées ou ont subi un basculement [AFPS, 2003 ; CRAAG, 2020].



Fig. II.A.7a : Effondrement d'une habitation après le séisme de Boumerdès en 2003 [AFPS, 2003]



Fig. II.A.7b : Basculement d'une habitation après le séisme de Mila en 2020 [CRAAG, 2020]

Dans ce qui suit, un aperçu des dommages rencontrés sur les structures en portiques auto-stables est illustré par des photos prises lors de la mission AFPS(2003). Outre les effets de site et la mauvaise qualité des matériaux, la vulnérabilité de ces ouvrages est due à :

- **Apparition de rotules plastiques aux nœuds:** Le dimensionnement des portiques, n'a pas été conforme avec l'hypothèse de formation de rotules plastiques dans les poutres. En effet, la présence de poutres fortes et poteaux faibles a engendré dans certains cas la formation d'un mécanisme de ruine dans les poteaux précipitant ainsi l'effondrement de ces ouvrages avant même que la structure n'ait atteint son état limite. Cet effet est souvent amplifié par l'absence d'armatures transversales, par la mauvaise qualité du béton et de l'exécution.



Figure II.A.8a: Rupture en zone nodale [AFPS, 2003]



Figure II.A.8b : Rotule dans le poteau (Comportement à éviter) [AFPS, 2003]



Figure II.A.9a : Rotule dans la poutre (comportement recherché)



Figure II.A.9b : Absence de cadres au cœur des nœuds [AFPS, 2003]

- **Rupture par écrasement** : Dans le but de limiter le risque de rupture fragile sous sollicitations sismiques d'ensemble, le RPA99/2003 recommande que l'effort normal de compression de calcul soit limité à 30% de l'effort de résistance ultime à la compression de la section comprimée.



Figure II.A.10: Ecrasement du béton et flambement des aciers [AFPS, 2003]

- **Cisaillement des poteaux** : Les poteaux courts présents dans une structure sont soumis à un effort normal important conduisant à un mode de ruine par cisaillement. Cette pathologie est due à leur faible capacité liée à leur grande rigidité.



Figure II.A.11 : Cisaillement de poteaux courts [AFPS, 2003]

▪ **Flambement des poteaux :** Il peut apparaître un flambement des poteaux, et ce dans le cas où leurs sections est faible associé à un élancement important. Le poteau flambe sous flexion/compression.



Figure II.A.12 : Flambement d'un poteau [AFPS, 2003]

▪ **Rupture dans les poutres par flexion :** Cette situation est très rare puisque les poutres sont souvent bien dimensionnées vis-à-vis de la flexion. Un seul cas a été rencontré à Zemmouri, zone épiscopale où la composante verticale du séisme est plus importante. De plus, les poutres ont une grande portée et ne sont pas suffisamment pourvues d'armatures à mi-travée [AFPS, 2003].



Figure II.A.13 : Rupture par flexion des poutres [AFPS, 2003]

▪ **Décollement du béton d'enrobage** : Il arrive dans certains cas que les poteaux soient décoffrés avant le durcissement total du béton et ce dans un souci de rapidité d'exécution ou de récupération d'un retard de réalisation. Lors de l'opération de décoffrage, le béton peut subir des chocs ou des vibrations. Ces facteurs donnent naissance à de microfissures notamment entre la couche d'enrobage et le béton confiné par les cadres et armatures transversales [AFPS, 2003].



Figure II.A.14 : Décollement d'enrobage [AFPS, 2003]

▪ **Cas d'étage souple et étage transparent** : L'irrégularité en élévation de la maçonnerie est à l'origine de la vulnérabilité de certaines structures, c'est notamment le cas de structures présentant des étages transparents (étages souples). (Figure II.A.15) [AFPS, 2003]



Figure II.A.15: Effondrement causé par la présence d'un étage transparent

▪ **Dommages sur les éléments non structuraux** : bien que ces éléments soient 'non-structuraux', ils n'en restent pas moins sources de danger pour les occupants mais aussi pour les personnes pouvant se trouver aux abords de la structure.



Figure II.A.16: Dommages sur les éléments non structuraux [AFPS, 2003]

- **Mauvaise qualité du béton :** Une ségrégation du béton a été constatée sur de nombreux édifices.



Figure II.A.17: Dommages dûs à la mauvaise qualité du béton [AFPS, 2003]

A.4.3 Classification des dommages post-sismiques

L'EMS-98 (2001) présente une description qualitative des dommages structuraux et non structuraux pouvant être causés par un séisme, selon cinq niveaux de dégradations (Vert1, Vert2, Orange3, Orange4 et Rouge5), comme cela est présenté sur la figure II.A.18. Cette description qualitative a été quantifiée par certains auteurs (Kahil et al. 2010, Ait L'Hadj et al. 2017), en fonction des déplacements spectraux d'une courbe de capacité sous la forme, accélération spectrale-déplacement spectrale (S_a - S_d).

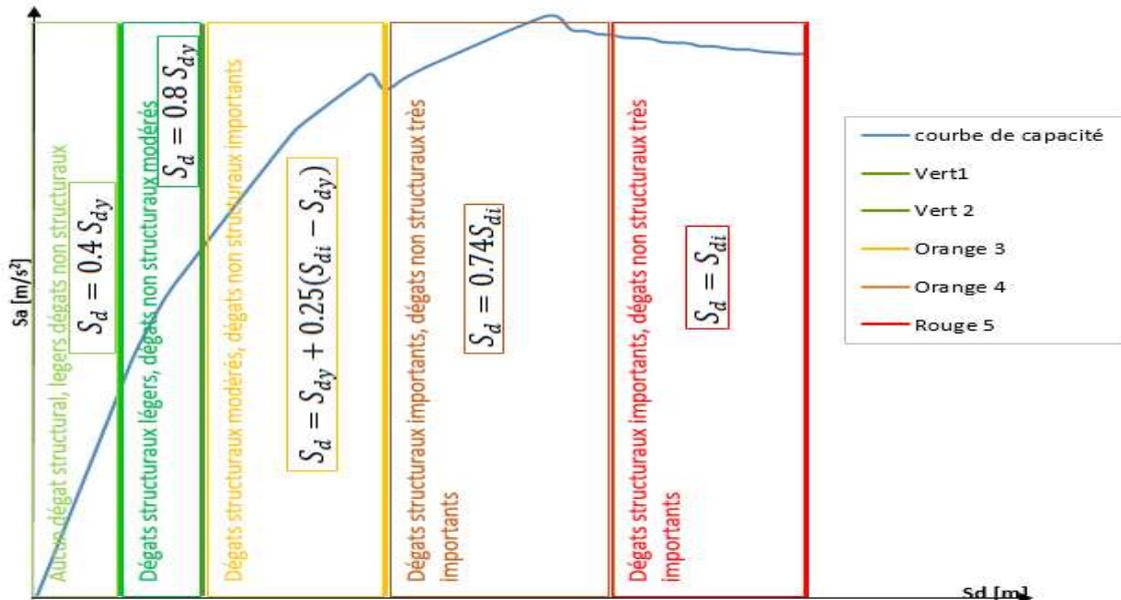


Figure II.A.18. Niveaux de déplacement en cinq domaines de dommages [EMS-98 (2001)]

A.5 Approches de modélisation

A.5.1 Niveaux de modélisation

Mestat et al. (1995), ont proposé une distinction entre quatre niveaux de modélisation : Géologique, global, local et semi-global. Afin, d'identifier le choix du niveau de modélisation utilisé dans cette présente étude, une définition succincte de ces notions est décrite dans ce qui suit.

- ✓ Niveau géologique : destiné aux ouvrages de soutènements et aux barrages poids. Celui-ci adopte une géométrie simple avec prise en compte des paramètres essentiels des ouvrages dans la modélisation tout en se référant aux données géologiques.
- ✓ Niveau global : destiné à l'étude des structures telles que bâtiments et ponts, dans leur ensemble. Exemple, obtenir la réponse globale d'un bâtiment par modélisation de ses éléments poutres et coques afin de réduire la dimension du problème.
- ✓ Niveau local : étude d'une partie ou élément spécifique d'une structure ; étude d'une poutre soumise à une flexion 3 points dans le but de suivre la propagation des fissures le long de cette poutre.
- ✓ Niveau semi-local (semi-global) : c'est le niveau de modélisation utilisé dans cette thèse. Il considère le couplage des niveaux, global et local, pour la modélisation des éléments de structures. Dans notre cas, étude de portiques soumis à un chargement sismique afin de prédire la réponse globale et locale.
- ✓

A.5.2 Modélisations non-linéaire

Afin de prédire convenablement la réponse des structures soumises au chargement sismique, la modélisation doit se faire dans le domaine non linéaire. Plusieurs méthodes sont proposées afin d'estimer au mieux la capacité et la performance des structures. Dans ce travail de recherche, la méthode statique non linéaire est adoptée.

Son atout principal est sa simplicité d'utilisation offrant un avantage certain à cette méthode, dans le cas de dimensionnement des structures en ingénierie. Elle peut être, de ce fait, utilisée par les ingénieurs afin de vérifier le comportement des structures au-delà du domaine élastique. Contrairement à l'analyse dynamique non-linéaire qui peut être difficile à utiliser et mettre en pratique par un ingénieur de bureau d'étude. Louzai & Abed (2015) décrivent cette méthode comme laborieuse, utilisant des intégrations numériques pas à pas, d'un système matricielle complexe.

▪ Principe de l'analyse statique non linéaire (Pushover)

L'analyse Pushover consiste à appliquer des charges latérales représentant les forces d'inertie suite à une accélération du sol sur la structure. Ce chargement qui

peut-être modale, triangulaire ou même rectangulaire, s'accroît de façon monotone jusqu'à la rupture de la structure, tout en passant par un état de plastification, correspondant à l'apparition de rotules plastiques dans les éléments structuraux (Figure II.A.19).

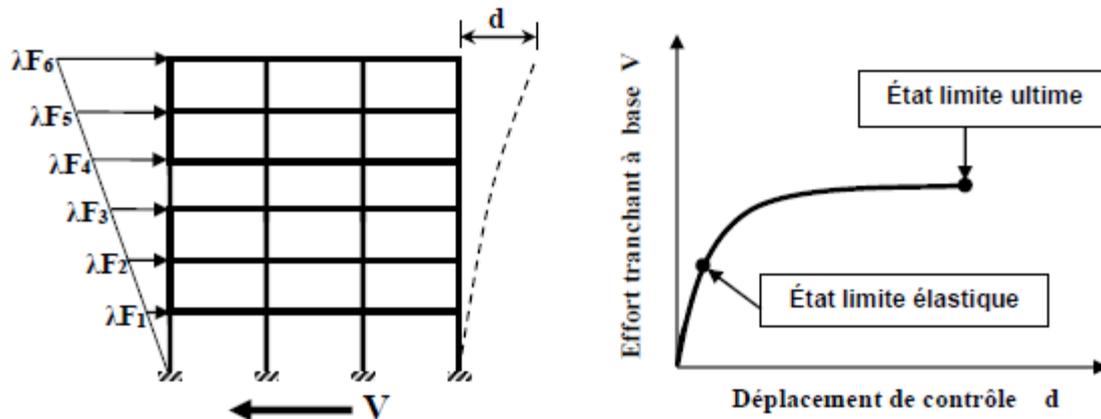


Figure II.A.19 : Courbe de capacité statique d'une structure [Louzai, 2016]

- **But de l'analyse Pushover :** Son but est de décrire le comportement structural en évaluant les paramètres : sollicitations et déplacements de la structure, dans les éléments de la structure, à savoir:
 - ✓ Estimation des déformations inélastiques dans les éléments destinés à dissiper l'énergie communiquée à la structure par le mouvement du sol.
 - ✓ Identification des zones critiques dans lesquelles les déformations sont excessives.
 - ✓ Détermination des sollicitations réelles sur les zones fragiles telles que la zone nodale.

- **Chargement appliqué**

Des charges gravitaires (permanentes et d'exploitations) sont jointes à un chargement sismique appliqué en poussée progressive. Tel qu'illustré sur la figure II.A.20, différentes distributions de charges sismiques sont citées dans la littérature. Le chargement triangulaire inversé est le type de chargement sismique retenu dans ce travail de thèse. Ce choix de chargement est régi par les travaux de Mwafy & Elnashai (2001), ayant longuement plébiscité ce type de chargement.

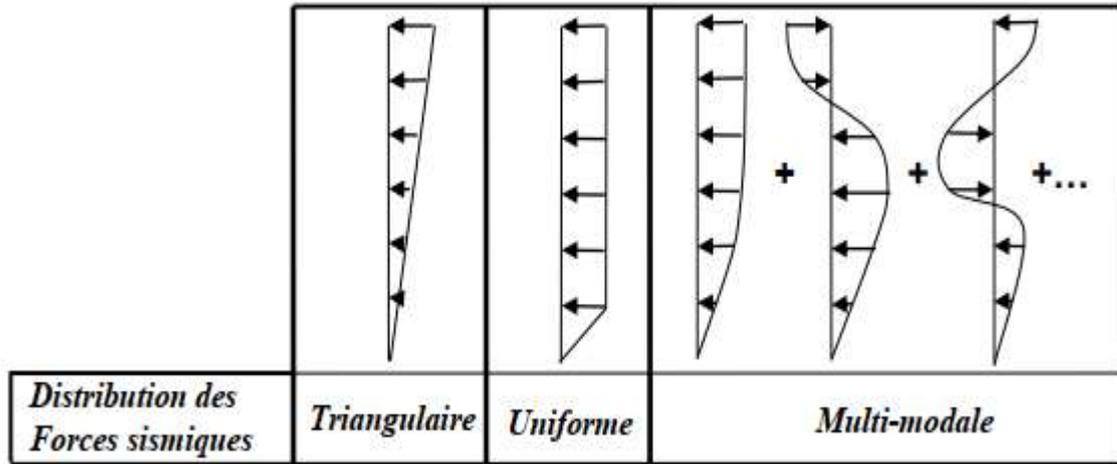
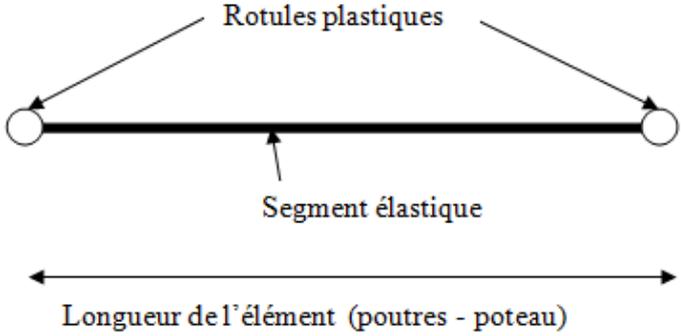


Figure II.A.20: Distributions verticales des forces sismiques horizontales [Louzai, 2016]

A.5.3 Modèles de plasticité

Comme présenté dans le tableau ci-après, plusieurs modèles de plasticités sont citées dans la littérature. Etant donné que dans ce travail de thèse, l’approche en plasticité concentrée est le modèle retenu, une brève description du développement de ce modèle est donnée dans ce même tableau (Tab.II.A.2).

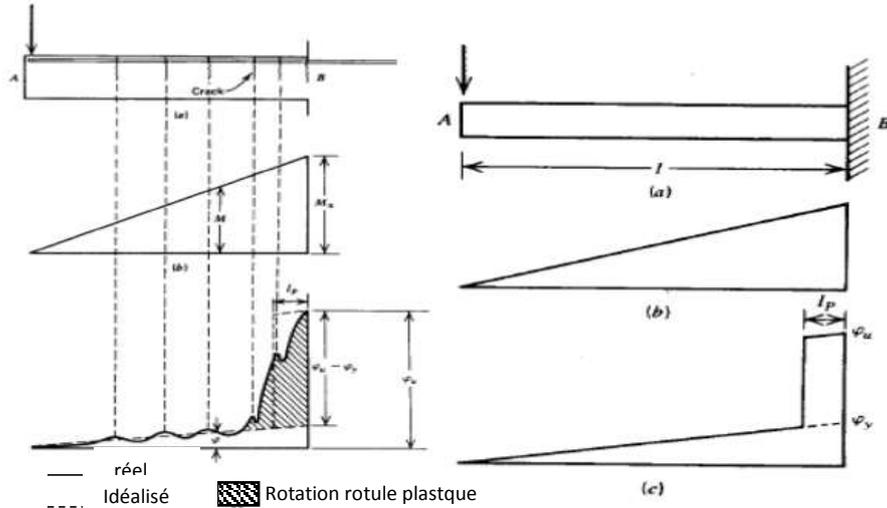
Tableau II.A.2 : Les modèles de plasticités utilisés en modélisation

Plasticité concentrée (Modèle retenu dans cette étude)	
L’élément poutre ou poteau en béton armé est subdivisé en trois parties. Deux rotules plastiques aux extrémités de l’élément pour représenter la réponse post-élastique, définies avec des ressorts à comportement non-linéaire, et un segment élastique linéaire reliant ces deux rotules comme le montré ci-dessous [Nekmouche (2019)].	
	Modélisation des poutres par l’approche de plasticité concentrée [Nekmouche (2019)]
La proposition d’une telle approche de modélisation est motivée par la réponse des éléments en béton poutres et poteaux sous la combinaison des charges verticales et sismiques, qui présentent des efforts importants localisés à leurs extrémités, créant ainsi, des zones dangereuses appelées « Rotules plastiques ». Ces rotules plastiques sont modélisées par des ressorts non linéaires à longueur nul, sa formulation peut se composer de plusieurs ressorts ; en série ou en parallèle [Nekmouche (2019)].	

L'interaction entre la sollicitation de flexion et l'effet de la charge axiale a été prise en considération dans la modélisation des éléments poteaux [Filippou, (2004)]. Dans la majorité des modèles de plasticité concentrée, cette interaction est définie par une surface de plastification en s'appuyant sur la théorie de plasticité classique

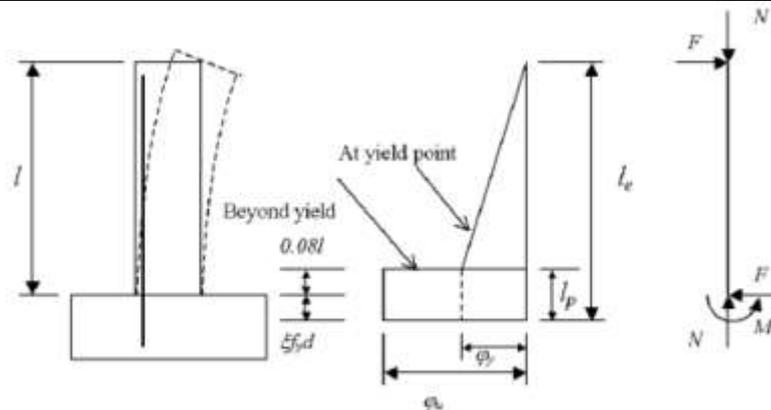
Développement de la théorie en plasticité concentrée

Park & Paulay(1975)
(Concept pour le calcul de la déformation)



La déformation n'est pas affectée par la longueur de la rotule plastique. Dans cette même approche, la longueur de l'élément est considérée.

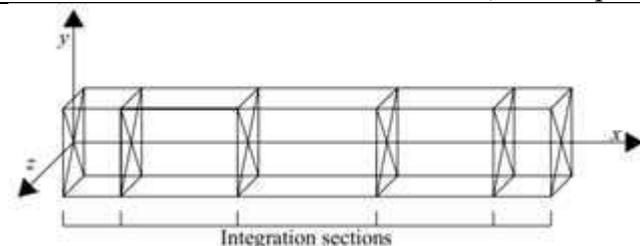
Priestley & Park (1987)



La déformation se divise en une phase élastique Δ_e et une phase plastique Δ_p qui forment la déformation totale Δ ($\Delta = \Delta_e + \Delta_p$). La déformation est calculée à partir de la relation moment-courbure, en se basant sur l'hypothèse de la distribution de la courbure au sein de la rotule plastique est linéaire.

Plasticité distribuée (Modèle basé sur la théorie des poutres de Timoshenko)

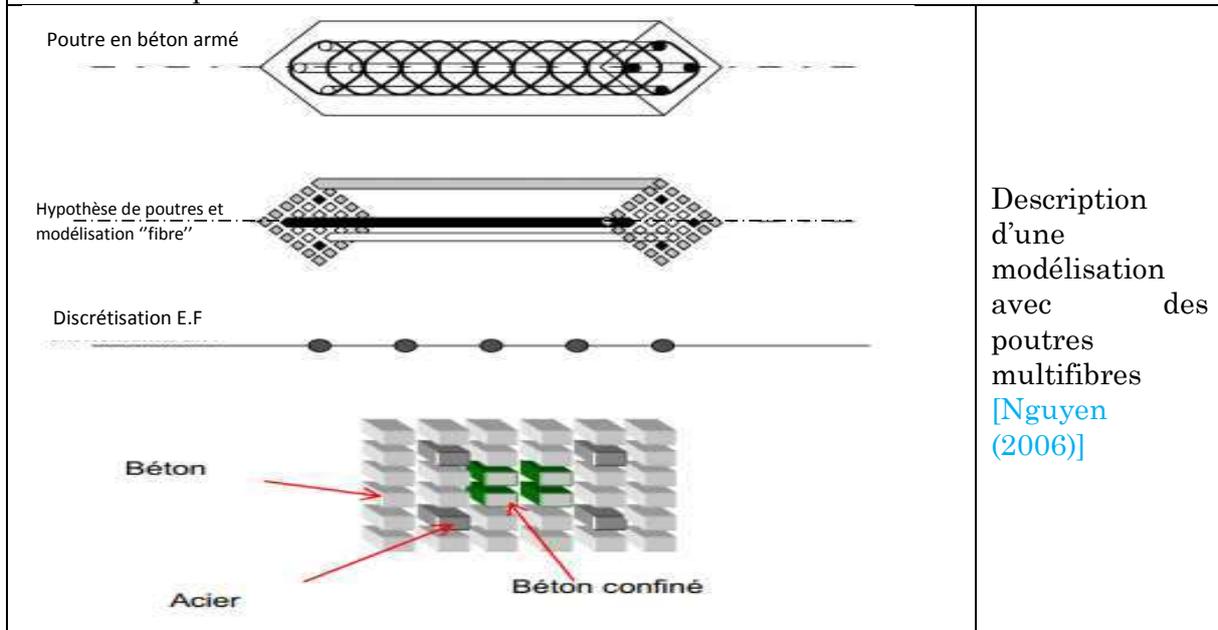
Introduction du comportement réel des sections le long des éléments poutres et poteaux est effectuée par discrétisations en éléments finis (Le comportement de toutes les sections est considérée non linéaire, élasto-plastique)



Discrétisation le long de l'élément dans le modèle de plasticité distribuée [Yahiaoui (2014)]

Modèle multifibres (la réponse de la section se calcule par intégration des réponses uni-axiales non linéaire de chaque fibre de béton (béton confiné et non confiné) et d'acier sur la hauteur de la section).

Cette approche reposant sur la théorie des poutres Bernoulli-Timoshenko, permet la prise en compte de l'interaction entre toutes les sollicitations de flexion, cisaillement et traction/compression.



A.6 Modes de plastification

Sous un chargement sismique, l'apparition de zones plastifiées 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) subissant des déformations irréversibles, 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 [RPA99/ version 2003].

Vu que le critère de ruine retenu dans ce présent travail est l'endommagement par plastification, cette partie traite des différents modes de plastification existants.

Trois modes d'endommagement sont à prévoir lors de la conception et de la modélisation des éléments d'une structure en portiques auto-stables.

- 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.

A.6.1 Plastification par cisaillement

La figure II.A.21 présente le diagramme effort tranchant-rotation associé à la plastification par cisaillement dans les poutres.

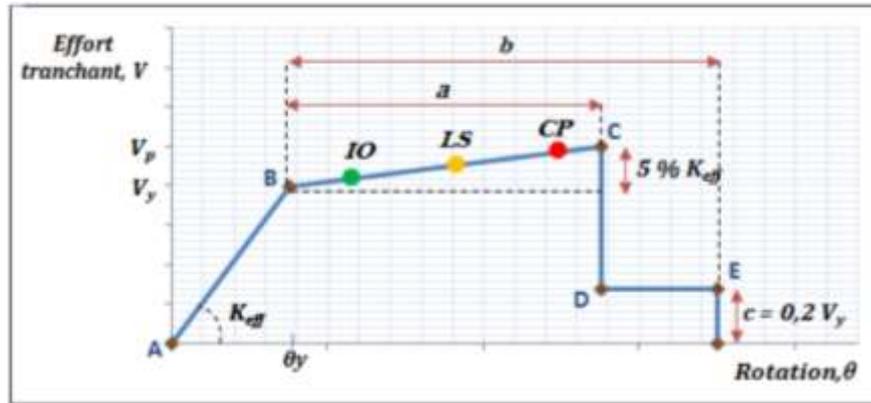


Figure II.A.21 Diagramme effort tranchant-rotation associé à la plastification de poutres par cisaillement [FEMA-273 (1997)]

Les paramètres représentés sur la figure ci-dessus sont définis comme suit :
 K_{eff} : Rigidité initiale au cisaillement de la section de béton de la poutre. Elle est donnée par la formule suivante [Kligner (1978)] :

$$K_{eff} = 0.4E_cA_w \quad (II.2)$$

Avec :

E_c : Module de cisaillement transversal de la section de béton,

A_w : Aire de la section droite de la poutre,

V_y : Effort tranchant élastique limite de la section de béton armé de la poutre. Il est donné par la relation suivante :

$$V_y = \frac{A_t f_y d}{s_t} + \frac{\sqrt{f_c} B d}{6} \quad (II.3)$$

θ_y : Rotation élastique limite de la section de béton armé de la poutre.

$$\theta_y = \frac{V_y}{K_{eff}} \quad (II.4)$$

V_p : Effort tranchant plastique de la section de béton armé. Il est calculé par la relation suivante. En référence à la figure II.A.21.

$$V_p = V_y + 5\%K_{eff}a \quad (II.5)$$

A.6.2 Plastification par flexion

Ce mode de plastification est celui retenu pour les poutres étudiées dans cette recherche. Les formules des moments résistants ainsi que toutes les notations y intervenant sont décrites en détail dans le chapitre IV, selon la figure II.A.22 présentant le diagramme moment-rotation associé à la plastification par flexion.

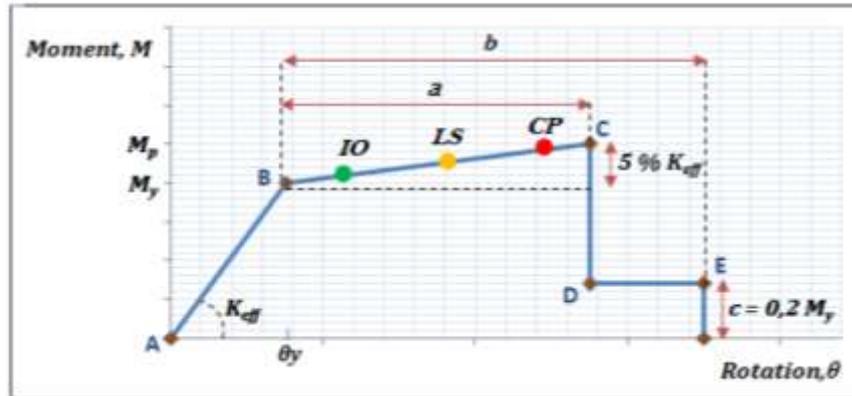


Figure II.A.22 Diagramme moment-rotation associé à la rotule plastique de flexion dans les poutres [FEMA 273](#)

Conclusion partielle 1

La première partie de ce chapitre bibliographique énumère des modèles de plasticités, des modes d'endommagement par plastifications ainsi que des méthodes de modélisations, pour une évaluation de la vulnérabilité sismique des structures auto-stables en béton armé.

Cependant, une étude additionnelle fait l'objet de la seconde partie de ce présent chapitre. Celle-ci, est aussi axée sur l'étude de la vulnérabilité sismique selon, une approche probabiliste.

Partie B. Fiabilité sismique des structures

B.1 Qu'est-ce que la notion de fiabilité ?

Selon l'Association Française de Normalisation - AFNOR NF X50 / 120, la fiabilité est l'« Aptitude d'un dispositif à accomplir une fonction requise dans des conditions opérationnelles et dans un environnement donné pour une durée de fonctionnement prédéfinie ». Cette définition s'accompagne d'un complément (e.g. International Electrotechnical Commission - IEC 61703) qui précise que le terme de fiabilité est aussi utilisé comme caractéristique désignant une probabilité de succès ou un pourcentage de succès.

Au-delà de cette définition technique au sens strict de la fiabilité, il existe dans la pratique une multitude d'interprétations [Villemeur, 1988].

Au sens commun, la notion de fiabilité correspond à la confiance que l'on a de l'utilisation d'un matériel quelconque, elle est alors souvent utilisée comme caractéristique désignant une probabilité de succès. Ensuite, au sens large, il n'est pas rare de voir le terme "fiabilité" rattaché à diverses activités [Hâhnel, (2007)]:

- l'analyse de défaillance des systèmes et la sûreté de fonctionnement,
- la fiabilité prévisionnelle et les études de fiabilité dès les premières étapes de la conception,
- la fiabilité expérimentale et les essais de fiabilité,
- la fiabilité opérationnelle et la construction de banques de données de fiabilité,
- l'assurance de la fiabilité et la qualité.

Par conséquent, certains ont même été jusqu'à élever cette discipline au rang de "science des défaillances" [Schwob & Peyrache (1969)].

La « fiabilité » peut aussi être définie comme l'approche de la probabilité de rupture. Etudier la fiabilité d'un ouvrage est un moyen de mesurer son niveau de sécurité. Les méthodes d'analyse de la fiabilité sont basées sur les analyses de sensibilité aux variables et aux incertitudes qui affectent ces variables. Elles ont pour but de déterminer le degré de sécurité d'une structure en contexte aléatoire, c'est à dire de calculer sa probabilité de défaillance, en tenant compte des incertitudes du problème.

L'analyse de la fiabilité dépend du type d'analyse conduite et des hypothèses choisies par les experts. La fiabilité qui en résulte ne peut par conséquent être considérée comme une propriété physique de la structure, mais plutôt comme une mesure nominale de la sécurité de la structure vis-à-vis du risque envisagé.

Evaluer la sécurité d'un ouvrage relève du domaine de prise de décision. De ce fait, satisfaire à des exigences de fiabilité est nécessaire pour assurer un degré de

sécurité suffisant au niveau de la conception. Ainsi, après une étude fiabiliste vient une analyse décisionnelle, qui peut être calibrée sur un niveau de sécurité obtenue.

Cependant, discuter d'une étude fiabiliste ne peut se faire, sans l'estimation du risque auquel l'ouvrage est exposé. Estimer le « risque » sismique équivaut à construire des courbes de fragilités [Dang et al, 2012]. En effet, pour un niveau donné de l' « aléa » sismique, l'évaluation des dommages potentiels sur les structures selon ces courbes sont indispensables comme outils probabilistes. Ces « fragility curves » sont construites à partir de données empiriques, d'avis d'experts ou, comme dans ce cas pour cette présente étude, de résultats d'analyses numériques.

Aussi, le développement de ces courbes à partir de résultats numériques suit une logique selon trois composantes : modèles de l'excitation sismique, modélisation non-linéaire des structures et méthodes d'évaluation de la probabilité de défaillance.

Dans cette partie du chapitre, les principales notions et méthodologie liées au calcul de la fiabilité sismique « approche probabiliste » sont exposées afin d'amener le lecteur vers la compréhension de l'objectif de cette recherche, qui est d'évaluer la fiabilité des structures auto-stables.

B.2 Principales méthodes de fiabilité

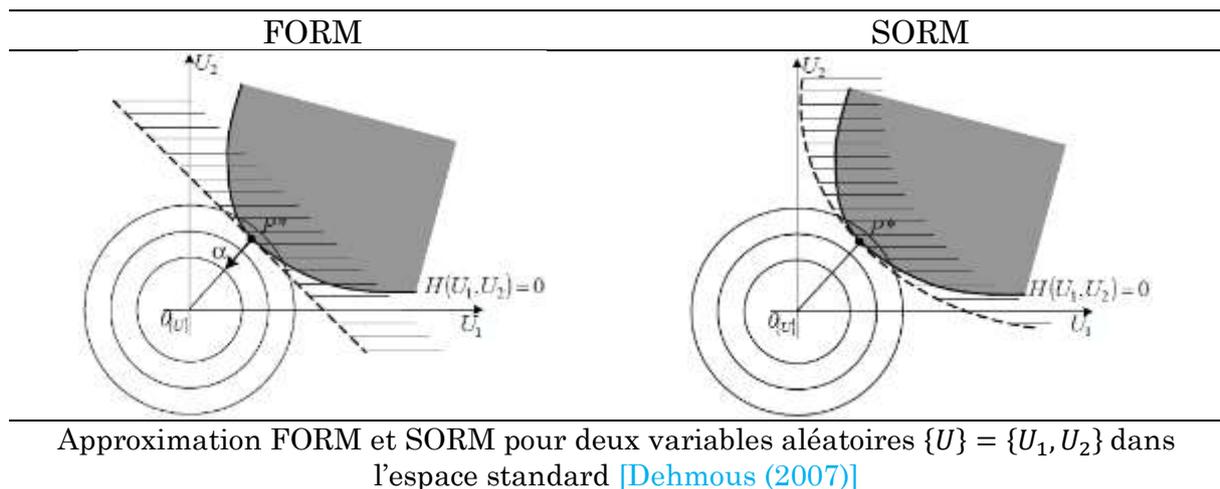
Pour estimer une défaillance, plusieurs méthodes sont proposées dans la littérature. Selon l'évolution du domaine de l'ingénierie, les méthodes se sont développées pour essayer d'estimer au mieux la fiabilité des systèmes qu'ils soient à grandes échelle (centrales nucléaires, barrages...) ou à petites échelle (systèmes électroniques, nano particules...).

En somme, les méthodes fiabilistes peuvent être des méthodes d'approximations, de vulnérabilités ou de simulations.

B.2.1 Méthode par approximations

Le terme approximation revient à l'approximation des surfaces d'état limite caractérisée par l'équation $g(X, t) = 0$, pour des formes simples. On y distingue deux principales méthodes FORM (First Order Reliability Method) et SORM (Second Order Reliability Method). L'approximation de la surface d'état limite pour ces deux approches est schématisée sur le tableau II.B.1.

Tableau II.B.1 : Distinction entre les méthodes d'approximation FORM et SORM



Il existe aussi l'approximation de $g(X, t)$ par surface de réponse. Celle-ci est préconisée lorsque le problème comporte de nombreuses incertitudes ou que le comportement mécanique est à forte tendance non linéaire [Dehmous (2007), Faravelli (1989)].

B.2.2 Méthode Risk-UE

Dans le programme Européen [Risk-UE (2003)], un indice de vulnérabilité est défini pour chaque classe de constructions, représentant la vulnérabilité la plus probable pour ce type de bâtiment. Les dommages subis lors d'un séisme sont estimés en fonction de l'indice de vulnérabilité. Pour tenir compte des incertitudes, la méthode définit une probabilité d'endommagement qui dépend du taux moyen d'endommagement. On peut ainsi mesurer la probabilité d'une structure de dépasser un endommagement cible préalablement fixé [Hamza (2007), AFPS (2005)].

B.2.3 Méthode par simulations

- **Méthode de Simulations de Monté Carlo (MCS)**

Pour la détermination de la probabilité de défaillance (P_f), certains modèles [Buczkowski (1999), Cornell et al. (2002), Lupoi (2006)] proposent de déterminer une forme analytique de la fonction d'état limite et de déterminer ce point P_f , par simulations numériques, notées MCS. La méthodologie d'application de cette méthode probabiliste, faisant l'objet de notre seconde partie de ce travail de recherche, est longuement détaillée dans le chapitre V.

Il est vrai que le principal inconvénient de cette méthode est lié au coût de calcul élevé, nécessitant un grand nombre de simulations pour atteindre de faibles

probabilité (lois des grands nombres¹), spécialement dans une structure complexe avec un calcul non linéaire [Mochio et al, (1985), Roberts (1990)]. Ainsi, la difficulté d'obtenir des formules analytiques décrivant le comportement d'une structure au séisme est une tâche laborieuse. Ces inconvénients ont fait que notre choix d'équations et paramètres considérés dans l'étude s'effectue sur un point précis et localisé de la structure, la section plastifiée des poutres.

- **Méthode de Simulations par Subsets (SS)**

C'est la méthode palliant à l'inconvénient majeur des MCS, qui est le temps de calcul long et coûteux, en l'occurrence lorsque les $P_f < 10^{-3}$. La SS est un algorithme de simulation stochastique pour calculer efficacement les probabilités relatives à de rares événements de défaillance [Dong, C.T (2014)]. Dans le contexte des études probabiliste du risque sismique, Cong-Thuat Dang (2014) a vérifié l'applicabilité de la méthode de Simulation par Subset, ainsi que son application à des structures soumises à l'excitation sismique générée par le modèle de Boore (2003).

B.3 Approches en fiabilité des structures

Deux grandes approches se distinguent dans les méthodes de fiabilité, selon les paramètres aléatoires considérés dans le calcul :

- Le chargement ; Cette première méthode est généralement la plus utilisée. Plusieurs auteurs optent pour l'introduction d'un processus aléatoire lié au chargement souvent de nature sismique [Wen & Kwei (1976), Colangelo et al, (1996)]. Le modèle de Boore (2003) est le plus apprécié par les chercheurs, générant une population importante de séismes. Les séismes sélectionnés sont caractérisés par : la source, le parcours de la source au site, l'effet de site et la réponse du sol (accélération, vitesse ou déplacement).
- Les paramètres de la structure ; Les paramètres critiques de la structures sont les variables aléatoires ; rigidité, résistance, géométrie, caractéristiques mécaniques des matériaux.... Dans la ce travail de recherche, un couplage mécano-fiabiliste est effectué selon cette seconde approche.

B.4 Etapes d'une démarche fiabiliste

Les principales étapes du processus d'analyse de fiabilité sont :

- ✓ Etablir un objectif de fiabilité ou un modèle décisionnel,

¹ La fréquence moyenne d'apparition d'un résultat dans une répétition d'épreuves tend vers la probabilité d'observer cette apparition dans une seule épreuve" (J. Bernoulli, L'art de la conjecture, 1713) [Dehmous, (2007)]

- ✓ Identifier les modes de défaillance les plus critiques pour la structure,
- ✓ Formuler un critère de défaillance en termes de fonction d'état limite pour chaque mode de défaillance,
- ✓ Identifier les variables et paramètres aléatoires dominants des fonctions d'état limite et spécifier leur distribution probabiliste,
- ✓ Calculer la fiabilité vis à vis de la défaillance pour chaque mode de défaillance de la structure,
- ✓ Evaluer si la fiabilité estimée est suffisante et apporter les modifications nécessaires si besoin est.

B.4.1 Modes de ruine

L'analyse de la sécurité d'un élément de structure nécessite de se fixer un critère permettant de distinguer deux domaines : le domaine de ruine (F) et le domaine de sécurité (S). Pour délimiter ces deux espaces, il faut définir le mode de ruine de l'élément : celui-ci peut être un déplacement excessif, une contrainte supérieure à une valeur de référence, ou simplement lorsque la sollicitation est supérieure à la résistance. Dans tous les cas, ceci passe par la définition d'un état limite.

B.4.2 Modélisation des incertitudes

L'incertitude fait partie de notre quotidien, dans nos faits et dans nos actions. Dans nos travaux d' 'estimation' de comportement ou de calcul des structures en général, cette notion d'incertitude y est continuellement présente. Ainsi, dès le dimensionnement, il est important d'en tenir compte.

Le chargement auquel est soumise une structure est souvent de nature aléatoire (sismique), donc source d'incertitude, d'une part, et les valeurs des caractéristiques mécaniques des matériaux constitutifs sont un nid d'incertitudes [Hamza (2007)]. Il est vrai, que les règlements, de par leurs coefficients de sécurité tiennent compte d'une partie de ces incertitudes. En effet, ces coefficients issus de formules empiriques et de résultats expérimentaux sont parfois insuffisants pour la prise en compte de toutes les incertitudes, auxquelles est soumise une structure.

Comme explicité dans la partie A de ce présent chapitre, étudier la vulnérabilité sismique d'une structure c'est étudier sa performance sismique, mais pas seulement. En effet, la vulnérabilité sismique est aussi estimée par approches fiabilistes ou probabilistes, faisant appel à la modélisation paramétrique des incertitudes. Ainsi, recourir à une analyse probabiliste après une étude en performance structurale est très intéressant, visant à compléter et approfondir l'analyse de la vulnérabilité sismique des structures auto-stables.

Deux modèles sont possibles pour tenir des incertitudes dans le calcul des structures:

➤ Modèles paramétriques

Les modèles dits paramétriques, sont très répandus dans les études probabilistes. Dans ce contexte, les règlements [Eurocode-8\(2004\)](#) et [FEMA-356\(2000\)](#) font appel à ce type de modèles, pour déterminer la fiabilité des structures, entre autres, par calibrage des coefficients de sécurité. Selon [Combescure et al. \(2005\)](#), l'estimation des grandeurs probabilistes, telles que les probabilités de ruine, de défaillance ou d'endommagement recherchée le plus souvent par estimation en utilisant des modèles paramétriques.

Si l'on pouvait arriver à modéliser l'ensemble des paramètres comme variables aléatoires ceci conduirait à une modélisation probabiliste « paramétrique » des incertitudes [[Hamza \(2007\)](#)]. Chaque paramètre identifié comme source d'incertitudes peut être modélisé par une variable aléatoire [[JCSS\(2001\)](#), [Hess et al. \(2002\)](#)]. Cependant, le nombre de paramètres est trop important, conduisant ainsi à des calculs trop laborieux (en temps, coût). C'est pourquoi, il est nécessaire de se limiter aux paramètres les plus incertains auxquels la réponse d'une structure en termes de résistance serait la plus sensible.

Ajouter à cela, le principal problème à résoudre pour construire un modèle paramétrique robuste réside dans l'identification des lois de probabilités des variables choisies. Dans la littérature, il est souvent d'usage d'avoir recours (en l'absence de données suffisantes) à des lois usuelles ; loi Gaussienne ou log-Normale, bien que cette procédure soit souvent purement subjective ! [[Hamza \(2007\)](#)]. Ces deux mêmes lois sont utilisées dans le cadre de ce travail, chapitre V. Cependant, cette utilisation relève d'une étude statistique en amont, comme cela est détaillé dans la même partie de ce travail.

➤ Modèles non paramétriques

Contrairement à la première approche, qui n'a accès qu'aux paramètres définis par la modélisation adoptée, dans celui-ci les opérateurs du problème sont eux-mêmes aléatoires, par la prise en compte des incertitudes sur les données. Cette modélisation est fondée sur l'introduction de variables aléatoires dans les matrices généralisées d'un modèle matriciel réduit sur la base des modes propres (matrices généralisées de masse, de rigidité et d'amortissement) [[Hamza, \(2007\)](#)]. Une première application de la modélisation non paramétrique des incertitudes dans le cas d'une sollicitation sismique a été présentée par [Desceliers et al \(2004\)](#), pour un problème de dynamique non linéaire.

B.4.3 Fonction d'état limite

La ruine des structures est caractérisée par une fonction scalaire notée $g(X)$ et définie par l'équation II.6.

$$g(X) = R(X) - S(X) \quad (\text{II.6})$$

Où : $S(X)$ est la fonction « sollicitation » et $R(X)$ est la fonction « résistance ».

Cette fonction d'état limite est appréhendée par différentes approches :

- Approximation des surfaces d'état limite : FORM et SORM,
- Approximation de la fonction d'état limite par une surface de réponse,
- Déterminer une forme analytique à la fonction d'état limite ; Simulations de Monté Carlo.

Cette fonction d'état limite dépend des variables aléatoires X , tel que le séisme, le temps, ou comme dans cette recherche représentées par les paramètres propres à la structure.

L'intérêt de cette fonction est de positionner la structure modélisée dans un domaine. En effet, la structure est considérée *saine* tant que $g(X)$ est positive et dans le domaine de *ruine* lorsque $g(X)$ est négative, selon les relations II.7.

$$g(X) \begin{cases} < 0 & \text{état de ruine} \\ = 0 & \text{état limite} \\ > 0 & \text{état de sûreté} \end{cases} \quad (\text{II.7})$$

B.4.4 Probabilité de défaillance

Cette probabilité notée P_f correspond au domaine de ruine établi par la fonction d'état limite, selon la relation (II.8) [Gayton & Lemaire (2009)]. Le développement de cette relation est donné dans le chapitre V.

$$P_f = \left\{ \min_{t \in (0, T]} g(X, t) < 0 \right\} \quad (\text{II.8})$$

L'intérêt du calcul de cette probabilité est la quantification de l'état du modèle. En effet, après les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité basées sur les inspections visuelle « qualitative », puis l'évaluation de la vulnérabilité selon la performance structurale, le calcul des P_f rend la tâche de l'évaluation de la vulnérabilité plus palpable « quantitative ».

Aussi, le calcul de ces probabilités de défaillance allant de 0 à 1 aboutit à des courbes de fragilités, décrites ci-après.

B.4.5 Courbes de fragilités

Il existe trois méthodes de réalisation de courbes de fragilité :

- A l'aide des dommages structurels réels observés: basée sur toutes informations (post-sismique) sur la fragilité des structures. Cette approche reste assez exacte,

dans la mesure où la courbe de fragilité est dérivée directement de structures réelles et de séismes réels. Cependant, son utilisation est limitée par le fait que l'examen des structures est indispensables, avec comme inconvénient, la non prise en compte dans cette méthode, de certains paramètres structuraux, de la variation du mouvement de sol [Dang et al. (2012)], ainsi que d'un grand nombre de données pour l'obtention de résultats fiables. Plusieurs recherches se basent sur cette méthodologie. A titre d'exemple, O'Rourke et So (2000) l'ont utilisé sur une base de données post-sismique de 400 réservoir de stockage de liquides. Les résultats de cette étude, considérant 9 tremblements de terre différents, ont donné lieu à un état d'endommagement et un PGA correspondant, pour chaque réservoir.

Tout comme effectué par Basöz et al. (1999), les courbes de fragilités sont générées par une analyse de régression logistique, permettant de quantifier la relation entre la probabilité conditionnelle de défaillance et l'intensité PGA d'un séisme.

- A l'aide d'opinions d'experts : C'est une méthode basée sur l'estimation de la probabilité de distribution des dommages pour différentes catégories de structures soumises à des intensités sismiques différentes. Cette estimation est effectuée par un groupe ou comité d'ingénieurs de structures spécialisés. Elle a comme finalité de représenter le niveau des dommages estimé sur des structures correspondant à un niveau d'intensité des mouvements du sol. L'exemple le plus probant est effectué par un comité de 70 experts en génie parasismique sélectionné par le groupe ATC-13 (1985). Leur rôle était d'estimer la distribution des dommages probables sur les composants d'une infrastructure, selon différentes intensités sismiques. La conversion de matrices de probabilité de dommages a donné lieu à la formation de courbes de fragilités.
- A partir de simulations numériques : C'est la méthode adoptée dans ce travail de recherche. Elle permet d'obtenir des courbes de fragilité à partir de réponses sismiques de modèles d'analyse de structures.

B.4.6 Niveau de fiabilité seuil

L'évaluation de la probabilité seuil notée P_{seuil} pour une structure, repose sur le niveau de fiabilité désiré et sur la classe de conséquence de l'ouvrage liée à l'importance de la construction (exemple, centrale nucléaire, ouvrage courant à usage d'habitation ou ouvrage agricole).

Cet ensemble de facteurs peut être estimé avec une certaine probabilité. Le choix de la valeur finale de la probabilité seuil reste du ressort du législateur, c'est avant tout un choix politique, qui implique de faire accepter la non-sûreté absolue des constructions.

Le niveau de fiabilité seuil est en général un seuil voisin de 10^{-9} à 10^{-6} pour une période considérée selon le type d'ouvrage par rapport à une défaillance donnée d'où la nécessité de définir des critères de défaillance. Ce sont les critères d'états

limites. Pour les besoins de notre recherche sur les structures de génie-civil, ils sont fixés dans l'intervalle $[10^{-6}$ à $10^{-3}]$ selon [Lemaire et al. \(2005\)](#). Aussi, un second critère impose une limite de sûreté à l'indice de fiabilité β de 3.8. Cette valeur coïncide avec la classe de fiabilité (RC2) pour une période de référence de 50 ans correspondant à une classe de construction de moyenne importance (CC2) [[Eurocode 90 \(2002\)](#)].

B.4.7 Indice de fiabilité

Le calcul de cet indice est établi à des fins de quantification de la probabilité de défaillance. Ce dernier peut être estimé de différentes manières selon la méthode de calcul fiabiliste utilisée. On distingue, l'indice de *Rjanitzyne*, 1950, l'indice de *Cornell*, 1970, de *Hasofer et Lind*, 1974 et l'indice de *Diltevsen*, 1979.

Dans ce travail de thèse, le calcul de l'indice de sécurité β est obtenu par le calcul de l'inverse de la fonction 'probabilité de défaillance', obtenue à son tour selon les simulations de Monté Carlo (figure II.B.1).

$$\beta = -\varphi^{-1}(P_f) = \frac{\mu_g(X)}{\sigma_g(X)} \quad (\text{II.9})$$

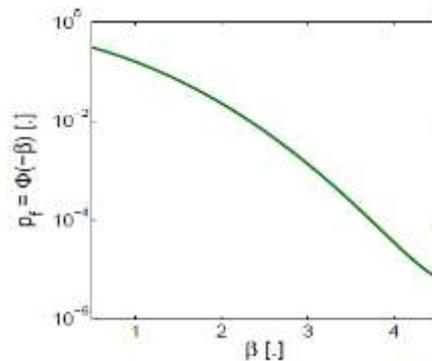


Figure II.B.1 : Relation entre la fonction probabilité de défaillance et l'indice de fiabilité β [[Lemaire et al. 2005](#)]

B.5 Les Simulations de Monté Carlo

B.5.1 Principe de la méthode

C'est une méthode consistant à réaliser un grand nombre de combinaison de variables, puis à dénombrer le nombre de combinaison ne respectant pas un critère préétabli. Ces combinaisons sont des pièces (des points), où le rapport des pièces défaillantes sur le nombre de pièces totales représente une estimation d'une probabilité de défaillance (figure II.B.2). Cette probabilité tend vers la valeur exacte lorsque le nombre de pièces tend vers l'infini. Cette théorie est le principe même de la théorie des grands nombres.

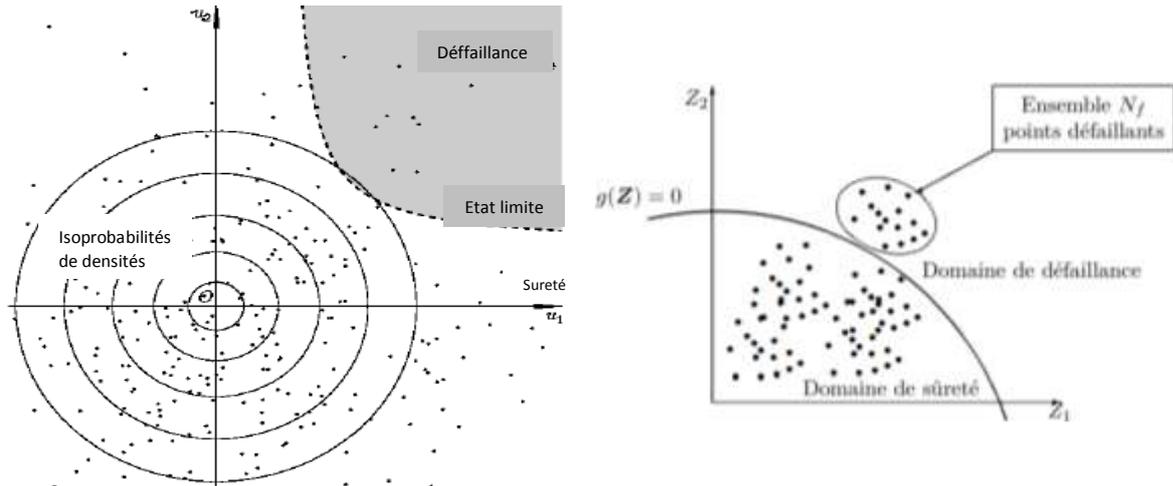


Figure II.B.2 : Illustration de la méthode de simulation de Monté Carlo dans l'espace standard [Boniface (2010)].

Numériquement, les combinaisons aléatoires de variables de base sont représentées par un vecteur aléatoire X (ou U dans l'espace standard) [Boniface (2010)]. L'échantillonnage de ce vecteur est établi de manière aléatoire suivant la fonction de densité de probabilité conjointe. Les N combinaisons sont évalués par la fonction de performance $G(X)$ (fonction d'état limite explicitée ci-avant).

L'estimateur de Monté Carlo fait office de référence dans le domaine du calcul fiabiliste. Ainsi, la méthode de simulation numérique de Monte-Carlo est utilisée comme solveur stochastique du modèle probabiliste.

B.5.2 Etapes de calcul

Le processus de simulation de Monté Carlo peut être défini comme suit :

1. Définition du problème en termes de variables aléatoires,
2. Quantification des caractéristiques probabilistes de toutes les variables aléatoires (fonction de densité de probabilité, moyenne, écart type...)
3. Génération des valeurs aléatoires de ces variables,
4. Evaluation du problème déterministe pour chaque ensemble de réalisations ou tirage de toutes les variables aléatoires,
5. Evaluation de la probabilité de défaillance,
6. Déterminer l'efficacité et la stabilité de la simulation.

Conclusion partielle 2

Dans cette seconde partie, il est question de notions et méthodes utilisées lors d'un calcul fiabiliste. Le recours à ce type d'approche vient comme complément à une étude préalable en déterministe (calcul purement mécanique avec des variables déterministes). Ce complément de diagnostic de la vulnérabilité des

structures doit remplir certaines conditions relatives à l'authentification des lois de distributions des variables aléatoires utilisées. Celles-ci devant être incluses dans une fonction d'état limite, qui est la clé et le point de départ d'une étude fiabiliste. Ce calcul fait office de suite et de validation à des résultats déterministe.

Conclusion

Ce présent chapitre, passe en revue les notions relatives aux méthodologies exposées dans les chapitres suivants pouvant être utiles au lecteur. Toutefois, certaines notions sont reprises plus en détail, aux moments opportuns, tout au long du manuscrit. Les principales conclusions citées sont énumérées comme suit :

- La vulnérabilité post-sismique des structures en portiques auto-stables est clairement identifiée et motive les ingénieurs et les chercheurs à investiguer dans la prédiction de la réponse sismique de cette typologie, de la manière la plus fiable possible, en l'occurrence :
 - Par une approche déterministe (calcul mécanique),
 - Par une approche fiabiliste, en complément et en validation des résultats de la première étude,
- La vulnérabilité de ces structures réside dans la plastification des zones de rotules plastiques dans les éléments poutres et poteaux.
- L'approche de modélisation en plasticité concentrée est celle utilisée dans cette étude. Ce choix est motivé par sa simplicité d'utilisation mais aussi par la réponse des éléments en béton armé poutres et poteaux sous la combinaison des charges verticales et sismiques, qui présentent des efforts importants localisés à leurs extrémités,
- La méthode statique non-linéaire est utilisée dans cette étude pour la prédiction convenable de la réponse des structures soumises au chargement sismique. Sa simplicité d'utilisation n'étant nullement en désaccord avec sa précision, fait de la méthode *Push-Over* un excellent compromis entre efficacité et précision,
- Les simulations de Monté Carlo qui feront l'objet de l'étude fiabiliste élaborée dans ce travail fait office de référence dans le domaine du calcul fiabiliste, pour ces capacités alliant précision et simplicité d'utilisation.

Chapitre III

Performance et Vulnérabilité des structures auto-stables en béton armé

Sommaire du chapitre III

Introduction	50
Partie A.	
Vulnérabilité sismique des portiques auto-stables par analyse de performance	51
III.A.1 Modèles étudiés	51
III.A.1.1 Introduction	51
III.A.1.2 Description des modèles	51
III.A.1.3 Dimensionnement des portiques	53
III.A.1.4 Zones nodales	54
III.A.2 Modélisation sous "Section Designer"	54
III.A.3 Propriétés mécaniques des matériaux	55
III.A.4 Charges appliquées aux modèles	56
III.A.4.1 Charges gravitaires	56
III.A.4.2 Charges sismiques	56
III.A.5 Analyse statique non linéaire	56
III.A.6 Etat d'endommagement des portiques avec ferrailage minimum du RPA sur logiciel Etabs	57
III.A.6.1 Constatation des dommages	57
III.A.6.2 Capacités structurales	58
III.A.6.3 Détermination des déplacements aux points de performance	58
III.A.6.4 Position des points de performance par rapport aux domaines d'endommagement de l'EMS-98	59
III.A.6.5 Distribution des rotules plastiques aux points de performance	61
Conclusion partielle 1	
III.A.7 Calcul du ferrailage des portiques selon les règles BAEL91 modifié 99)	62
III.A.7.1 Détail sur les premières plastifications	62
III.A.7.2 Capacité structurale des portiques	63
III.A.7.3 Détermination des déplacements aux points de performance	64
III.A.7.4 Etat de dommages des portiques selon les classes de vulnérabilité de l'EMS-98	65
III.A.7.5 Etat d'endommagement par plastification des portiques	67
Conclusion partielle 2	68
Partie B.	69

Influence de la variation des caractéristiques mécaniques des matériaux béton et acier sur la performance structurale des structures en béton armé		
III.B.1	Introduction	69
III.B.2	Amélioration du comportement des portiques par changement Globale de nuance d'acier	69
	Conclusion partielle 3	71
III.B.3	Amélioration de la performance sismique des portiques par variation de la résistance à la compression du béton	71
	Conclusion partielle 4	74
	Conclusion	75

Introduction

Ce travail de recherche axé sur l'étude des structures auto-stables en béton armé aborde dans les deux chapitres III et IV un calcul déterministe de leurs comportements et de leurs vulnérabilités, selon une procédure de calcul purement mécanique à l'aide de l'outil numérique ETABS® [Version 18](#). A l'instar de ce qui est effectué dans ce chapitre, le chapitre IV abouti à la formulation d'un vecteur « sollicitation », en vue d'un couplage mécano-fiabiliste avec un vecteur « résistant » (partie V du manuscrit). Cependant, afin de constituer ce vecteur sollicitant, il est essentiel de déterminer le comportement structural des structures en portiques en béton armé, dans leurs globalités. En effet, comprendre, visualiser et estimer les endommagements observés sur cette typologie de structure représente la première étape de ce travail de thèse. Pour ce faire,

La partie A de ce présent chapitre, comprend une analyse de la performance structurale de portiques auto-stables en béton armé par analyse statique non linéaire. Cette partie se résume en une étude d'endommagement d'une série de structures (allant de R+1 à R+8) sous chargement sismique. Les conclusions relatives à leurs degrés de vulnérabilité sont établies selon le positionnement des points de performance dans les domaines définis par l'[EMS-98 \(2001\)](#) et suivant le degré de plastification des éléments, poutres et poteaux, selon le guide [FEMA-273 \(1997\)](#).

Cette partie est fractionnée en deux :

- Portiques ferrailés selon le minimum du RPA99 révisé 2003.
- Ferrailage calculé selon le règlement BAEL91 révisé 99.

En partie B, le lecteur aura à percevoir l'influence de deux caractéristiques mécaniques essentielles des matériaux « béton et acier ». L'impact de ces dernières sur la performance structurales des portiques, donne un aperçu sur l'intérêt de les faire varier aléatoirement dans les prochaines parties du travail.

Partie A

VULNERABILITE SISMIQUE DES PORTIQUES AUTO-STABLES EN BETON ARME PAR ANALYSE DE PERFORMANCE

A.1 Modèles étudiés

A.1.1 Introduction

En premier lieu, huit (08) structures en portiques de béton armé sont présentées et considérées. Le dimensionnement, le ferrailage ainsi que les propriétés mécaniques des matériaux constitutifs 'acier et béton' sont présentés dans cette partie du chapitre.

Le calcul des charges et surcharges appliquées sont présentés succinctement. Les dimensions des sections des poutres et poteaux sont choisies selon les exigences du [RPA99/2003](#), en notant toutefois, une particularité concernant le ferrailage des poutres: minimum, dans un premier temps, puis calculé selon les normes [BAEL91 révisées 99 \(2000\)](#), dans un second temps.

A.1.2 Description des modèles

Les portiques en béton armé, réguliers en 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 (tableau III.A.1).

Ces portiques à quatre travées issus de huit structures ont des planchers en corps creux de type 16+4 cm et sont supposés encastrés à leur base. Ces constructions sont à usage d'habitation.

La hauteur d'étage des huit structures 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) (figure III.A.1).

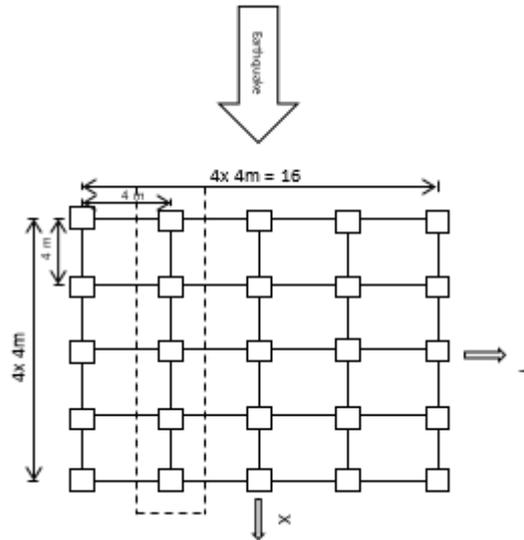


Figure III.A.1 : Vue en plan d'une structure comportant l'un des portiques étudié

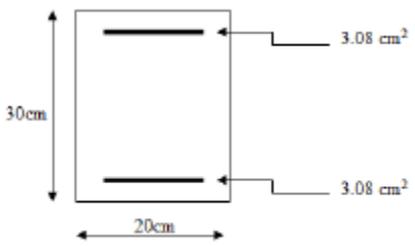
Tableau III.A.1. Géométrie des modèles de portiques étudiés

<p>R+1</p>	<p>R+2</p>	<p>R+3</p>	<p>R+4</p>
<p>R+5</p>	<p>R+6</p>	<p>R+7</p>	<p>R+8</p>

A.1.3 Dimensionnement des portiques

- Poutres

Tableau III.A.2 : Dimensionnement et ferrailage des poutres des modèles

Dimensionnement	
$\frac{L}{15} \leq h \leq \frac{L}{10}$	$0.4h \leq b \leq 0.7h$
Coffrage	Ferrailage selon le minimum du RPA99/2003
$b \geq 20 \text{ cm}$ $h \geq 30 \text{ cm}$ $h/b \leq 4 \text{ cm}$ $b_{max} \leq 1.5h + b_1$	$A_1 = 0.5\% \times b \times h$ 
	20 x 30 cm ²

- Poteaux

Tableau III.A.3 : Dimensionnement et ferrailage des poteaux des modèles

Dimensionnement		Coffrage								
Effort normal réduit $\frac{N_d}{B_c \times f_{c28}} \leq 0.3$		$\min(b_1, h_1) \geq 30 \text{ cm}$ $\min(b_1, h_1) \geq h_e/20$ $l/4 < b_1/h_1 < 4$								
Charges permanentes et surcharges [KN]								Section [cm ²]		
Niveau	Poids propre			Charges permanentes		Surcharges d'exploitation		N _d	B _c	Section adoptée
	plancher	poutre	poteau	niveau	cumulée	niveau	cumulée			
8	84.33	11.1	6.75	102.18	102.18	16	16	161.943	215.924	30x30
7	73.07	11.1	6.75	90.92	193.1	21.66	37.66	317.175	422.9	30x30
6	73.07	11.1	6.75	90.92	284.02	21.66	57.154	469.158	625.544	35x35
5	73.07	11.1	6.75	90.92	374.94	21.66	74.482	617.892	823.856	35x35
4	73.07	11.1	6.75	90.92	465.86	21.66	89.644	763.377	1017.84	40x40
3	73.07	11.1	6.75	90.92	556.78	21.66	102.64	905.613	1207.48	40x40
2	73.07	11.1	6.75	90.92	647.7	21.66	113.47	1044.6	1392.8	45x45
1	73.07	11.1	6.75	90.92	738.62	21.66	124.26	1183.53	1578.04	45x45
RDC	73.07	11.1	6.75	90.92	829.54	21.66	135.043	1322.44	1763.26	50x50
Ferrailage										
Sections [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						

A.1.4 Zone nodale

Dans ce travail, l'une des hypothèses les plus importantes liées au bon comportement des portiques étudiés est la vérification du concept « Poteau fort-Poutre faible »². Ce dernier, exigé par notre règlement parasismique donne une importance particulière au respect de ce principe, selon la formule A.1 et le schéma descriptif de la figure III.A.2.

$$|M_n| + |M_s| \geq 1.25 (|M_w| + |M_e|) \quad (\text{A.1})$$

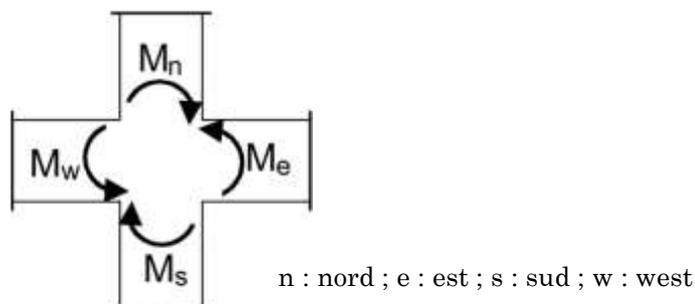


Figure III.A.2 : Schématisation des moments résistants des sections transversales des poutres et poteaux exerçant sur une zone nodale

A.2 Modélisation sous “Section Designer”

Ce module du logiciel de modélisation **ETABS®** permet de modéliser n'importe quel élément selon ses caractéristiques mécaniques et géométriques afin d'y déterminer son moment résistant. Dans notre cas, cette étape est effectuée pour les sections de poutres et poteaux selon les lois de comportement **Park (1975) pour l'acier** et les modèles de **Mander (1988)** pour béton confiné et non confiné, respectivement.

En effet, SD-Etabs (**Etabs V2018**) est un outil très efficace donnant des résultats très satisfaisant comparable aux formules empirique [**Patil & Tande (2018)**]. Dans ce contexte, une validation des résultats par ce même outil est effectuée dans le chapitre IV. Le tableau III.A.4 résume les valeurs des moments résistants des poteaux et poutres modélisés par SD-Etabs.

² Cette vérification est facultative pour les deux derniers niveaux des structures supérieures à R+2.

Tableau III.A.4 : Moments élastiques (M_y) et moments ultimes (M_u) des éléments poutres et poteaux.

Eléments des portiques	M_y [KN.m]	M_u [KN.m]
Poutre 20x 30	203.02	219.07
Poteaux	50x50	138.45
	45x45	102.91
	40x40	68.48
	35x35	42.83
	30x30	31.49

Les résultats obtenus pour la vérification des zones nodale du portique à 9 niveaux sont exposés dans le tableau ci-dessous.

Tableau III.A.5 : Vérification des zones nodales

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

N.B :

- Le ferrailage adopté pour les poutres, selon les prescriptions minimales du RPA99/2003 est 2HA14 symétriquement à l'axe neutre,
- L'enrobage des armatures dans les poutres est de 3.5 cm, (valeur moyenne d'un ensemble de valeurs permises pour ce diamètre des barres, allant de 2 à 5 cm [BAEL91 révisées 99 (2000)],
- La même procédure est effectuée pour l'ensemble des portiques (de R+1 à R+8).

A.3 Propriétés mécaniques des matériaux

Les principales propriétés mécaniques du béton et de l'acier introduites dans la modélisation des modèles sont résumées dans le tableau III.A.6.

Tableau III.A.6 : Principales propriétés mécaniques des matériaux

Acier	<i>Module de Young</i>	$E_s = 2 \times 10^8 \text{ KN/m}^2$
	<i>Poids volumique</i>	78.5 KN/m^3
	<i>Limite élastique</i>	$f_y = 400 \text{ MPa}$
Béton	<i>Masse volumique</i>	2.5 KN/m^3
	<i>Résistance à la compression</i>	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$
	<i>Module de Young</i>	$E_{ij} = 11000^3 \sqrt{f_{c28}} = 32164200 \text{ KN/m}^2$
	<i>Poids volumique</i>	25 KN/m^3
	<i>Déformation ultime</i>	$\epsilon_u = 3.5 \times 10^{-3}$

A.4 Charges appliquées aux modèles

Elles sont composées de charges gravitaires et sismiques.

A.4.1 Charges gravitaires : La répartition des charges gravitaires sur les planchers est décrites dans le tableau III.A.7.

Tableau III.A.7 : Détails des chargements gravitaires appliqués.

Charges permanente	Plancher terrasse	5.84 KN/m ²	
	Plancher courant	5.06 KN/m ²	
Charges d'exploitation	Plancher terrasse	1 KN/m ²	
	Plancher courant	1.5 KN/m ²	
<i>Chargement</i>			
G [KN/m]		Q [KN/m]	
Terrasse	Etage courant	Terrasse	Etage courant
22.2	19.23	3.8	5.7

A.4.2 Charges sismiques : Les forces sismiques globales agissant sur l'ensemble du bâtiment sont calculées sur la base d'une analyse modale spectrale utilisant comme action sismique, le spectre de réponse pour une zone de très forte sismicité (Zone III) et un site meuble (S3) [RPA99/ version 2003].

A. 5 Analyse statique non linéaire

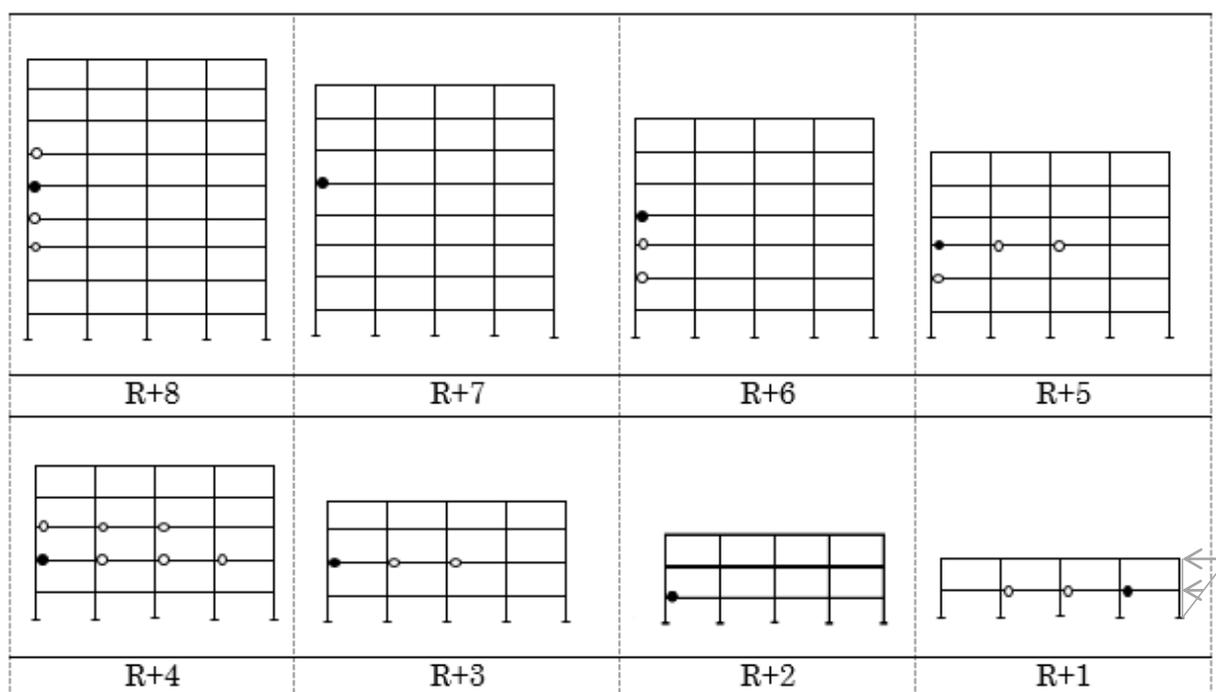
La méthode Pushover décrite brièvement dans le chapitre bibliographie est utilisée dans ce travail, pour l'évaluation de la performance sismique des modèles. Dans ce travail, le schéma de chargement latéral retenu est le chargement triangulaire inversé. Sachant que dans la suite de ce chapitre, des études complémentaires se feront sur le portique à neuf niveaux (le plus élancé), ce schéma de distribution est le plus approprié selon les travaux de [Mwafy et Elnashai \(2001\)](#).

A.6 Etat d'endommagement des portiques avec ferrailage minimum du RPA99/2003

A.6.1 Constatation des dommages

La vulnérabilité des structures étudiées est établie selon l'endommagement des zones plastifiées. Ces plastifications apparues dans les poutres correspondent à un début d'endommagement local et par conséquent à un état de vulnérabilité des portiques. Ces premières rotules plastiques sont schématisées sur le tableau III.A.8.

Figures III.A.8 : Premières plastifications apparues sur les huit modèles de structures étudiés (ferrailage minimum du RPA99/2003)



N.B : Il peut arriver que plusieurs plastifications apparaissent lors d'un même pas 'step' de la poussée progressive, dans ce cas, la première rotule³ est choisie comme celle ayant la valeur maximale du moment résistant.

³ ● Première plastification correspondant au moment résistant maximum.

Les premiers résultats établis sur les huit modèles étudiés montrent :

- Un endommagement apparaissant aux étages intermédiaires proportionnellement à la hauteur des portiques,
- La première rotule apparaît au 5^{ème} niveau pour les portiques [R+7 et R+8], au 2^{ème} niveau pour les portiques [R+4 et R+3] et au niveau 1 pour les portiques [R+2 et R+1].
- Mis à part dans le cas du portique à 2 niveaux, la première rotule apparaît à l'extrémité droite de la première travée la plus éloignée du schéma de chargement latéral imposé.

A.6.2 Capacités structurales

Les courbes de capacité obtenues pour les huit portiques modélisés par ETABS® V18 sont présentées sur la figure III.A.4. La réponse des structures sous la sollicitation appliquée est clairement identifiée. Ainsi, le segment élastique des courbes de capacité s'allonge en allant du portique le plus élancé au portique à 2 niveaux et inversement, la plage de plasticité (ductilité) s'allonge de plus en plus jusqu'à arriver au portique à 9 niveaux, où il est constaté un plateau en déplacement important de la courbe de capacité, attestant de sa forte flexibilité.

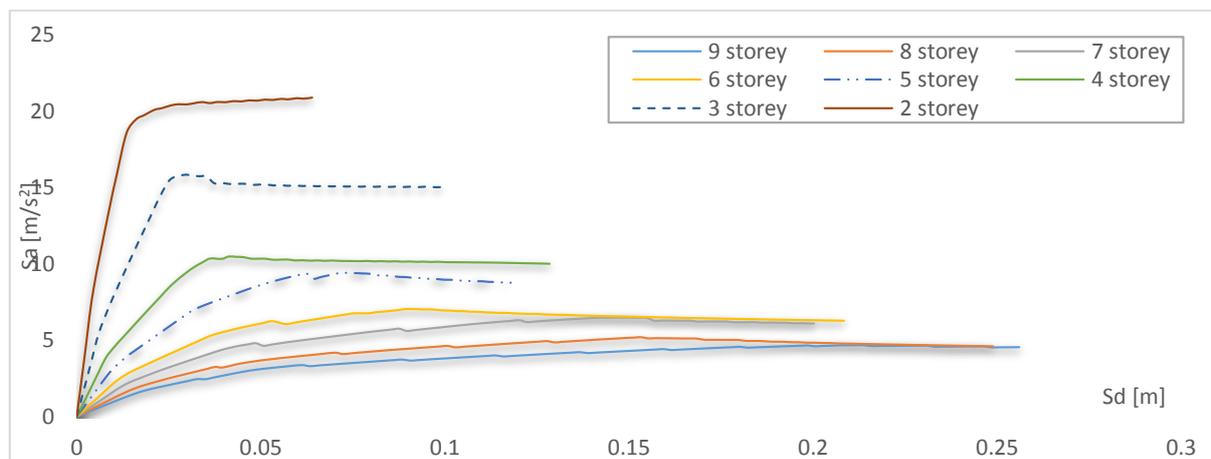


Figure III.A.3 : Capacité spectrale des portiques en BA modélisés avec PushOver

A.6.3 Détermination des déplacements aux points de performance

Un point de performance qualifiant un point de fonctionnement, intersection entre une courbe de capacité propre à la structure avec un spectre de demande réduit (spectre inélastique à $R=1$ ⁴) du spectre élastique amorti à 5%. Cette procédure (notée procédure B) est longuement expliquée dans le guide ATC-40(1996).

⁴ Le coefficient de comportement doit être pris égal à 1, pour tenir compte du cas d'un séisme rare, de période de retour de 475 ans (ATC-40 (1996)).

Après localisation des Points de Performances respectifs à chaque modèle, les déplacements de ces derniers, à ce stade du Push-over sont donnés par l'histogramme de la figure III.A.5. Une évolution quasi linéaire du déplacement $S_d(PP)$ est constatée selon l'augmentation du nombre de niveau des portiques.

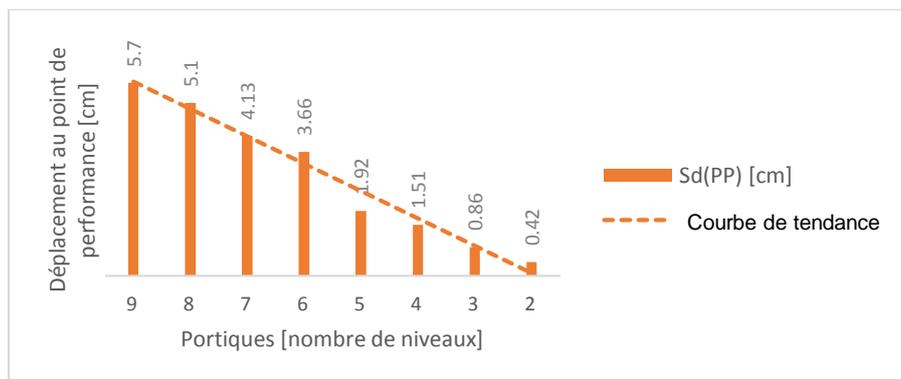


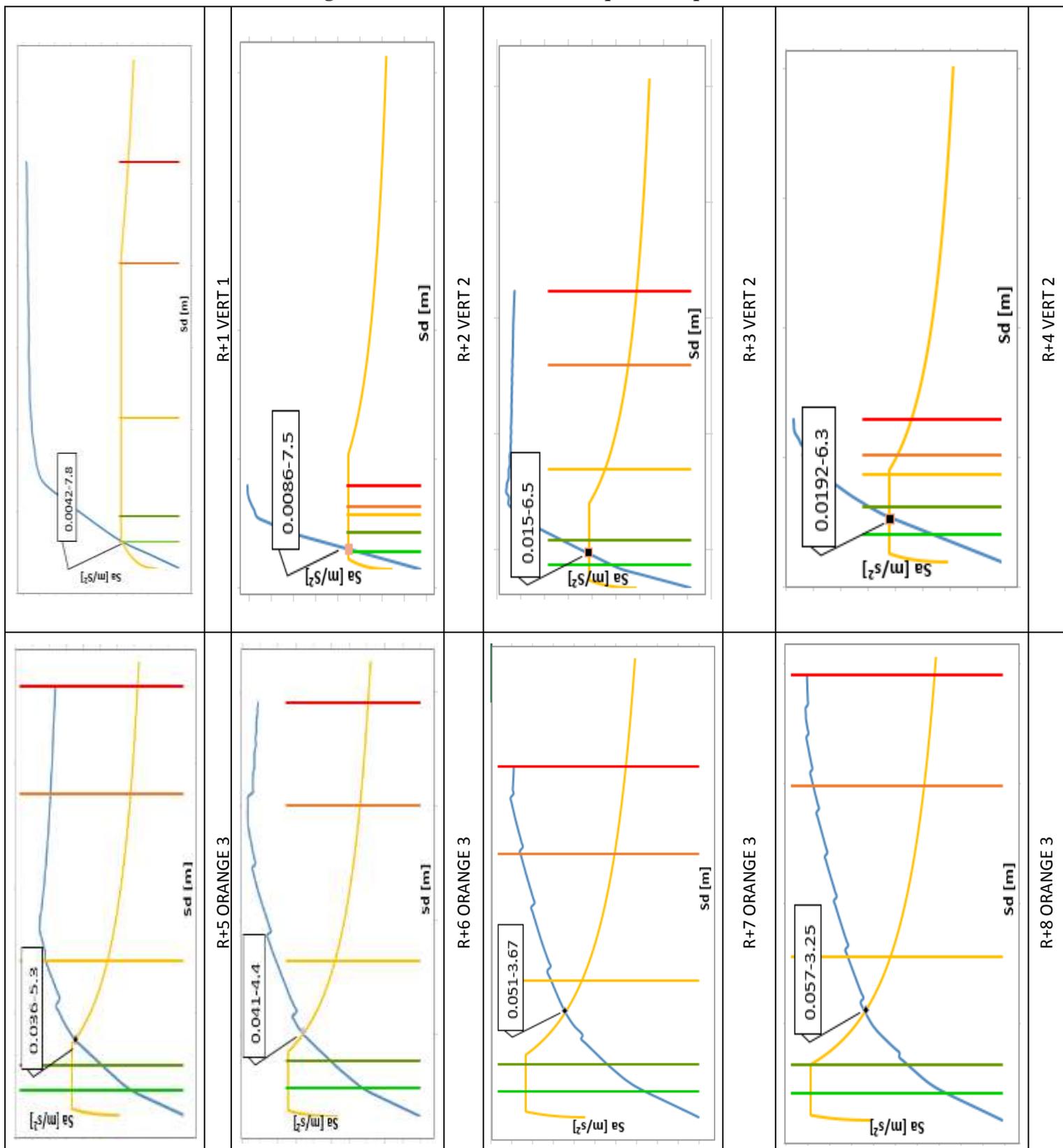
Figure III.A.4. Histogramme relatif au déplacement des points de performances des huit portiques modélisés

A.6.4 Position des Points de Performance (PP) par rapport aux domaines d'endommagement selon l'EMS-98 (2001)

Le tableau ci-dessous présente l'évolution du PP dans les domaines de dommage prédéfini par le règlement EMS-98 (2001). En effet, il est clairement établi que le $S_d(PP)$ se déplace du domaine élastique (portique R+1, Vert1) au domaine post-élastique (portique R+8, Orange 3).

Ainsi, pour une même excitation sismique et sur le même site d'implantation (meuble), la hauteur des portiques et par conséquent le nombre d'étage définissent leurs performances et comportements sismiques. Notons aussi, que tous les portiques modélisés ne dépassent pas le degré de dommage (Orange 3) décrit par l'EMS-98 (2001) et définit quantitativement par différents auteurs [Kahil et al. 2010, Ait L'Hadj et al. 2017] comme étant un état où les dommages structuraux y sont modérés et non structuraux importants.

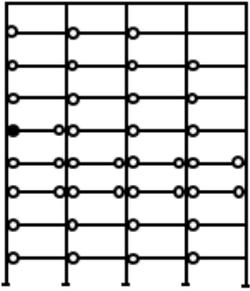
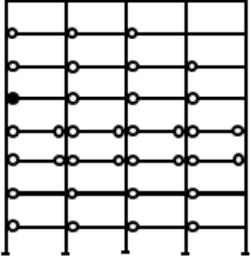
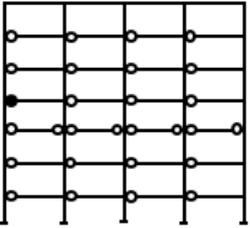
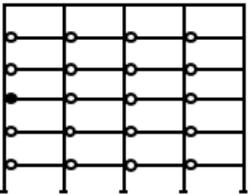
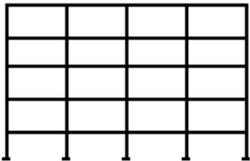
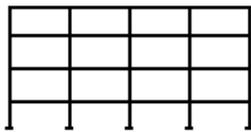
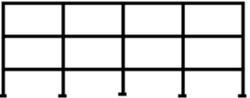
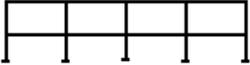
Tableau III.A.9 : Déplacement des points de performance des portiques dans les domaines de dommage de l'Echelle Macrosismique Européenne.



A.6.5 Distribution des rotules plastiques aux points de performance

La vulnérabilité des portiques est analysée dans cette partie selon l'endommagement des éléments poutres et poteaux. En premier lieu, il apparaît qu'aucune plastification ne se forme dans les éléments poteaux, à ce stade du Push over (aux points de performance). Puis, il est constaté que la vulnérabilité des modèles est définie par la plastification aux droits des éléments poutres. Ces rotules plastiques montrées dans le tableau III.A.8 se propagent avec une augmentation de la valeur du moment résistant des sections plastifiées, jusqu'à atteindre l'état d'endommagement montré sur le tableau III.A.10.

Tableau III.A.10 Endommagement par plastification des poutres, aux déplacements correspondant aux points de performances

			
R+8	R+7	R+6	R+5
			
R+4	R+3	R+2	R+1

Ce tableau expose une chronologie d'apparition des rotules plastiques en fonction du nombre de niveaux des portiques. Aussi, il est constaté qu'à ce stade du déplacement au point de performance :

- . Les éléments poutres des niveaux 3 et 4 des portiques R+7 et R+8 et du niveau 3 pour le portique R+6 sont totalement plastifiés.
- . Les portiques à 2, 3, 4 et 5 niveaux n'ont subis aucun endommagement par plastification. Cette spécificité est en totale adéquation avec leur état global de dommage Vert 1 et Vert 2 susmentionné.
- . Les poutres du dernier étage n'ont subis aucune plastification.

Conclusion partielle 1

Dans cette partie, la modélisation des portiques est effectuée en adoptant un ferrailage minimum dans les poutres. L'étude se devait de commencer par ces valeurs minimales permises par le règlement parasismique en vigueur, afin de voir les limites de ces prescriptions. Ainsi, les principales conclusions tirées de cette première partie sont :

- Apparition des premiers endommagements par plastifications, dans les étages intermédiaires des portiques,
- Propagation des rotules plastiques de bas en haut, jusqu'à atteindre l'avant dernier niveau ainsi que le premier niveau,
- L'état d'endommagement des structures, par positionnement du point de performance dans les domaines de dommages de l'[EMS-98 \(2001\)](#) classe les structures de plus de 15m de hauteur dans le degré de dommage Orange 3, ⁵
- Aucun endommagement par plastification n'apparaît pour les structures de 2 à 5 niveaux, au déplacement correspondant au point de performance,
- Toutes les rotules plastiques apparues, au stade du déplacement au point de performance, se positionnent dans la limite du niveau IO Immediate Occupancy, où les dommages y sont relativement limités et où la section est supposée garder une grande partie de sa raideur initiale (voir détail en §A.6.2, chapitre II).

A ce stade de l'étude, un calcul du ferrailage doit être effectuée, afin de mettre en évidence son impact sur le comportement structurelle des modèles considérés.

A.7 Calcul du ferrailage des portiques (BAEL91 modifié 99)

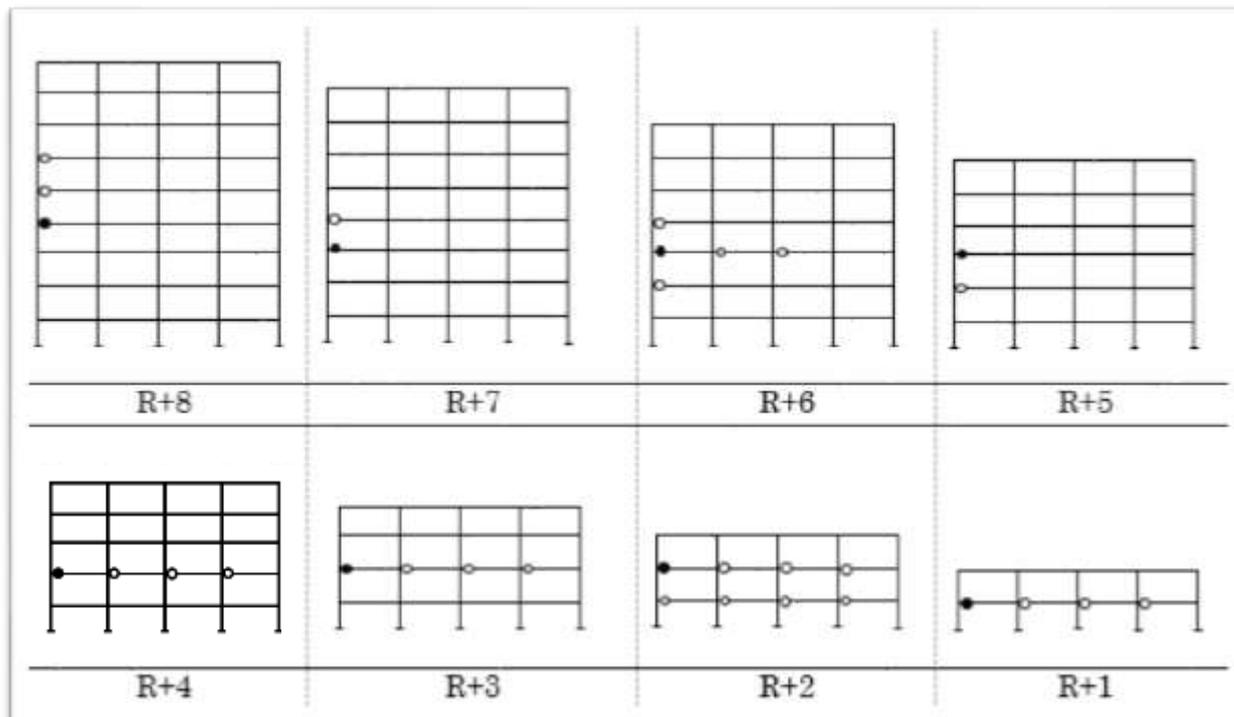
A présent, les poutres sont ferrillées symétriquement par deux nappes d'armatures (2HA14 et 2HA12). La section des armatures tendue et comprimé est de 5.34 cm².

A.7.1 Détail sur les premières plastifications

L'endommagement des structures définies dans ce travail par la plastifications des éléments poutres et poteaux des portiques en BA est discuté dans ce qui suit. Le ferrailage des poutres y est calculé selon les prescriptions du [BAEL91/99 \(2000\)](#) symétriquement en double nappe d'armatures. Cette vulnérabilité se distingue par l'apparition de plastifications dans les éléments poutres, comme présenté sur le tableau III.A.11.

⁵ Pour rappel, le RPA99 (version 2003) impose l'ajout de voiles de contreventement aux structures de plus de 11m de hauteur, implantées dans une zone de forte simicité.

Tableau III.A. 11 : Apparition des premières rotules dans les poutres ferrillées selon BAEL91/99 (2000)



Les premières platifications apparaissent toujours aux étages intermédiaires, selon le schéma de chargement latéral choisis. Cependant, cet endommagement apparaît à un étage inférieur en comparaison aux premières modélisations (ferraillage minimum), pour les portiques les plus élancées (7, 8 et 9 niveaux).

A.7.2 Capacité structurale des portiques

Les capacités structurales des huit portiques modélisés par la méthode statique non linéaire sont données sur la figure III.A.6. Le rallongement des courbes de capacité est clairement visible, au fur et à mesure que le nombre d'étage des portiques augmente, désignant la forte flexibilité et ductilité du portique élancé comparativement au portique à 2 niveaux. A contrario, l'allongement de la partie élastique des courbes s'accroît au fur et à mesure de la diminution du nombre de niveaux, mettant l'accent sur la forte rigidité des portiques à faible hauteur.

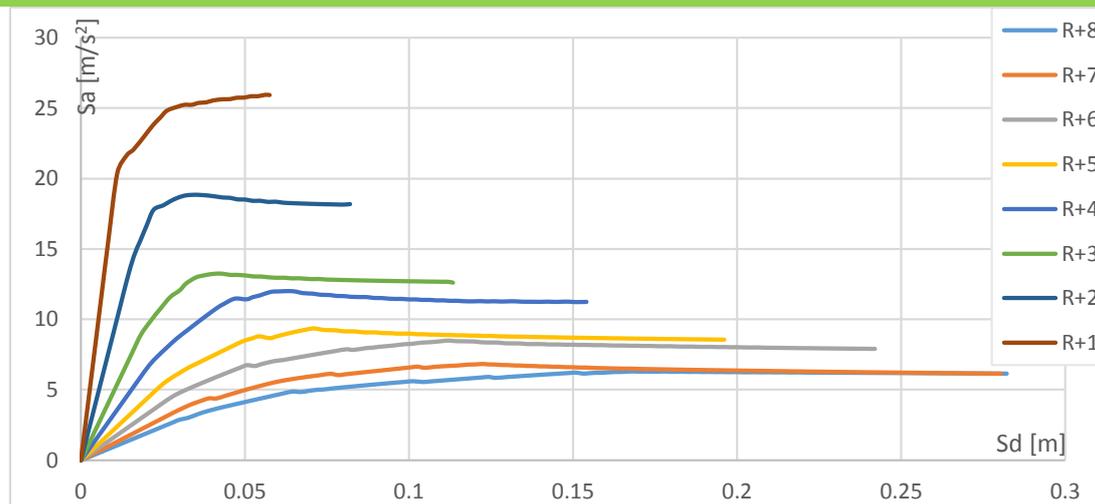


Figure III.A.5 : Courbes de capacités des structures modélisées

A.7.3 Détermination des déplacements aux points de performance

Le tableau III.A.12, résume les déplacements aux différents points de performances des portiques considérés.

Tableau III.A.12 : Valeurs des déplacements aux points de performance.

niveaux	9	8	7	6	5	4	3	2
S _d (PP) [cm]	5.71	5.13	4.31	3.46	2.03	1.6	0.86	0.41

Après comparaison entre ces déplacements et ceux obtenus sur les premiers modèles correspondant au ferrailage minimum des poutres, il est constaté que l'augmentation de la section d'armature n'apporte aucun changement d'un point de vue déplacement des structures.

Cependant, la superposition des courbes de capacité montre clairement un gain en résistance des portiques en considérant un ferrailage calculé selon les normes BAEL91/99, dû à l'augmentation de leurs rigidités. Pour exemple, la figure III.A.7 illustre les capacités structurales des deux portiques à 3 et 5 niveaux, une résistance supplémentaire pouvant être supportée par les modèles ferrillés par double nappe d'armatures dans les poutres est de l'ordre de 3 m/s².

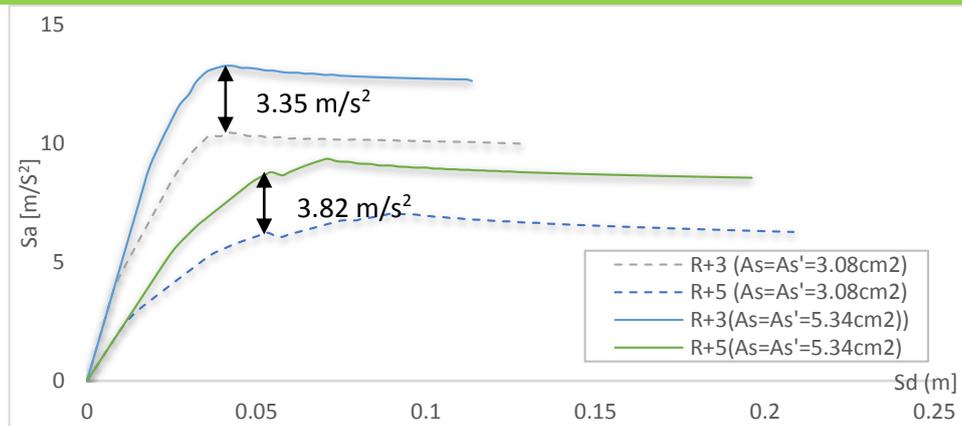
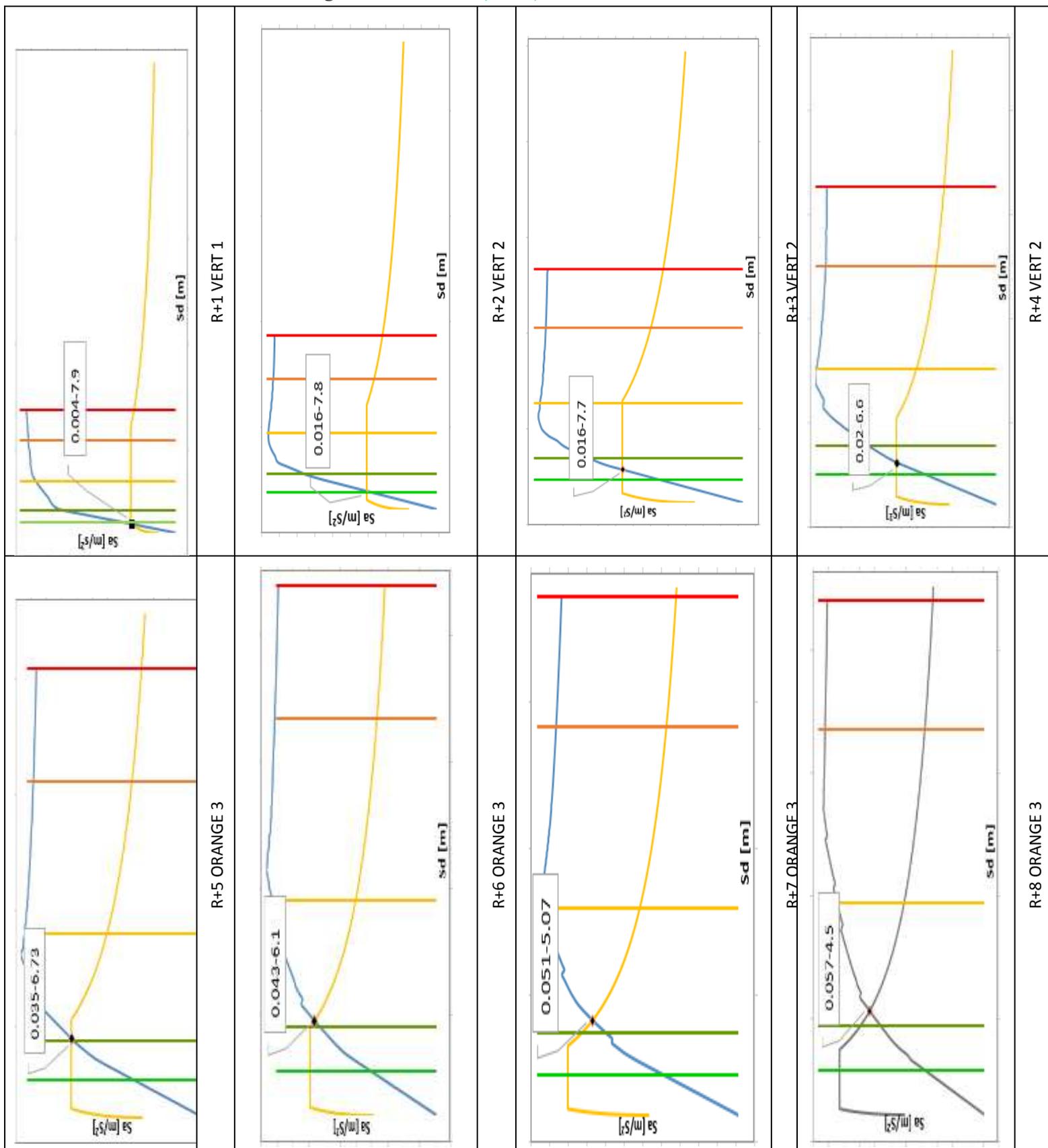


Figure III.A.6 Courbe de capacité des structures de 3 et 6 niveaux selon les deux cas de ferrailage des poutres (exigence minimum du RPA99/2003 et calcul selon BAEL91/99)

A.7.4 Etat d'endommagement des portiques selon les classes de vulnérabilité de l'EMS-98

Le tableau III.A.13 montre la vulnérabilité sismiques des portiques selon la position du point de performance dans les domaines de dommages. Il est constaté que la tendance est la même que lors du ferrailage minimum préconisé par le RPA99/2003. Les portiques de 6, 7, 8 et 9 étages sont dans le domaine Orange 3.

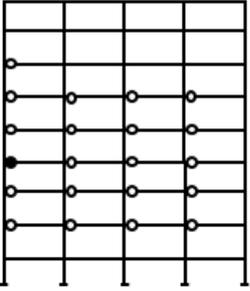
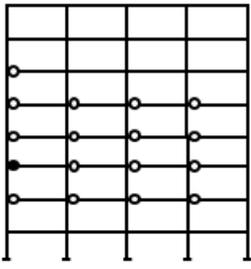
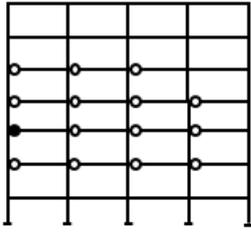
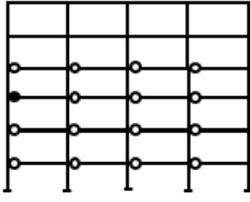
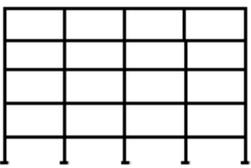
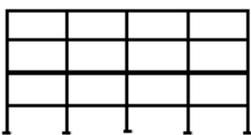
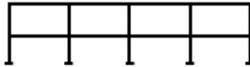
Tableau III.A.13: Déplacement des points de performance des portiques dans les domaines de dommage de l'EMS-98 (2001)



A.7.5 Etat d'endommagement par plastification des portiques

Le tableau III.A.14 présente la vulnérabilité sismique des modèles désignés par l'endommagement par plastification des éléments poutres. En effet, celles-ci se propagent par sauts dans les niveaux (de bas en haut par rapport à la première rotule apparue), sans pour autant atteindre le dernier niveau, quel que soit la hauteur du portique, au stade du déplacement au point de performance.

Tableau III.A.14 : Endommagement par plastification des poutres, au déplacement correspondant aux points de performance.

			
R+8	R+7	R+6	R+5
			
R+4	R+3	R+2	R+1

Une nette amélioration est clairement visible sur les schémas d'apparition de plastifications. En effet,

- . Les modèles à 6, 7, 8 et 9 niveaux ont l'avant dernier étage épargné par les plastifications, en comparaison aux précédentes modélisations,
- . Le niveau 3 des portiques à 7, 8 et 9 étages n'est plus entièrement plastifié,
- . La première rotule apparaît à un étage inférieur, ce qui explique la propagation n'arrivant des plastifications n'atteignant pas l'avant dernier étage,
- . Contrairement aux premières modélisations, il ne se produit aucune plastification au premier étage,
- . Les modèles allant de 2 à 5 étages sont toujours sans plastification, aux déplacements correspondant aux points de performances. Ces derniers ont des moments résistants dans leurs poutres inférieures aux valeurs des moments résistants élastiques (M_y).

Conclusion partielle 2

Dans cette seconde partie, relative à l'évaluation de la vulnérabilité sismique des constructions auto-stables, par endommagement de leurs éléments poutres et poteaux, par calcul du ferrailage des poutres selon les règles de calcul BAEL91 modifié 99(2000), les constatations sont les suivantes :

- Aucune rotule plastique n'apparaît dans les poteaux, aux déplacements correspondant aux points de performances,
- La première rotule plastique apparaît à un étage et parfois même à deux étages inférieurs, que lors du ferrailage minimum du RPA99/2003. De ce fait, la propagation vers les niveaux supérieurs sera moins rapide.
- Un gain en accélération spectrale est constaté. Ce qui confère à ces structures une résistance supplémentaire,
- Une légère diminution en déplacement maximale des portiques est constatée (structures moins flexibles).
- En termes de vulnérabilité sismique, par positionnement du point de performance dans les domaines de dommage, la différence n'est pas perceptible, étant donné que les plages de dommages sont définies en déplacement, où l'ajout de ferrailage n'apporte pas de différence significative,
- L'état d'endommagement par plastifications des éléments poutres des modèles est plus élevé, où beaucoup de sections de poutres ayant été plastifiées avec le ferrailage minimum ne le sont plus. Ainsi, aucune rotule plastique n'apparaît dans les avant derniers et premiers niveaux, de tous les portiques,
- Toutes les rotules plastiques apparues, au stade du déplacement au point de performance, se positionne dans la limite du niveau IO Immediate Occupancy, où les dommages y sont relativement limités et où la section est supposée garder une grande partie de sa raideur initiale (voir détail en §A.5.2).

Partie B

INFLUENCE DE LA VARIATION DES CARACTERISTIQUES MECANQUES DES MATERIAUX BETON ET ACIER SUR LA PERFORMANCE STRUCTURALE DES STRUCTURES EN BETON ARME

B. 1 Introduction

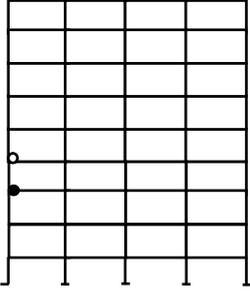
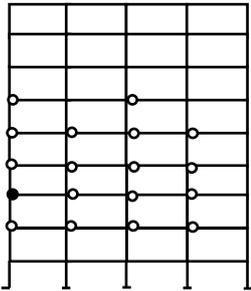
Deux caractéristiques mécaniques prépondérantes des matériaux béton et acier, à savoir la résistance à la compression du béton à 28 jours d'âge f_c et la limite élastique des aciers f_y sont variées dans cette partie.

Faire varier f_c et f_y est une démarche pouvant paraître simpliste mais pouvant donner des résultats intéressants, que cela soit un gain en termes de temps, de calcul ou de mise en œuvre sur chantier. En effet, cette démarche pourrait offrir un gain en performance sans que les délais d'exécutions n'en soit impactés.

B.2 Amélioration du comportement des portiques par changement global de nuance d'acier

L'augmentation de la valeur de la limite élastique des aciers de 100 Mpa (FeE500) est effectuée sur le portique le plus élancé (à 9 étages) ferrillé selon le BAEL91/99. Les premiers résultats sont donnés sur le tableau III.B.1.

Tableau III.B.1 : Rotules plastiques apparues sur le portique à 9 étages ferrillé avec la nuance d'acier FeE500.

	
Premières rotules (Niveau 3)	Endommagements au point de performance

Le tableau ci-dessus montre l'état de plastification du portique avec cette nouvelle nuance d'acier (FeE500). La première rotule plastique apparaît au niveau 3 au lieu du niveau 4 lors du ferrillage avec le FeE400. De ce fait, au déplacement correspondant au point de performance, aucune plastification n'apparaît sur la poutre de l'étage 7 contrairement aux modélisations précédentes.

Sur la figure III.B.1, les deux courbes de capacité (S_a - S_d) du portique à 9 niveaux ferrillées avec les nuances d'acier FeE400 et FeE500 une nette amélioration en résistance du portique ferrillé avec une limite élastique de 500 Mpa.

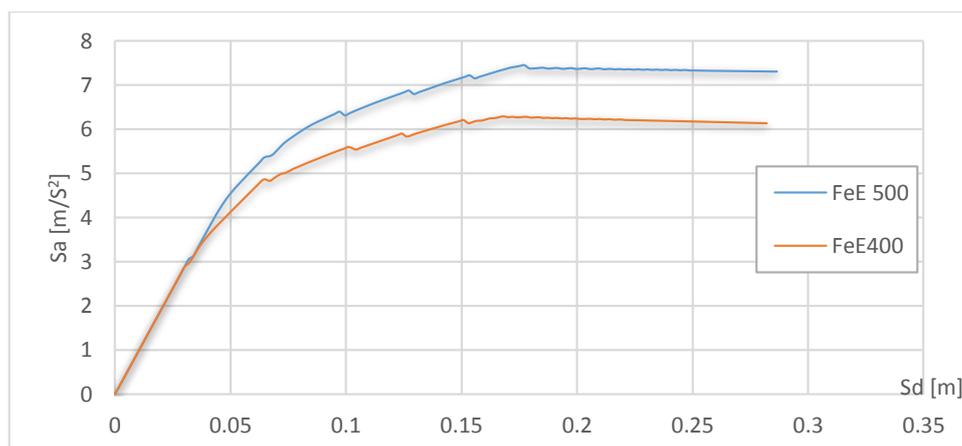


Figure III.B.1 Comparaison entre les capacités structurales du portique à 9 étages selon l’augmentation de la limite élastique des aciers

Concernant la vulnérabilité sismique, la figure ci-dessous montre que le point de performance est toujours dans le domaine Orange 3, se rapprochant toutefois du domaine Vert 2, comme illustré sur la figure III.B.2.

Ainsi, en comparaison avec le modèle où les poutres sont ferrillées avec la nuance d’acier FeE400, il est perçu un déplacement plus important mais donnant lieu à une vulnérabilité moindre. L’influence de la caractéristique, limite élastique des aciers, sur la vulnérabilité des structures, donne lieu à une augmentation en rigidité de la structure, par conséquent de sa limite élastique qui à son tour est directement liée à la valeur de la limite du degré de dommage Vert 2 (voir chapitre II, §A.4.3).

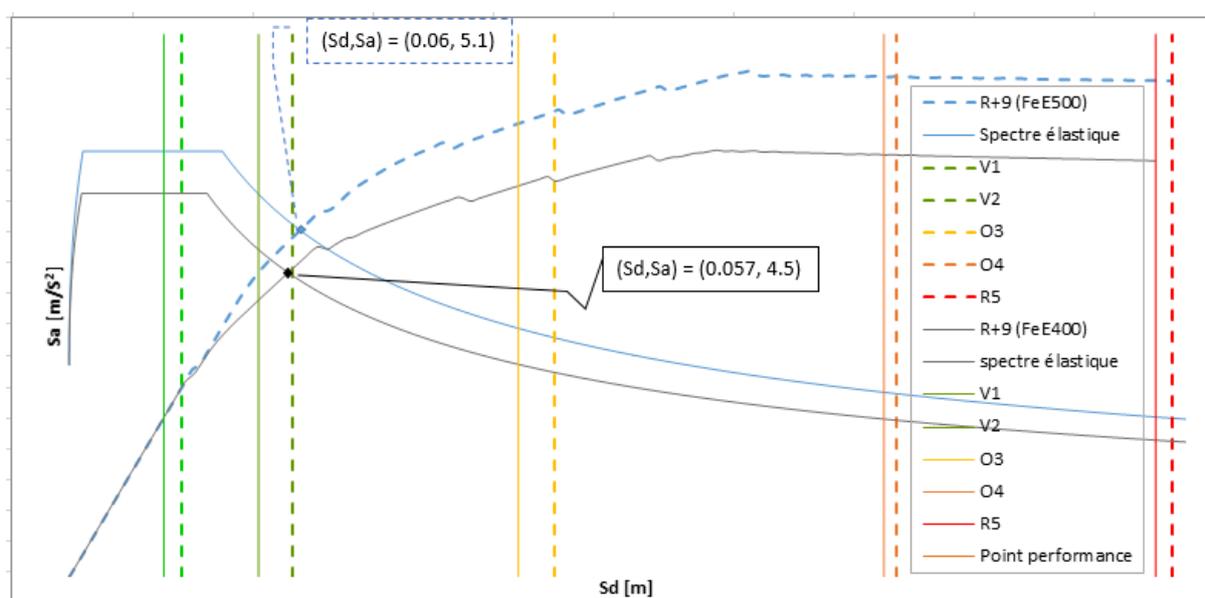


Figure III.B.2 : Position des points de performance de la structure à 9 niveaux, selon la variation des deux nuances d’aciers, dans les domaines de dommages définis par EMS-98

Conclusion partielle 3

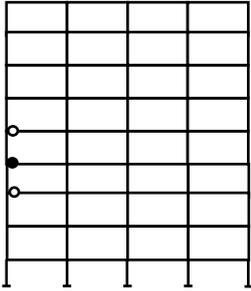
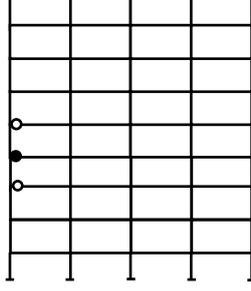
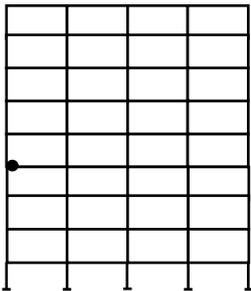
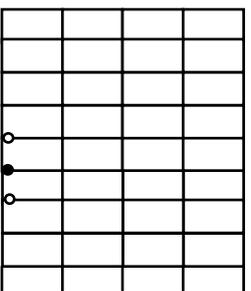
Le comportement de la structure à 9 étages en considérant une augmentation de 100 Mpa de la limite élastique des armatures des poutres donne lieu aux conclusions suivantes:

- L'amélioration de la capacité en résistance est clairement visible pour le portique ayant un ferrailage de limite élastique de 500MPa.
- Dans le cas de l'utilisation de la nuance FeE500, l'état d'endommagement se rapproche du domaine de sécurité Vert2. Ce qui constitue un atout considérable, par une augmentation de seulement 100Mpa de limite élastique sur les aciers des poutres.
- La première rotule plastique apparaît à un étage inférieur (niveau 3) comparativement au modèle précédent (niveau 4).
- La plastification n'apparaît que dans deux sections de poutre du niveau 6, et aucune dans les niveaux 7, 8 et 9. Contrairement au modèle à FeE400 où il y a eu formation de rotules plastiques dans le niveau 7.

B.3 Amélioration de la performance sismique des portiques par variation de la résistance à la compression du béton

Dans cette partie, la résistance caractéristique du béton à 28 jours est augmentée par pas de 5 Mpa, jusqu'à atteindre les 40Mpa.

Ce changement de la caractéristique du béton est effectué sur le portique le plus élancé (R+8). Tableau III.B.2 : Premières plastification apparue par analyse statique non linéaire sur le portique à 9 niveaux

Premières rotules plastiques	
	
25 Mpa	30 Mpa
	
35 Mpa	40 Mpa

Le premier constat concerne l'apparition de la première plastification des modèles. Il est ainsi constaté que l'augmentation de f_c du béton, n'apporte aucune modification à cet aspect. En effet, la première rotule plastique apparait dans la même section de poutre.

En termes de capacités spectrales, la figure III.B.3 montre une légère augmentation en résistance de ces dernières.

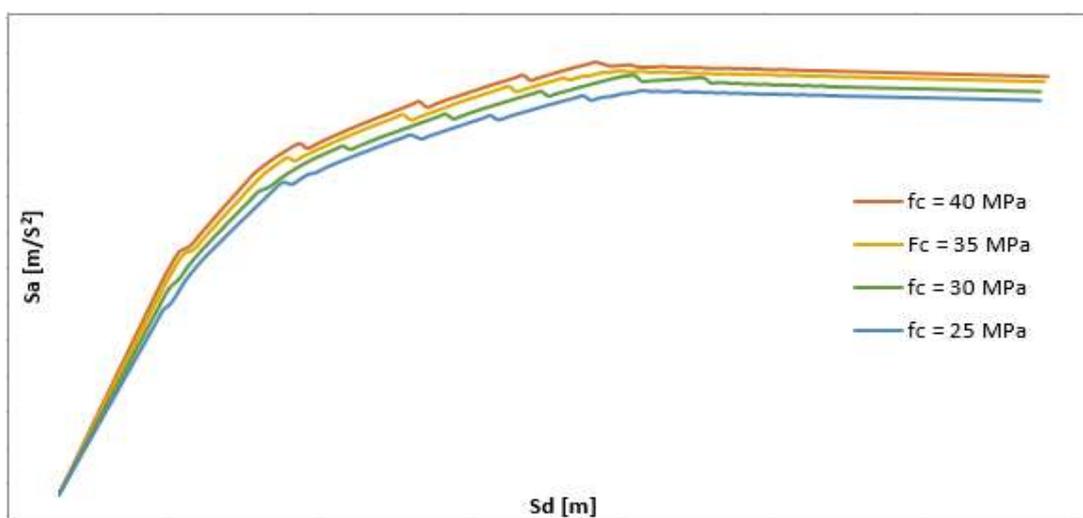
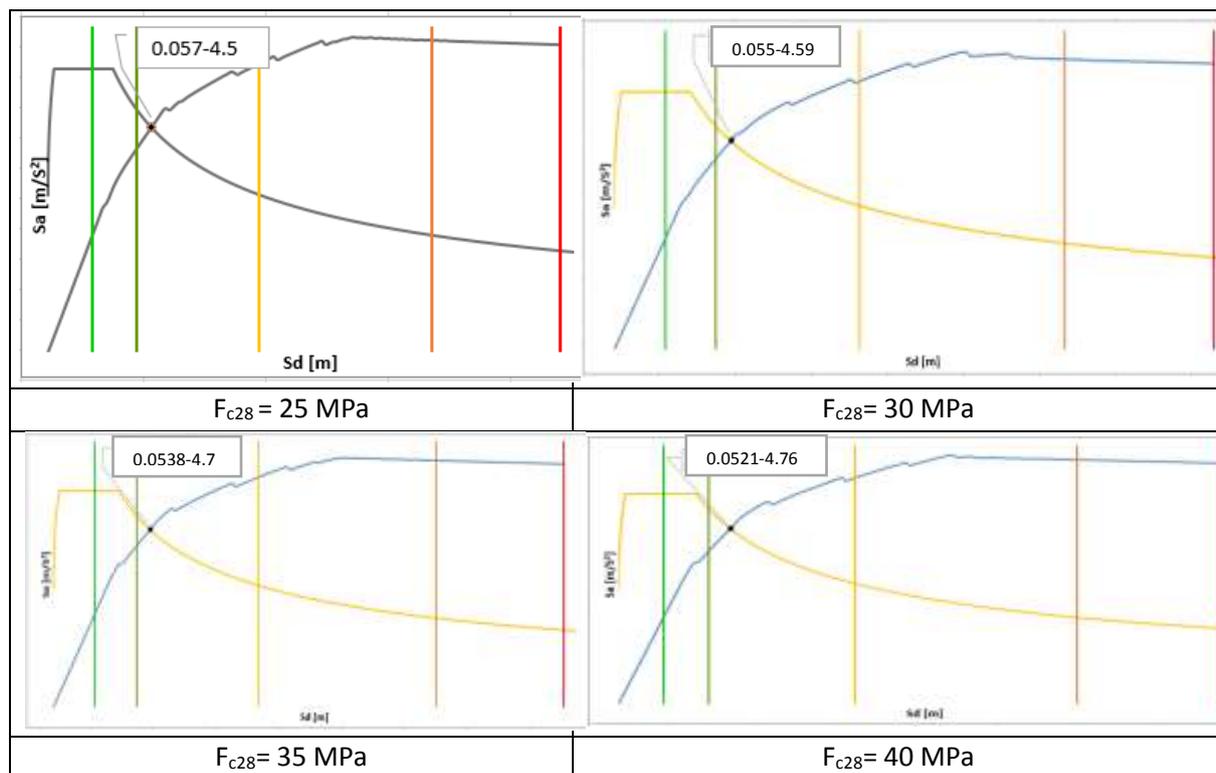


Figure III.B.3. Illustration de l'évolution de la résistance en fonction de celle de f_c pour le portique en R+8

Le tableau III.B.3 montre une légère diminution de la valeur du déplacement du point de performance S_d inversement à l'augmentation de f_c .

Tableau III.B.3 : Vulnérabilité du portique à 9 étages selon la variation de la résistance à la compression du béton f_c .



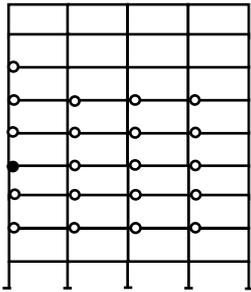
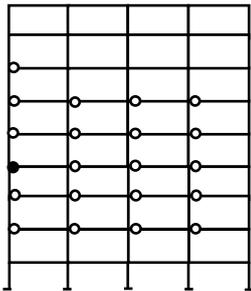
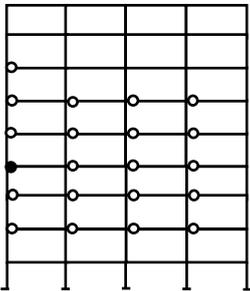
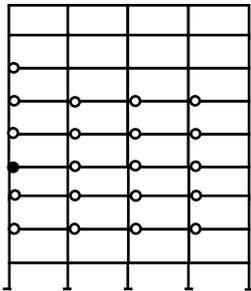
Il est constaté que la classe de vulnérabilité du portique en considérant les 4 valeurs de f_{c28} (25, 30, 35 et 40 MPa) est toujours dans le domaine de dommage Orange 3 (dommages modérés). Cependant, la valeur du déplacement Sd au point de performance diminue progressivement, inversement à la résistance à la compression du béton.

Du point de vue endommagement des zones plastifiées, le tableau III.B.4 est présenté, afin de mieux percevoir l'état d'endommagement des portiques selon la variation de la caractéristique mécanique du béton variée.

En conséquence, aucune différence visuelle sur l'état d'endommagement des éléments des portiques n'est constatée.

Toutefois une légère augmentation du moment résistant de la première rotule, correspondant au déplacement au point de performance, est notée. Ceci indique que la plastification par flexion des poutres évolue faiblement par rapport à la variation de f_{c28} .

Tableau III.B. 4 : Etat d'endommagement par plastification des éléments poutres du portique R+9, selon la variation de f_{c28} .

Etat d'endommagement des portiques		
	Moment résistant correspondant à la première rotule plastique au point de performance	$M_r = 51.4593 \text{ KN.m}$
Résistance à la compression du béton	$f_{c28} = 25 \text{ MPa}$	$f_{c28} = 30 \text{ MPa}$
Etat d'endommagement des portiques		
	Moment résistant de la première rotule plastique au point de performance	$M_r = 53.3907$
Résistance à la compression du béton	$f_{c28} = 35 \text{ MPa}$	$f_{c28} = 40 \text{ MPa}$

Conclusion partielle 4

Le comportement structural ainsi que la performance sismique du portique à 9 niveaux sont analysés, sous l'influence de la variation de la caractéristique mécanique du béton f_{c28} .

Les principales conclusions que l'on peut tirer, sont :

- La première rotule plastique apparait toujours dans la même section de poutre,
- Une légère diminution des valeurs des déplacements aux points de performances est notée.
- Bien qu'analytiquement la valeur des moments résistants des sections plastifiées note une légère augmentation, celle-ci reste insignifiante,

- L'état d'endommagement reste dans le domaine Orange 3, malgré l'augmentation de f_{c28} .

Conclusion

L'objectif principal de ce chapitre est de mettre en évidence l'influence éventuelle de certains paramètres, mécaniques et géométriques, sur la vulnérabilité sismiques des structures auto-stables en béton armé.

Pour ce faire, la partie A du même chapitre a concerné en premier lieu, les capacités structurales ainsi que les performances par l'analyse des déplacements PP, pour une série de portiques allant de 2 à 9 étages. En second lieu, une comparaison entre deux types de ferrailages, [RPA99/ version 2003](#) puis [BAEL91 modifié 99\(2000\)](#) est considérée.

L'analyse de la vulnérabilité des modèles ainsi identifiés est statuée, selon l'emplacement des points de performance dans les classes de dommages de l'[EMS-98 \(2001\)](#). Ces principales conclusions sont discernées :

- Aucune rotule plastique n'apparaît dans les poteaux. La conséquence du principe poteaux fort-poutre faible respectée, est justifiée,
- Les premières plastifications apparaissent toujours dans les étages intermédiaires selon la hauteur des structures. Notons toutefois, un déplacement de la première plastification à un niveau inférieur, lors du calcul du ferrailage des poutres.
- L'évolution des endommagements est apparue par propagation des rotules plastiques d'un étage inférieur à un étage supérieur, par rapport à la première plastification apparue.
- La plage de plasticité, en l'occurrence la ductilité des portiques est nettement améliorée dans le cas du calcul de ferrailage selon le [BAEL91 modifié 99\(2000\)](#), rendant sa capacité à dissiper de l'énergie plus importante,
- En termes de résistance, le cas du ferrailage offre un atout considérable quant à l'accélération spectrale que peut supporter le portique,

L'augmentation des valeurs des caractéristiques mécaniques f_y et f_{c28} , de l'acier et du béton respectivement, donne lieu aux principales conclusions suivantes :

- L'analyse en considérant la variation de la limite élastique des aciers sur le portique en R+8 abouti à:
 - Une nette amélioration en capacité de résistance, pour une augmentation de 100MPa, ce qui se traduit par une meilleure rigidité du modèle,
 - La première rotule plastique apparaît à 1 étage inférieur (3^{ème} niveau au lieu du 4^{ème}), ce qui produit une évolution moins rapide des plastifications, n'atteignant pas le 7^{ème} niveau du portique,

- Le déplacement correspondant au point de performance pour le portique à 9 étages est plus important, engendrant ainsi un gain en ductilité et donc une meilleure dissipation d'énergie du modèle,
 - La vulnérabilité sismique est atténuée, par déplacement du point de performance vers le domaine Vert2.
- L'analyse de la variation de la résistance à la compression du béton :
- Aucune distinction n'est constatée quant à la formation de la première rotule plastique (4^{ème} niveau) ;
 - Aucun changement visuel de dégradations par plastifications des éléments n'apparaît, malgré une augmentation allant jusqu'à 15Mpa. Cependant, les moments résistant ultimes des rotules évoluent progressivement par accroissement de leurs valeurs numériques,
 - L'état du portique R+8 reste dans le domaine de dommage Orange 3 (dommages structuraux modérés et non structuraux importants).

En s'appuyant sur ces multiples résultats, il est intéressant d'approfondir l'étude du comportement de cette typologie de constructions, en ciblant ces plastifications aux droits des éléments poutres. Pour ce faire, une étude approfondie sur les sections de poutres plastifiées, élément intervenant dans la vulnérabilité sismique des portiques est entreprise dans le prochain chapitre.

Chapitre IV

Approche déterministe par évaluation de l'endommagement des portiques auto-stables avec modélisation des lois de comportement des rotules plastiques

Sommaire du chapitre IV

IV.1	Introduction	78
IV.2	Modèles étudiés	78
IV.2.1	Introduction	78
IV.2.2	Présentation des modèles	79
IV.3	Etude de la section de poutre	81
IV.3.1	Description	81
IV.3.2	Ferraillage des modèles	82
IV.4	Point sur la variable «Enrobage »	82
IV.5	Modélisation non linéaire	83
IV.5.1	Choix de la méthode statique non linéaire	83
IV.5.2	Choix du chargement latéral	83
IV.5.3	Choix du spectre de la demande sismique	84
IV.5.4	Rotules plastiques des éléments poutres et poteaux	84
IV.6	Effet de la variation de l'enrobage sur le comportement structural des modèles	85
IV.7	Plastification des éléments poutres	86
IV.7.1	Modélisation des rotules plastiques	86
IV.7.2	Validation des lois de comportement des rotules plastiques	88
IV.7.3	Valeurs des moments résistant introduit dans Etabs	91
IV.8	Comportement structurale des modèles avec modélisation des lois de comportement des rotules plastiques	92
IV.8.1	Début d'endommagement des modèles	92
IV.8.2	Moments résistant des premières plastifications apparues	94
IV.8.3	Capacités structurales selon modélisation des rotules plastiques	94
IV.8.4	Points de performances	96
IV.8.5	Déplacements aux points de performances	96
IV.8.6	Etat d'endommagement des modèles aux points de performance	97
IV.9	Conclusion	100

IV.1 Introduction

Pouvoir définir la fiabilité d'un quelconque composant ou élément repose sur la distinction entre deux états 'sécurité' et 'défaillance'. Ces domaines sont quantifiés à l'aide d'une fonction d'état limite.

Afin d'estimer la fiabilité des structures auto-stables en béton armé, deux composantes principales de cette fonction d'état limite sont à définir ; une composante Résistance et une composante Sollicitation.

A ce stade du travail, l'étude globale de ces constructions est effectuée selon leurs capacités structurales, leurs performances, la plastification des sections de poutres, ainsi que le degré de vulnérabilité selon la classification [EMS-98 \(2001\)](#). Cependant, une introspection supplémentaire est nécessaire dans les zones dangereuses de ces portiques, les rotules plastiques.

Dans ce quatrième chapitre, l'étude se focalise sur un choix parmi les structures précédemment étudiées. Dans cette partie, l'approche déterministe pour l'évaluation de l'endommagement est utilisée, tout en apportant un intérêt particulier aux rotules plastiques par modélisation de leurs lois de comportement. Ces sections de plastification sont les premières zones défailtantes des structures étudiées.

Pour ce faire, trois portiques sont choisis où les lois de comportements des rotules plastiques dans les sections de poutres sont calculées analytiquement et insérées dans le logiciel de modélisation [ETABS® V18](#). De plus, la variable enrobage des armatures des poutres est mis en avant quant à l'incidence de sa variabilité sur l'endommagement des modèles retenus.

Au terme de ce chapitre, la composante Sollicitation de la fonction d'état limite susmentionnée est dressée, afin d'entamer l'étude fiabiliste, en cinquième partie de ce travail de recherche.

IV.2 Modèles étudiés

IV.2.1 Introduction

Le comportement d'une série de portiques a été mis en avant, selon différents aspects : Vulnérabilité, selon l'échelle de dommages [EMS-98 \(2001\)](#) et l'endommagement par plastification, selon les niveaux de déformation établis par le guide [FEMA 273 \(1997\)](#).

Une sélection de structures est effectuée dans le but d'approfondir les études de comportement de cette typologie 'portique auto-stable'. Pour ce faire, notre choix s'est porté sur trois modèles de structures comme présenté dans ce qui suit.

IV.2.2 Présentation des modèles

Le choix de ces modèles est basé sur les critères :

- Une précédente étude effectuée par [Nekmouche et al. \(2018\)](#) portant sur les structures en portiques auto-stables a mis en évidence la chronologie d'apparition de dommages par plastification, créant un intérêt à continuer l'analyse du phénomène de plastification.
- Commencer par un portique à 3 niveaux, en considérant les prescriptions recommandées par le RPA 99/ version2003 en zone de forte sismicité.
- En paragraphe A.6 du chapitre III, il est révélé un changement minime de comportement structural, lorsque l'on passe d'un portique à i étage à un portique à i+1 étage, un pas de i+3 étages est considéré.
- Une étude sur une série de trois portiques de même hauteur que ceux modélisés dans ce travail a été menée par [Louzai et al., 2015](#) faisant état d'avant-propos à notre étude.
- Un aperçu du comportement des portiques en BA selon trois catégories (faible, moyenne et grande hauteur) établi par [RISK-UE \(2003\)](#) est résumé sur le tableau IV.1.

Tableau IV.1: Classification des bâtiments selon leurs nombres de niveaux

Catégories de bâtiments	Nombres de niveaux		
	Structures en maçonnerie et en bois	Structures en béton armé et acier	Choix des modèles étudiés
<i>Low-rise</i>	1-2	1-3	3
<i>Mid-rise</i>	3-5	4-7	6
<i>High-rise</i>	6+	8+	9

Les trois portiques de références à 3, 6 et 9 niveaux sont présentés sur la figure IV.1. Ces modèles désignés par **A**, **B** et **C** pour la suite du travail sont issus des structures présentés, dimensionnés et ferrailés dans le chapitre III.

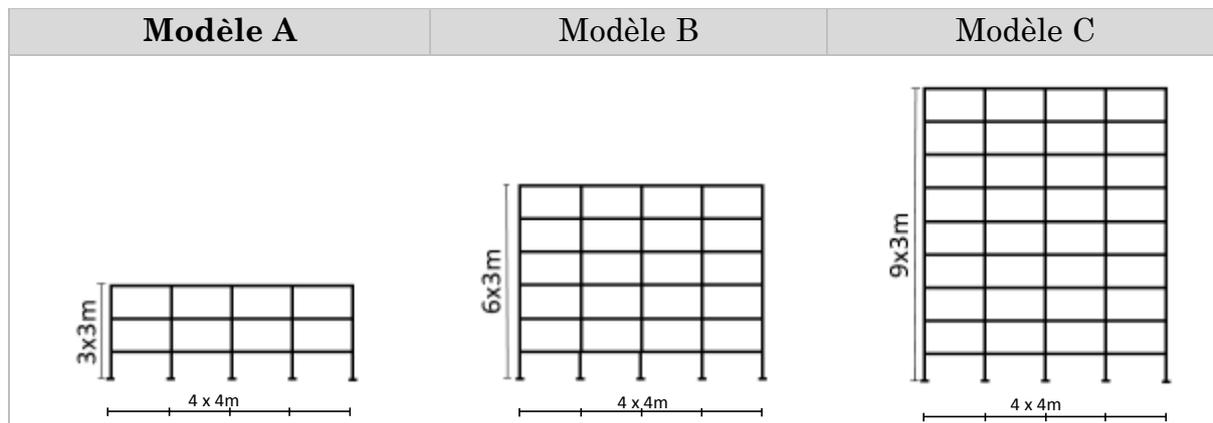


Figure IV. 1 : Présentation des portiques à 3, 6 et 9 étages [Bouزيد et al. 2020]

Le dimensionnement ainsi que le ferrailage des sections de poteaux sont résumés dans le tableau IV.2. Comme décrit dans le chapitre III, ce dimensionnement s'est basé sur le concept « Poteaux fort- Poutres faible » dicté par le RPA99/ version2003.

Tableau IV.2 : Dimensions et ferrailages des poteaux des modèles étudiés

Modèle A					
Niveaux	1	2 & 3			
Section des poteaux [cm ²]	35 x 35	30 x 30			
ferrailage	3HA14	3HA12			
Modèle B					
Niveaux	1 & 2	3 & 4	5 & 6		
Section des poteaux [cm ²]	40 x 40	35 x 35	30 x 30		
ferrailage	3HA16	3HA14	3HA12		
Modèle C					
Niveaux	1	2 & 3	4 & 5	6 & 7	8 & 9
Section des poteaux [cm ²]	50 x 50	45 x 45	40 x 40	35 x 35	30 x 30
ferrailage	3HA20	3HA20	3HA16	3HA14	3HA12

IV.3 Etude de la section de poutre

IV.3.1 Description

Le processus d'endommagement des structures en portiques auto-stables débute par plastifications des zones dangereuses des poteaux et poutres, donnant lieu à une instabilité globale des structures. Pour ce faire, l'étude du comportement commence par le noyau du processus d'instabilité, qui est la section transversale des poutres, zone de plastification et d'apparition de rotules plastiques.

En effet, selon les résultats du travail effectué en chapitre précédent, le dimensionnement effectué selon le principe, poteaux fort – poutres faibles donne lieu à des plastifications apparaissent dans les poutres avant les poteaux. Ainsi, jusqu'au déplacement correspondant au point de performance (établie par la procédure B de l'ATC-40(1996), aucune rotule n'est apparue dans les poteaux.

La section des poutres des trois modèles se conforme au minimum exigé par le Règlement Parasismiques Algérien99 modifié 2003. Le schéma descriptif de la section transversale d'étude est donné sur la figure IV.2.

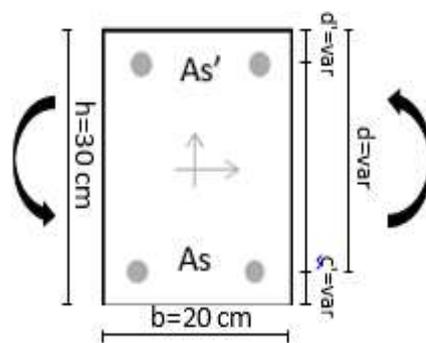


Figure IV. 2 : Détail de la section transversale de poutre des modèles

Avec :

d' : enrobage de béton des aciers de compression dans les poutres.

d : hauteur utile de la section transversale de poutre.

c : enrobage de béton dans les poutres correspondant aux aciers de traction.

b : largeur de la poutre.

h : hauteur de la poutre

As et As' : armatures longitudinales dans les poutres de traction et de compression respectivement.

IV.3.2 Ferrailage des modèles

Selon les prescriptions du RPA99/ version 2003 « ... les poutres supportant de faibles charges verticales et sollicitées par une résistance sismique latérale doivent avoir un renfort symétrique... ». Ainsi, le choix d'un ferrailage symétrique est entrepris, pour palier au problème pouvant être généré par la variabilité des fibres comprimées et tendues liée au sens du chargement sismique.

A cet effet, les sections d'acier calculées selon les normes de calcul du code [BAEL91/99 \(2000\)](#) sont données sur le tableau IV.3. La disposition des barres d'armatures s'effectue symétriquement par rapport à l'axe neutre de la section de poutre (figure IV.2).

Tableau IV.3 : Ferrailage des poutres calculé selon le règlement [BAEL91/99](#)

Modèle A	Modèle B	Modèle C
R+2 (3 niveaux)	R+5 (6 niveaux)	R+8 (9 niveaux)
5.34 cm²		

IV.4 Point sur la variable « Enrobage »

Avant d'entamer l'étude du comportement des sections transversales des poutres, un paramètre géométrique pouvant agir sur le comportement des modèles est considéré. En effet, l'impact de la variation de l'enrobage des armatures, noté « c » est étudiée. Ce dernier étudié par nombreux chercheurs, tels que [Tarighat et Behman \(2016\)](#), comme une variable influente sur la fiabilité des structures dans son rôle de protection contre la corrosion des armatures est étudié sous un autre aspect, qui est son effet sur la capacité structurale des portiques en béton armé. L'étude de cette variable est envisagée, du fait que :

- . Son intérêt est peu considéré lors de la réalisation (in-situ).
 - . La dimension 'enrobage' influe directement dans le calcul de la variable 'd' hauteur utile de la section transversale de poutre (équation IV.1), qui à son tour est un paramètre influençant fortement sur le moment résistant.
- L'équation décrivant la relation linéaire entre la hauteur utile d'une section transversale de poutre et son enrobage est,

$$d = h - c = h - d' \quad (IV.1)$$

Les règles **BAEL91 révisées 99 (2000)** préconisent des valeurs d'enrobage allant de 1 à 5 cm, avec une valeur minimale supérieure aux diamètres des barres d'armatures. La variable 'enrobage' est analysée dans cette étude avec un pas de variation de 0.5cm.

$$c = d' = [2, 2.5, 3, 3.5, 4, 4.5, 5] \quad (IV.2)$$

A ce stade du travail, les trois modèles A, B et C décrit précédemment se multiplient par l'effet de la variation de l'enrobage 'c' susmentionné. Le tableau IV.4 montre les 21 modèles obtenus, avec variation pour chaque modèle, des sept valeurs d'enrobage.

Tableau IV.4 Nomenclature des 21 modèles étudiés

C [cm]	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
C (modélisation)	3.4	3.9	4.4	4.9	5.4	5.9	6.4
Modèles	A1, B1, C1	A2, B2, C2	A3, B3, C3	A4, B4, C4	A5, B5, C5	A6, B6, C6	A7, B7, C7

IV.5 Modélisation non linéaire

IV.5.1 Choix de la méthode statique non linéaire

Le comportement sismique des portiques est modélisé suivant la méthode statique non linéaire « Pushover ». Celle-ci est citée dans la littérature comme une méthode efficace et simple donnant une estimation correcte de la capacité d'une structure [ATC-40(1996), EC90 (2002), Louzai & Abed (2015), Chopra & Goel (2002), Kadid & Boumerkik (2008), Monavari & Massumi 2012, Dinar et al. 2014, Ait L'Hadj et al. 2017]. Ces avantages sont brièvement citées dans le chapitre II, paragraphe A.5.2.

Aussi, la méthode Pushover est intégrée dans plusieurs codes de calcul: Eurocode-8(2004), ATC-40(1996) et FEMA-356 (2000).

Toutefois, il est important de noter aussi que sa simplicité n'enlève rien à sa robustesse. Dans ce contexte, El-Nabouch et al., 2019 mentionnent que « ...the pushover analysis is a good compromise between the robustness and the simplicity ...».

IV.5.2 Choix du chargement latéral

Le principe de la méthode statique non linéaire consiste à appliquer sur une structure, un chargement latéral monotone jusqu'à rupture.

Les forces sismiques horizontales sont modélisées selon une distribution croissante progressive de schéma triangulaire inverse. Ce mode de distribution des charges est dit, avantageux par de nombreux auteurs [Mwafy et Elnashai 2001, Monavari & Massumi 2012, Louzai & Abed 2015].

En effet, selon les travaux de Mwafy and Elnashai, cette distribution de charge “triangulaire inversé” offre une meilleure estimation et prédiction de la réponse des structures. Leurs études portant sur une comparaison de comportement de structures élancées, entre trois schémas de distributions (triangulaire, uniforme et multi-modale) sous une analyse pushover comparée à une analyse dynamique non-linéaire sous accélérogramme, ont démontré l'efficacité de ce type de chargement donnant des résultats approchant le plus la réalité.

IV.5.3 Choix du spectre de la demande sismique

Cette étape est initialement présentée en chapitre III, où la méthodologie du calcul du point de performance est discutée. Le spectre du RPA99 version 2003 est utilisé comme courbe de demande sismique. Ce spectre réduit fait intersection avec les différentes courbes de capacité de chaque modèle.

Dans ce travail de thèse, deux paramètres caractéristique à ce spectre sont pris comme constant tout au long de l'étude, à savoir:

- . La zone sismique: III, forte sismicité: afin d'étudier le comportement des structures dans le cas le plus défavorable.
- . Le site d'implantation: S3, meuble; étant le type de sol le plus répondu sur le nord du pays [Bouزيد, 2010].

IV.5.4 Rotules plastiques des éléments poutres et poteaux

Dans un premier temps, afin de montrer l'effet de la variation de l'enrobage sur la capacité structurale des portiques, le recours au calcul des lois de comportement des rotules ne s'était pas imposé. Ainsi, une modélisation par défaut du logiciel ETABS® V18 est utilisée. Celui-ci intègre les propriétés des différents types de rotules plastiques extraites des règlements américains ATC-40(1996) et FEMA 273 (1997). Pour chaque type de rotule, son comportement non linéaire est défini par un modèle idéalisé représenté par une courbe force-déformation (figure IV.3)

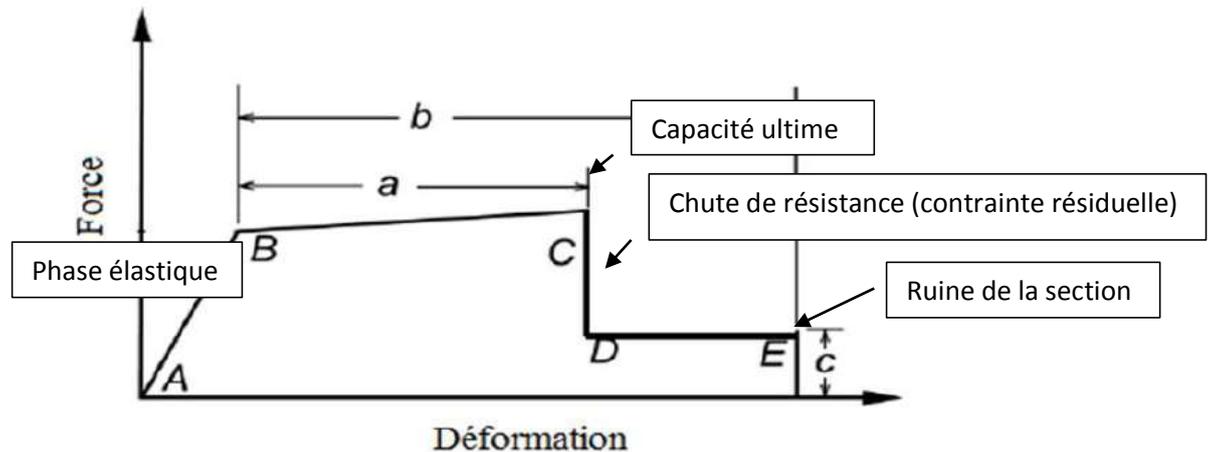
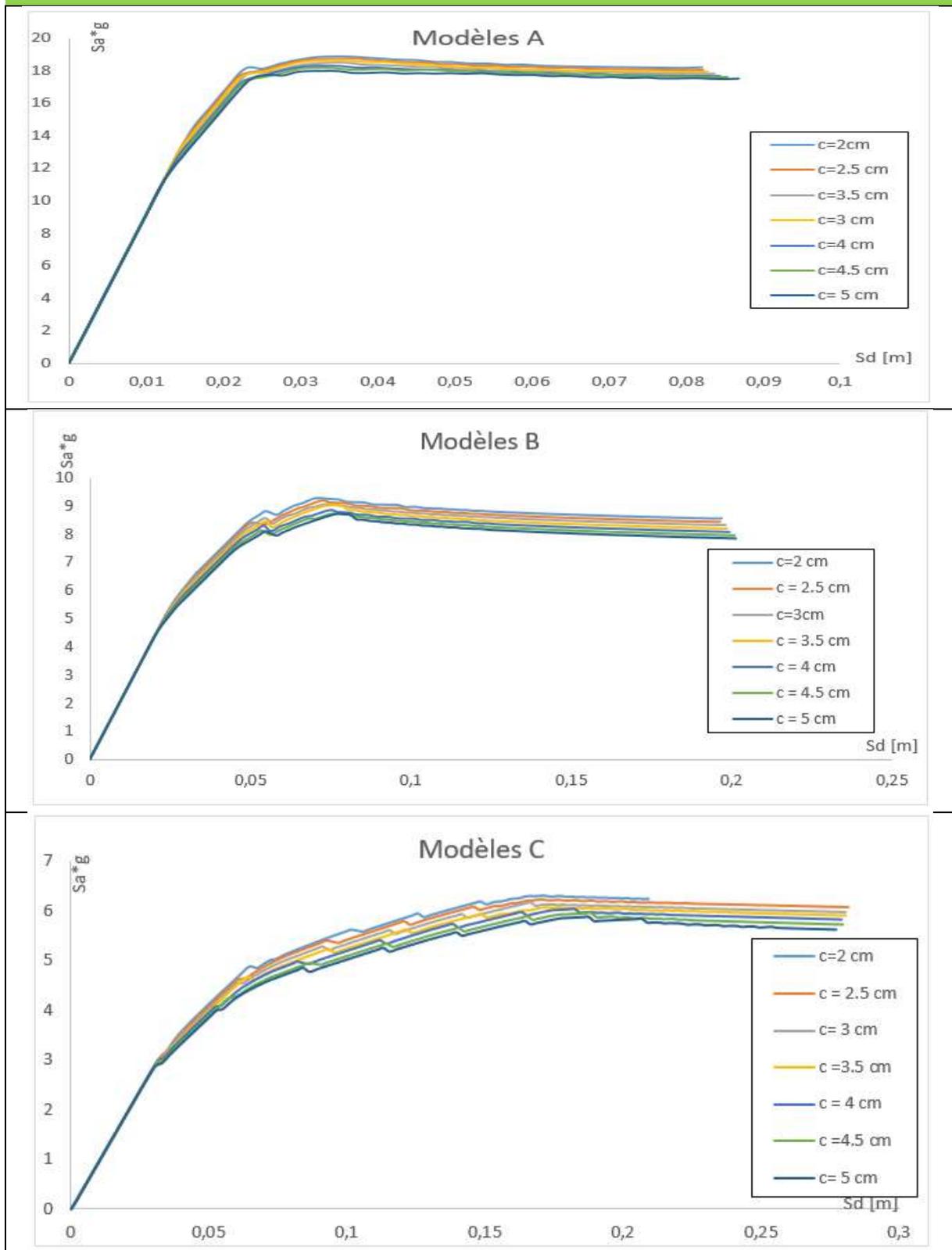


Figure IV.3 : Loi de comportement utilisée par le logiciel ETABS® [Louzai 2016]

La modélisation des rotules plastiques est effectuée via le logiciel **ETABS® V18**, par introduction de deux rotules dans chaque élément poutre et poteau. Ces rotules sont introduites aux extrémités des éléments des portiques selon le principe dicté par **Berry et al. (2008)** (Lumped plasticity model). Elles sont de type P-M (effort normal-moment) pour les poteaux et M (moment) pour les poutres.

IV.6 Effet de la variation d'enrobage des barres sur le comportement structural des modèles

Les capacités structurales des portiques sont données sous forme de courbes de capacité, montrées sur les figures IV.4 respectivement pour les modèles A, B et C. Pour chaque modèle le tracé de ces courbes selon la variation des valeurs d'enrobage est présenté. Une diminution de l'amplitude des courbes est remarquée pour les modèles A, b et C, inversement à l'augmentation de l'enrobage de béton "c". Ceci indique une diminution des capacités structurales en termes de résistances. En effet, pas de significative en déformation n'est perçue. Le segment élastique reste le même quelque soit la variation de 'c', ce qui correspond à la même pente, même rigidité initiale. Sur le segment post-élastique montre une variation en termes d'accélération spectrale, relative à l'augmentation de la hauteur utile et par conséquent du moment résistant des sections de poutres. Toutefois, il faut noter que l'effet de ce paramètre sur les trois modèles est observé suivant une même tendance.



Figures IV.4. Courbes de capacités des modèles A, B et C selon la variation d'enrobage des armatures des poutres.

IV.7 Plastification des éléments poutres

IV.7.1 Modélisation des rotules plastiques

La vulnérabilité des structures en BA étudiées est régie par l'endommagement par plastification de leurs éléments poutres. En effet, ces sections plastifiées (endommagées) sont considérées dans cette recherche comme éléments déclencheurs de l'instabilité des portiques.

Dans le but d'avoir une continuité avec une étude fiabiliste exposé en chapitre V, les lois de comportement des rotules plastiques sont calculées selon des formules analytiques calibrées, puis introduite dans les modélisations plutôt qu'elles soient prises par défaut dans le programme du logiciel **ETABS® V18**, comme cela a été fait précédemment.

Ces lois de comportement calculées pour les rotules plastiques sont représentées par les moments élastiques et ultimes des sections transversales en béton armé M_y et M_u respectivement. Ces moments sont présentés sur le diagramme moment – rotation associé à la plastification par flexion dans les poutres **FEMA 273 (1997)**, de la figure IV.5.

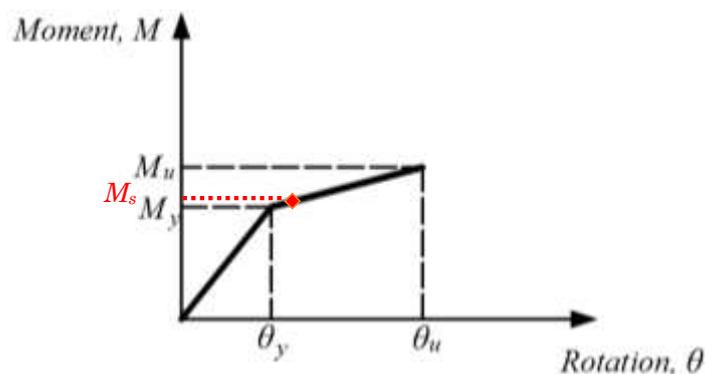


Figure IV. 5 : Diagramme moment-rotation [PEER/ATC72-1 (2010)]

Où: θ_y et θ_u sont respectivement la rotation élastique et ultime de la section transversale de la poutre. Ces deux valeurs sont prises par défaut dans le logiciel **ETABS®V18**.

Le moment plastique introduit dans le logiciel **ETABS® V18** de modélisation est donné par **FEMA 273 (1997)**, comme suit :

$$M_y = 0.5f_c b k d \left(\frac{k d}{3} - d' \right) + f_y b d (d - d') \rho \quad (\text{IV.3})$$

$$k = \sqrt{2\eta \left(\rho + \rho' \frac{d'}{d} \right) + \eta^2 (\rho + \rho')^2 - \eta (\rho + \rho')} \quad (\text{IV.4})$$

$$\eta = \frac{E_s}{E_c} \quad (\text{IV.5})$$

$$E_c = 11000 \sqrt[3]{f_c} \quad (\text{IV.6})$$

$$\rho = \frac{A_s}{bd} \quad \text{et} \quad \rho' = \frac{A_s'}{bd}$$

Selon [Zou & Chan \(2005\)](#) le moment ultime équivaut à 1.1 du moment de début de plastification.

N.B: IL est à noter que le logiciel [ETABS®](#) prend en compte cette approximation par défaut.

$$M_u = 1.1 M_y \quad (\text{IV.7})$$

Avec:

M_y : Moment élastique de la section transversale de poutre en [KN.m],

M_u : Moment ultime de la section transversale de poutre en [KN.m],

M_S : Moment sollicitant défini au déplacement correspondant au PP,

k : Facteur de localisation de l'axe neutre,

η : Coefficient d'équivalence acier/béton.

E_s : Module de Young de l'acier,

E_c : Module de Young du béton,

b : hauteur de la section de poutre,

d : distance de la fibre la plus comprimée aux aciers inférieurs "hauteur utile" ,

d' : distance de la fibre la plus comprimé aux aciers supérieurs,

b : largeur de la section de poutre,

A_s : section d'acier de traction,

A_s' : section d'acier de compression,

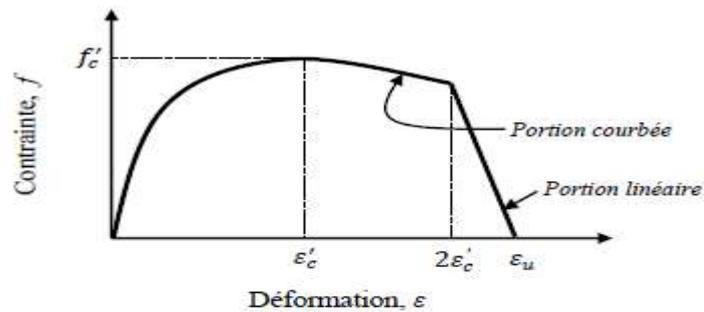
f_c : résistance caractéristique à la compression du béton à 28 jours d'âge,

f_y : limite élastique des aciers.

IV.7.2 Validation des lois de comportement des rotules plastiques

Les relations IV.3 et IV.7 sont validées via le module *Section Designer* du logiciel [ETABS® V18](#) (SD-ETABS). Ce dernier est basé sur un calcul itératif avec une approche avancée. L'approche consiste en la subdivision de la section de béton

de la rotule plastique en deux parties, la première représente le béton confiné situé à l'intérieur des armatures transversales, et la seconde représente le béton non confiné. Les lois de comportement des matériaux sont uni-axiales de type contrainte déformation. Le modèle de [Mander and Priestley \(1988\)](#) (figure IV. 6) est adopté pour la modélisation du matériau béton et le modèle élasto-plastique pour reproduire le comportement des armatures [Priestley et Park \(1987\)](#) (figure IV.7) est utilisé pour reproduire le comportement des aciers.



La portion courbée du diagramme :

- $\varepsilon_c \leq 2\varepsilon'_c$
- f : Contrainte à la compression du béton.
 - ε_c : Déformation de compression du béton.
 - f'_c : Résistance à la compression du béton.
 - ε'_c : Déformation de compression du béton correspondant à f'_c .

La portion linéaire du diagramme :

ε_u : Capacité de déformation ultime de compression du béton.

Les variables x et r sont données par les équations suivantes :

$2\varepsilon'_c < \varepsilon_c \leq \varepsilon_u$

$$x = \frac{\varepsilon_c}{\varepsilon'_c}$$

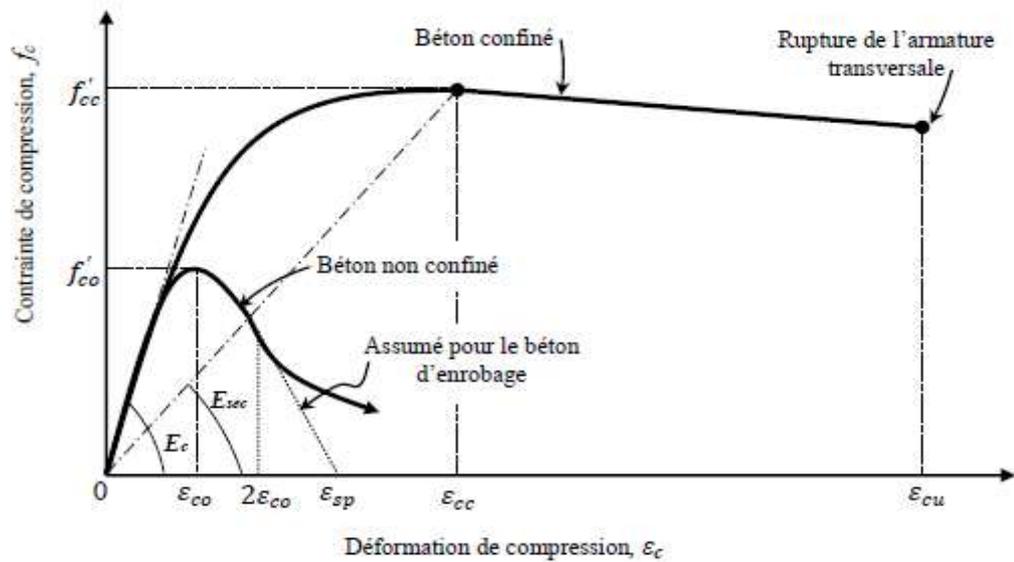
$$r = \frac{E_c}{E_c - \frac{f'_c}{\varepsilon'_c}}$$

Où E_c : Module d'élasticité du béton initial.

$$f = \frac{f'_c x r}{r-1+x^2}$$

$$f = \left(\frac{2 f'_c r}{r-1+2^r} \right) \left(\frac{\varepsilon_u - \varepsilon_c}{\varepsilon_u - 2\varepsilon'_c} \right)$$

Béton non confiné ([Mander & Priestley 1988](#))



f'_{cc} : Résistance à la compression du béton confiné.

$$x = \frac{\epsilon_c}{\epsilon_{cc}}$$

ϵ_c : Déformation de compression longitudinale du béton.

$$\epsilon_{cc} = \epsilon_{co} \left[1 + 5 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{co}} - 1 \right) \right]$$

f'_{co} : Résistance du béton non confiné.

ϵ_{co} : Déformation du béton non confiné.

$$r = \frac{E_c}{E_c - E_{sec}}$$

$$E_{sec} = \frac{f'_{cc}}{\epsilon_{cc}}$$

$$f_c = \frac{f'_{cc} x r}{r - 1 + x^2}$$

Béton confiné et non confiné (Mander & Priestley 1988)

Figure IV.6. Réponses contraintes-déformations du modèle de Mander intégré dans ETABS-SD (Mander & Priestley 1988)

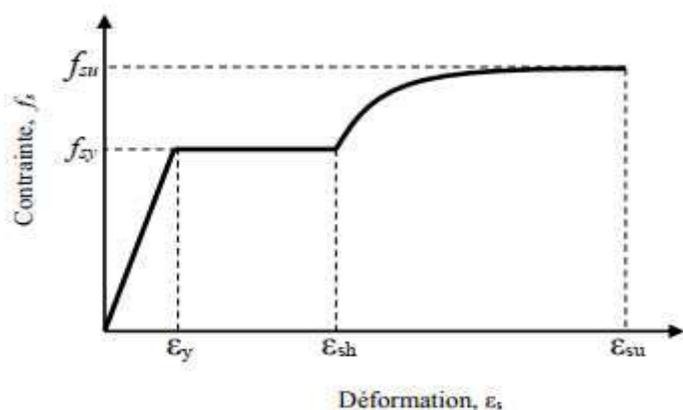


Figure IV.7. Diagramme contrainte-déformation de l'acier pour le modèle de Park intégré dans ETABS-SD (Park & Paulay 1975)

Les résultats de cette validation sont donnés sur le tableau IV.5 ainsi que sur la figure IV.8.

Tableau IV.5 : Erreurs obtenus entre SD-Etabs et Formule analytique

Poutres (0.2 × 0.3) [m ²]		M _u (rupture) [KN.m]		Ecart [KN.m]
d [m]	C [m]	S-D Etabs	Formule	
0.283	0.01	31.6626	30.4655	1.1971
0.278	0.015	30.9432	29.8374	1.1058
0.273	0.02	30.3496	29.2097	1.1399
0.268	0.025	29.7101	28.5824	1.1277
0.263	0.03	29.0945	27.9556	1.1389
0.258	0.035	28.4789	27.3293	1.1496
0.253	0.04	27.8633	26.7035	1.1598
0.248	0.045	27.1496	26.0782	1.0714
0.243	0.05	26.534	25.4534	1.0806

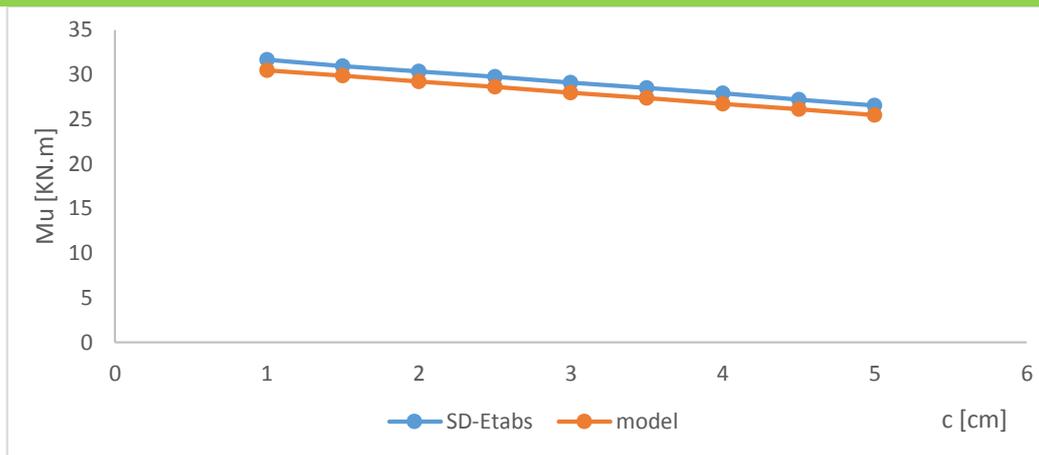


Figure IV.8 Validation des lois de comportement, via SD-ETABS

Les valeurs des moments ultimes calculés par les formules décrites précédemment (relations IV.3 - IV.7) sont très proches de celles données par les simulations, avec une erreur maximale de l'ordre de 1.2 KN.m, pour différentes sections de poutres. Cela permet de dire que la formule utilisée estime correctement le moment résistant ultime dans les sections de poutres, représentant le moment de rupture des rotules plastiques.

IV.7.3 Valeurs des moments résistant introduit dans Etabs®

Les valeurs des moments résistants obtenues par le calcul des lois de comportement des rotules plastiques (équation IV.3) décrites et validées précédemment sont présentées sur le tableau IV.6, afin de les introduire dans le logiciel **ETABS® V18** pour la modélisation non linéaire des modèles.

Tableau IV.6 : Moments résistants obtenus des lois de comportement des rotules plastiques de chaque modèle étudié.

Enrobages c [cm]	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
<i>Moments résistant élastique My [kN.m]</i>							
<i>Modèles</i>							
<i>A, B et C</i>	47.7544	44.7186	41.628	38.6470	35.6112	32.5755	29.5397

IV.8 Comportement structural des modèles avec modélisation des lois de comportement des rotules plastiques

L'étude du comportement des 21 modèles est ré-exécuté selon la modélisation statique non linéaire sous chargement gravitaire et triangulaire inversé, avec

comme particularité la modélisation des lois de comportement des rotules dans les poutres.

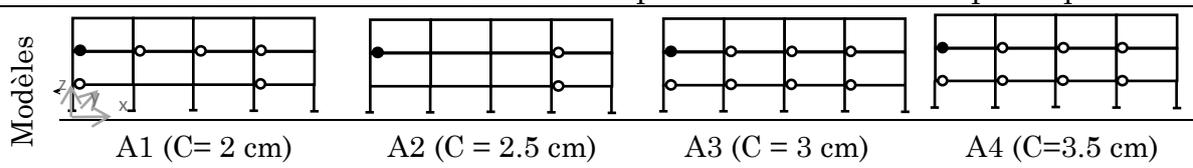
IV.8.1 Début d'endommagement des modèles

Après introduction des lois de comportement des rotules plastiques par l'intermédiaire des valeurs des moments résistant (tableau IV.6), à chaque extrémité des éléments poutres (selon le principe de plasticité concentrée §A.5.3, chapitre II), le tableau IV.7 présenté dans cette section, visualise le début de l'endommagement localisé des différentes variantes des modèles A, B et C.

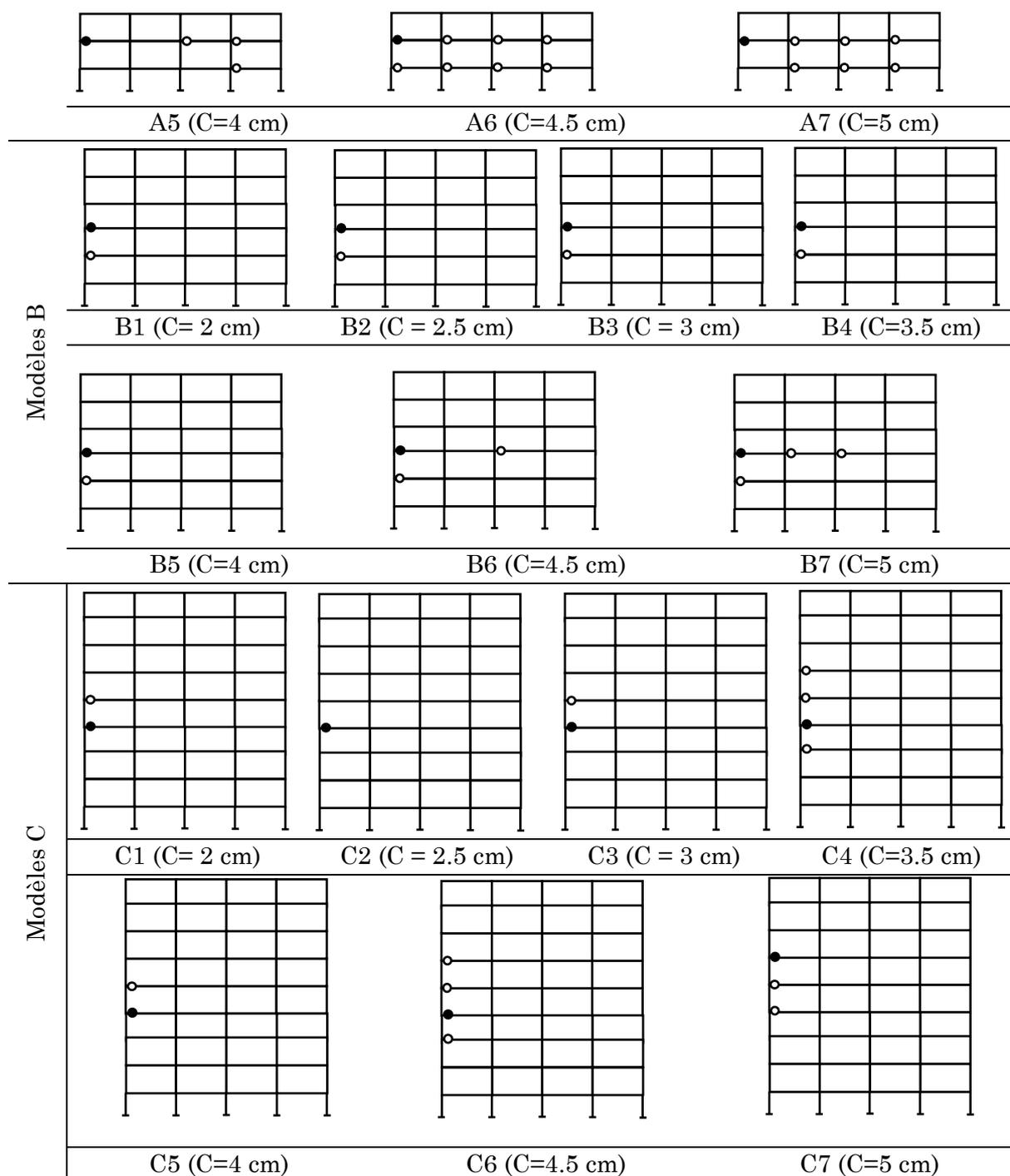
Ces endommagements liés à l'apparition des premières rotules plastiques donnent lieu aux observations suivantes :

- Les plastifications apparaissent en priorité dans les poutres, selon le principe poteaux fort-poutres faibles,
- Les premières rotules plastiques correspondant au début de plastification, (moment élastiques M_y atteint) apparaissent au droit des poutres de la première travée dans la totalité des modèles,
- Le début d'endommagement apparaît dans les poutres des étages intermédiaires des modèles, selon leurs hauteurs,
- Concernant l'effet de la variation d'enrobage, il n'est pas constaté d'influence particulière sur le début de plastification dans les modèles considérés. Une différence est toutefois constatée pour le modèle C7, où la première plastification apparaît à l'étage 6 pendant que sur les autres variantes du même portique, elle apparaît à l'étage 4.
- Cependant, dans le tableau IV.8, la tendance liée à la diminution du moment résistant correspondant à la première rotule plastique est observée dans chaque variante des modèles. Cette évolution est inversement proportionnelle à l'enrobage 'c' (diminution de la hauteur utile d).

Tableau IV.7 : Apparition des premiers endommagements⁶, après étude statique non-linéaire et modélisation des lois de comportement des rotules plastiques



⁶ Il peut arriver qu'il y est apparition de plusieurs rotules dans le même 'step du pushover', dans ce cas, le moment résistant maximum est pris comme indicateur de la première rotule apparue et par conséquent à étudier.



IV.8.2 Moments résistant correspondant à l'apparition des premières plastifications

Dans le tableau IV.8, les valeurs des moments résistants (début de plastification) des premières rotules apparues en fonction de la variation d'enrobage, des armatures des poutres sont données. Une diminution du moment résistant ultime en fonction de l'augmentation de l'enrobage 'c' est notée.

Tableau IV.8 Moments résistants correspondant aux premières plastifications

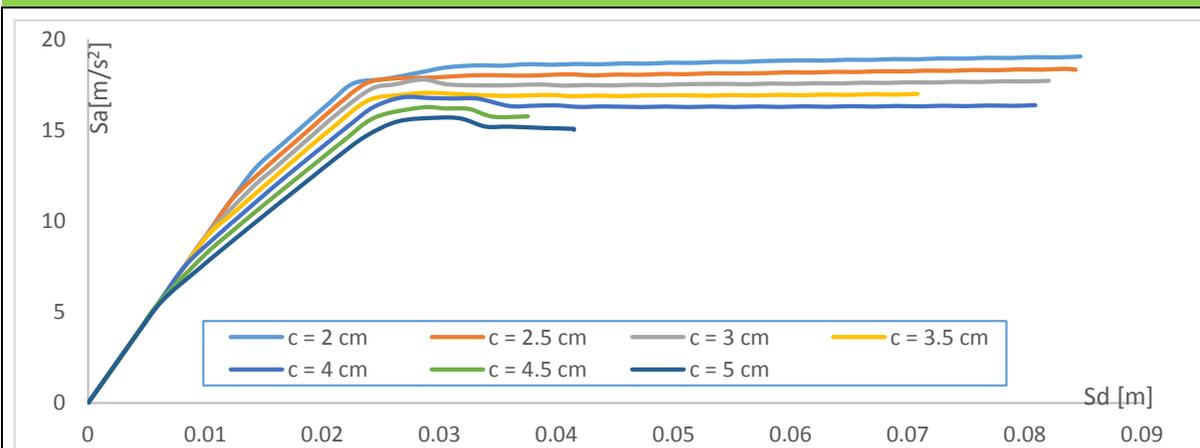
Enrobage c [cm]		2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
Hauteur utile d [cm]		27.3	26.8	26.3	25.8	25.3	24.8	24.3
<i>Modèles A</i>		A1	A2	A3	A4	A5	A6	A7
3 niveaux	M_r [KN.m]	47.7947	44.7778	41.9541	38.7323	35.6367	32.7817	29.5942
<i>Modèles B</i>		B1	B2	B3	B4	B5	B6	B7
6 niveaux	M_r [KN.m]	47.8168	44.7786	41.7402	38.7016	35.6628	32.6238	29.5843
<i>Modèles C</i>		C1	C2	C3	C4	C5	C6	C7
9 niveaux	M_r [KN.m]	47.8243	44.4592	41.7316	38.713	35.6391	32.6359	29.5504

IV.8.3 Capacités structurales

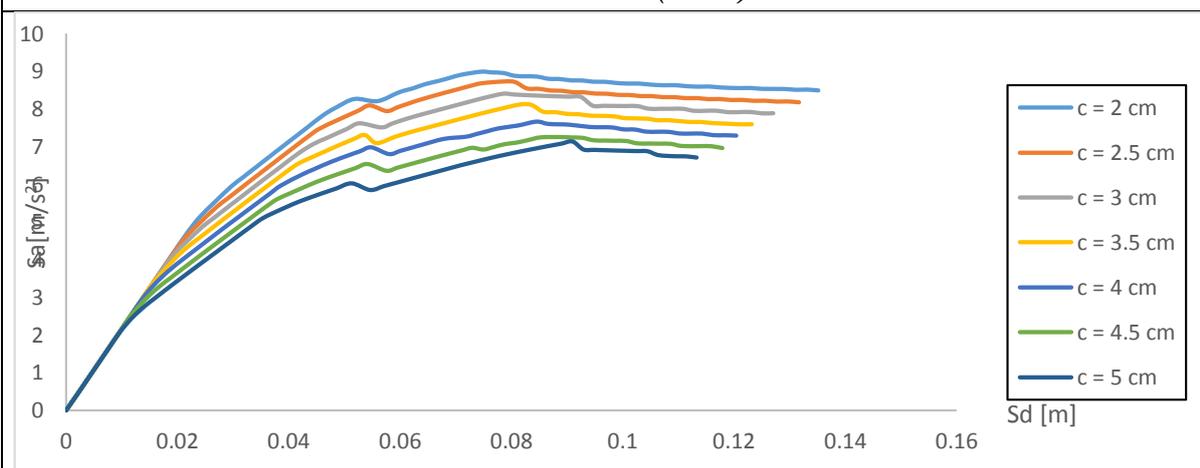
Après l'étude en poussée progressive, le comportement des modèles est obtenu sous forme de courbes de capacités. Le tableau IV.9 donne le tracé des capacités structurales des modèles étudiés selon leurs hauteurs (nombre de niveaux) et en fonction de la variation d'enrobage des armatures longitudinales dans les poutres. Il est constaté la même tendance en termes de déformations, que celle obtenue avant modélisation des rotules plastiques. Cependant, l'évolution des courbes en résistance selon l'augmentation de la hauteur utile des sections de poutres est bien plus visible que précédemment.

Tableau IV. 9 : Capacités structurales des vingt et un modèles, selon les lois de comportement des rotules plastiques modélisées.

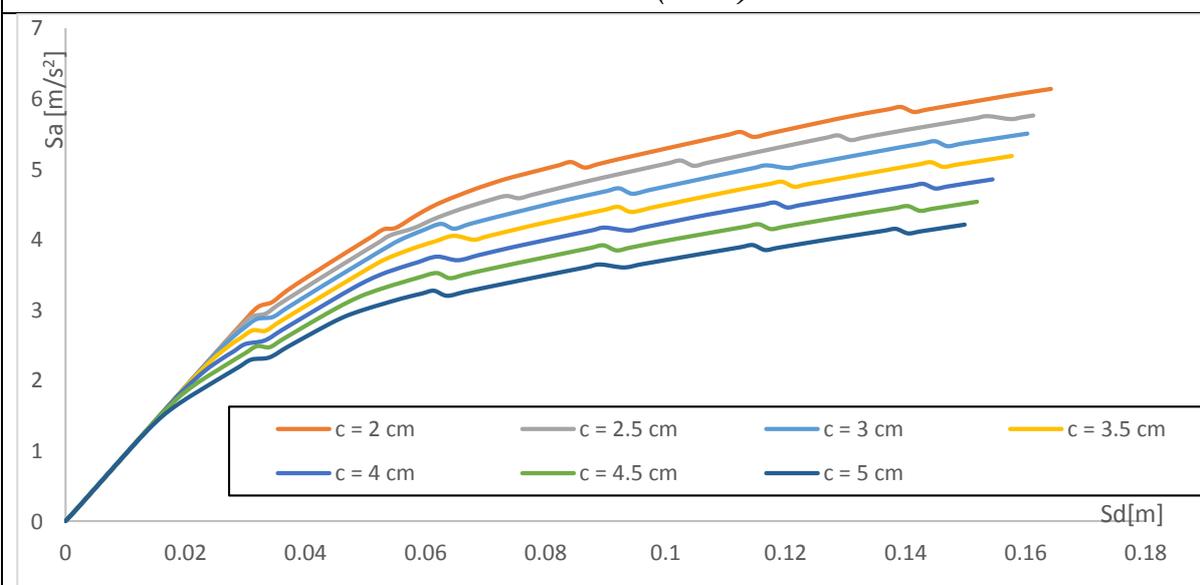
Modèles A (R+2)



Modèles B (R+5)



Modèles C (R+8)



L'accélération spectrale évolue très clairement lorsque l'enrobage diminue. Ce qui traduit une meilleure résistance de la structure relative à l'accélération spectrale que peut supporter le modèle.

IV.8.4 Point de performance

Le terme associé au point de fonctionnement d'une structure est explicité dans les chapitres II et III. Dans cette partie, une brève présentation de la procédure effectuée est énoncée. Ainsi, sur la figure IV.9, le point de performance dit « P_p » est attribué à l'intersection entre la courbe de capacité d'un modèle (dans cet exemple, le modèle C7) et la courbe de demande sismique réduite noté ' β_{effectif} '. Ce spectre réduit (inélastique) est obtenue par réduction du spectre élastique du RPA99/ version 2003 par le coefficient de comportement des modèles. Cette procédure de réduction ainsi que l'obtention du P_p sont établis selon la procédure B énoncée dans le guide [ATC-40\(1996\)](#).

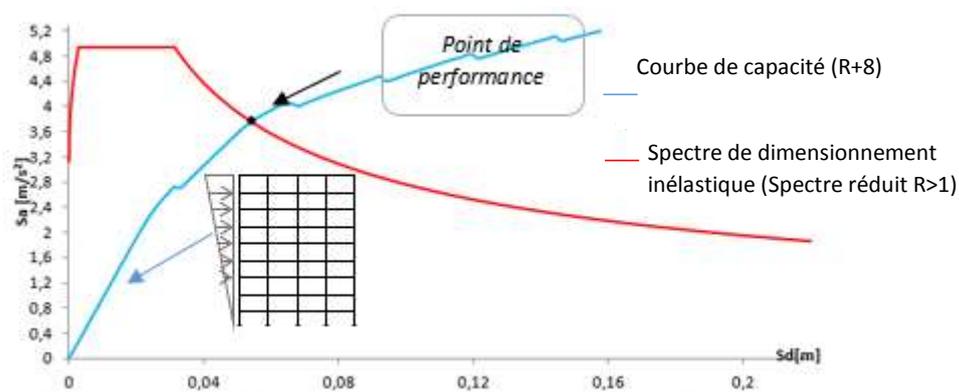


Figure IV.9 Schéma d'obtention du point de performance

IV.8.5 Déplacements correspondant aux points de performance

Le premier résultat de l'application de la procédure B de [ATC-40\(1996\)](#) est l'obtention des coordonnées des points de performance des différents modèles. Les tableaux IV.10 et IV.11 résument les résultats des coordonnées S_d (déplacement au point de performance) et S_a (accélérations spectrales aux points de performances) des modèles A, B et C, selon les variations d'enrobages des armatures de poutres.

Tableau IV. 10 Valeurs des déplacements S_d des points de performances

CHAPITRE IV : APPROCHE DÉTERMINISTE PAR ÉVALUATION DE L'ENDOMMAGEMENT DES PORTIQUES AUTO-STABLES AVEC MODÉLISATION DES LOIS DE COMPORTEMENT DES ROTULES PLASTIQUES

Enrobage c [cm]	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
Hauteur utile d [cm]	27.3	26.8	26.3	25.8	25.3	24.8	24.3
Modèles	<i>Déplacements aux points de performances</i>						
A	0.82	0.83	0.83	0.83	0.83	0.825	0.791
B	3.35	3.3	3.3	3.365	3.53	3.59	3.78
C	6.305	6.25	5.74	5.71	6.42	6.45	6.55

Tableau IV. 11 Accélérations spectrales aux points de performances

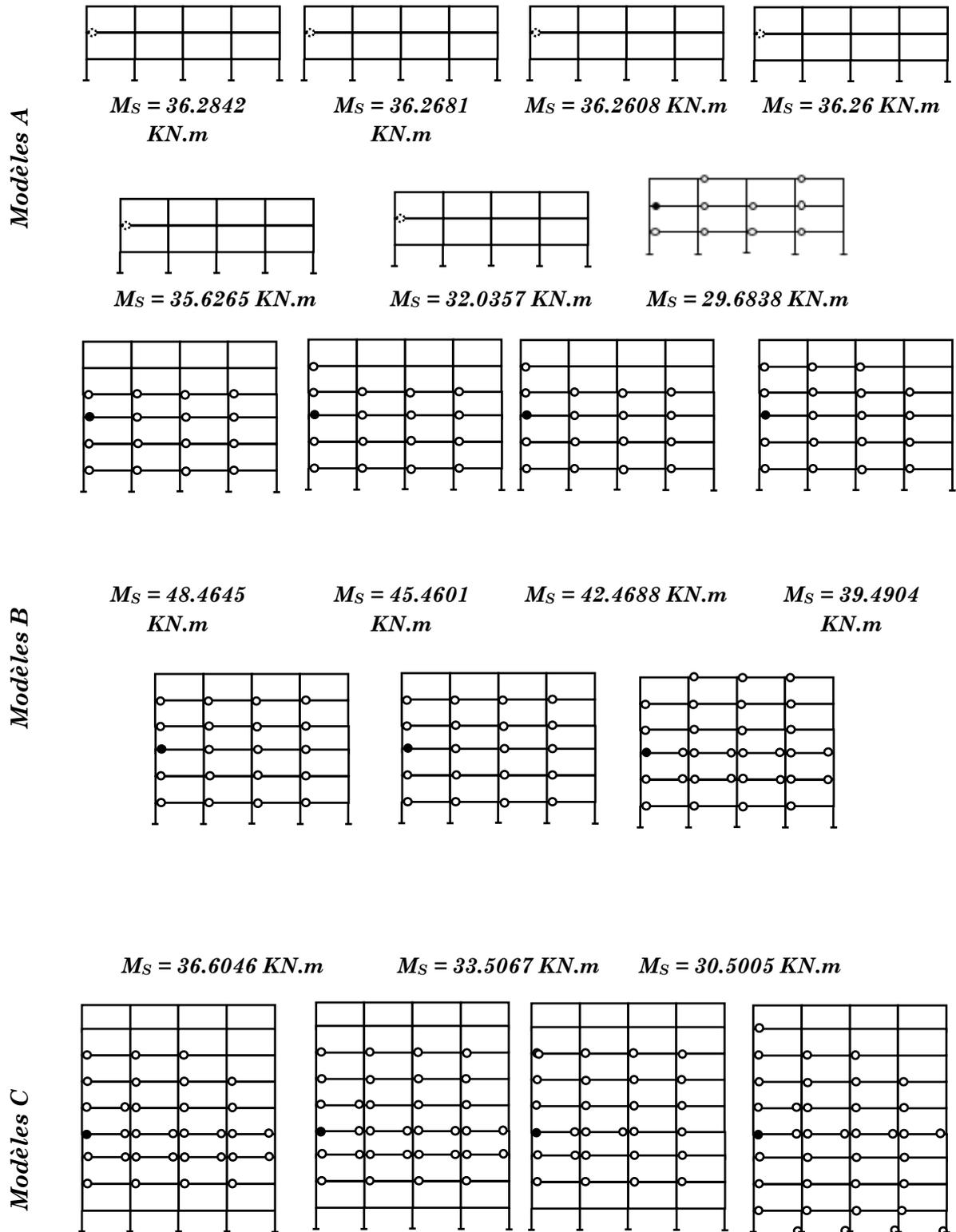
Enrobage c [cm]	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
Hauteur utile d [cm]	27.3	26.8	26.3	25.8	25.3	24.8	24.3
Modèles	<i>Accélérations spectrales aux points de performances</i>						
A	7.53	7.52	7.52	7.5	7.51	7	6.52
B	6.37	6.08	5.84	5.67	5.56	5.4	5.28
C	4.545	4.335	4.05	3.855	3.72	3.455	3.23

IV.8.6 Etat d'endommagement des modèles aux points de performance

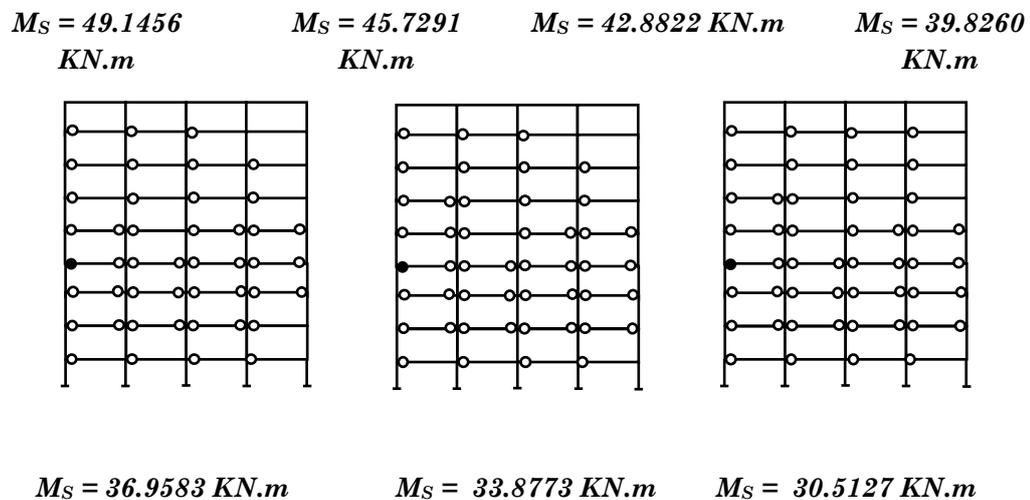
L'intérêt de positionner un modèle selon son déplacement correspondant à son *PP* est de visualiser son comportement sous une excitation sismique imposée. Le début de plastification est montré sur le tableau IV.12.

Pour chaque modèle, une attention particulière est donnée au moment résistant de la section de poutre la plus vulnérable. En effet, cette première plastification obtenue dans chaque modèle est considérée comme le premier endommagement localisé des portiques étudiés. Ainsi, au point de performance ces rotules plastiques sont identifiées par leurs moments résistant qui sont dès lors, notés **moments sollicitants "M_s"** (moment résistant au *PP* sous sollicitation imposée).

Tableau IV.12 Endommagement des portiques et moments sollicitants de la première plastification, aux points de performances⁷



⁷ • Première rotule plastique apparue, lieu d'extraction du moment sollicitant, bien qu'il n'y ait pas encore apparition de plastification à ce step, correspondant au point de performance.



L'évaluation d'endommagement des portiques auto-stables en béton armé, avec étude du comportement des sections de poutres plastifiées, selon les lois de comportement implémentés dans le logiciel **ETABS® V18** met en évidence les points suivants:

- Les plastifications apparues dans tous les modèles, aux points de performance, sont sur la plage B – IO (selon la classification **FEMA 273 (1997)**); les structures restent stables et habitables avec des réparations mineures et un déplacement relatif négligeable.
- Les moments sollicitants pour chaque modèle diminuent au fur et à mesure que l'enrobage des armatures dans les poutres augmente, (conséquence direct de la diminution de la hauteur utile, correspondant au bras de levier dans le calcul du moment résistant),
- La propagation des rotules plastique se fait de gauche à droite selon le lieu d'apparition de la première rotule,
- Les rotules plastiques se développent par sauts, allant de l'étage inférieur à l'étage supérieur par rapport à la première plastification, jusqu'à propagation dans certains cas (modèle B7) à tous les étages de la structures.
- Aucune plastification n'apparait dans les poteaux, à ce stade de l'étude en poussée progressive, selon le respect du principe définis par le RPA99/2003 poteau fort-poutre faible,

- Aucun endommagement par plastification n'est observé sur les modèles A1...A6. Ces derniers se situent dans le domaine élastique (pas de déformation plastique à ce stade de poussée progressive),

IV.9 Conclusion

Dans ce chapitre, deux principales études sont effectuées:

- Etude d'endommagement des structures selon la variable géométrique, 'enrobage des armatures':
 - L'impact de la variation d'enrobage 'c' sur la résistance et la capacité que peut supporter un système auto-stable sous sollicitation sismique est souligné.
- Etude d'endommagement des mêmes modèles, avec modélisation des lois de comportement des rotules plastiques par calcul selon des formules analytiques calibrées du guide [FEMA 273 \(1997\)](#) et introduites dans le logiciel [ETABS® V18](#):
 - Un élément est mis en relief. S'agissant jusqu'alors des moments résistants des sections de poutres, ils sont définis comme moments sollicitants. Ce vecteur des moments sollicitant des 21 modèles (portiques) étudiés servira pour la suite du travail, pour localiser l'état de sécurité ou de défaillance de ces mêmes structures par couplage entre cette étude mécanique et une nouvelle, fiabiliste effectuée ci-après.

Chapitre V

Approche fiabiliste par analyse semi-probabiliste des portiques

Sommaire du chapitre V

V.1	Introduction	102
V.2	Principales méthodes en fiabilité	102
V.3	Cheminement d'une analyse fiabiliste	103
V.3.1	Modèle décisionnel et mode de défaillance	103
V.3.2	Formulation de la surface d'état limite	104
V.3.3	Variables incertaines	104
	Analyse de type 1 « Résistance à la compression du béton f_c »	118
	Analyse de type 2 « Limite élastique des aciers f_y »	120
	Analyse de type 3 « Caractéristiques mécaniques f_c et f_y »	121
V.3.4	Méthode de calcul	110
V.3.5	Probabilité de défaillance	111
V.4	Simulations de Monté Carlo	111
V.4.1	Principe de la méthode	111
V.4.2	Etude de convergence	112
V.5	Résultats du calcul probabiliste	113
V.5.1	Evolution de la probabilité de défaillance selon les variables aléatoires	114
	Discussion et Interprétations	127
V.5.2	Apport du calcul de l'indice de fiabilité β sur l'étude fiabiliste	117
V.5.3	Influence de l'enrobage des armatures sur l'évolution de la probabilité de défaillance des modèles étudiés	119
V.6	Conclusions	126

V.1 Introduction

Les premiers résultats de ce travail de recherche se résument en, une estimation de l'endommagement de vingt et un portiques en BA, en considérant la plastification des sections de poutres. Ces constatations sont évaluées par le biais d'une étude en performance structurale, avec obtention de moments *sollicitants* des sections plastifiées, sous une excitation sismique. Cependant, approfondir et étayer ces premières conclusions sont les maîtres mots de ce présent chapitre. Pour ce faire, une étude fiabiliste est la procédure de référence pouvant satisfaire la complémentarité de l'étude déterministe préalablement réalisée.

Dans cette dernière partie, un couplage entre les résultats obtenus précédemment et un calcul probabiliste sur les mêmes sections de poutres plastifiées est effectué.

V.2 Principales méthodes en fiabilité

Avant d'entamer l'étude probabiliste proprement dite, il est intéressant de positionner le lecteur par rapport à l'ensemble des méthodes existante. Ainsi, tout comme pour l'évaluation de la vulnérabilité, il est constaté que des niveaux d'investigation se distinguent pour l'évaluation de la fiabilité selon l'importance du problème à analyser ([Wang.J.C 1993](#)).

- *Méthodes de niveau I* : études rapides de la fiabilité de structure simple. Utilisation des valeurs spécifiques des variables (résistance, charges...) ; chaque variable aléatoire est représentée par sa valeur moyenne,
- *Méthodes de niveau II* : consistent à caractériser les variables aléatoires par leurs valeurs moyennes et leurs variances,
- *Méthodes de niveau II avancée (Advanced Level II Method)* : lorsqu'une simplification s'impose, du fait de la difficulté d'établir la distribution jointe des variables, on se contente des distributions marginales, avec des coefficients de corrélation pour modéliser l'interdépendance des variables.
- *Méthodes de niveau III* : (évaluation de la fiabilité des plateformes offshore) nécessitent en plus de la connaissance de la loi de distribution de toutes les variables aléatoires ; elles permettent d'obtenir un indice de fiabilité et une probabilité de rupture comme une mesure de la sécurité,
- *Méthodes de niveau IV* : (centrale nucléaire) visent à donner un niveau de fiabilité intégrant les paramètres économiques : tels que, prenant en compte les coûts de la construction, de la maintenance, des répartitions, des conséquences d'une rupture...

V.3 Cheminement d'une analyse fiabiliste

Comme toute étude à accomplir, une méthodologie de travail doit s'y accompagner, selon un processus allant d'une problématique à poser, suivis d'un modèle schématisant ces questionnement, jusqu'aux résultats donnant lieu à une finalité, qui est l'interprétation des résultats et les questionnements qui en découlent. C'est dans cette optique que s'est construit ce présent chapitre avec comme grandes lignes le schéma présenté en figure V.1.

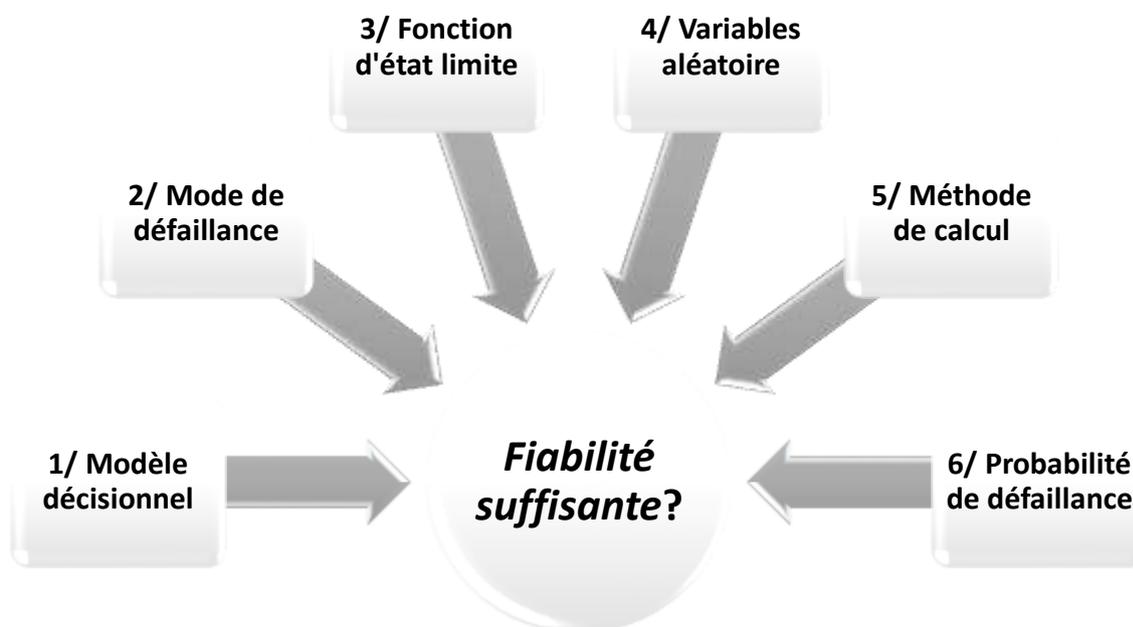


Figure V.1 : Processus d'utilisation d'une approche fiabiliste

V.3.1 Modèle décisionnel et mode de défaillance

L'objectif de cette étude fiabiliste est d'estimer l'influence de la variation aléatoires des variables mécaniques (f_c et f_y) sur le comportement des modèles précédemment étudiés. En effet, en chapitre III, la variation de f_c n'a pas impacter fortement la capacité structurales des portiques en BA, contrairement à la variabilité de f_y qui, pour sa part a abouti sur des résultats très satisfaisant sur la performance des modèles.

En fiabilité, le modèle décisionnel réside dans la quantification des domaines construits qualitativement. Ces deux domaines "Sécurité et Défaillance" sont en même temps le point de départ mais aussi la finalité et l'aboutissement du travail de l'évaluateur d'une analyse fiabiliste.

Lemaire *et al.* définissent un domaine jugé sécuritaire pour les structures de genie-civil, allant de 10^{-8} à 10^{-3} [Lemaire *et al.* 2009]. Ainsi, le modèle décisionnel

considéré dans cette étude est l'évaluation de la sécurité ou pas, des portiques présentés en chapitre IV par un mode de défaillance envisagée par plastification des sections de poutres, des portiques auto-stables en béton armé sous sollicitation sismique imposée.

V.3.2 Formulation de la surface d'état limite

Domaine de "sûreté" ou domaine de "défaillance". Se situer dans l'un ou l'autre conduit à une prise de décision, conditionnée par une limite pré-définie. Cette surface d'état limite noté $G(x)$ est une relation entre Résistance (que peut supporter un élément quelconque) et Sollicitation (imposée à ce même élément) (Lemaire, 2005).

$$G(\{X\}) = R(\{X\}) - S(\{X\}) \quad (V.1)$$

$R(\{X\})$ et $S(\{X\})$ sont respectivement les fonctions résistances et sollicitations.

Dans ce présent travail, ces deux fonctions sont définies selon la problématique en étude, endommagement des structures en portiques auto-stables. Ainsi, la fonction d'état est définie par:

$$G(X) = M_u(X) - M_s(X) \quad (V.2)$$

où :

$M_u(X)$: Vecteur des moments résistants ultimes (à la rupture) de sections de poutres (sections de rotules plastiques).

$M_s(X)$: Vecteur des moments sollicitant. Ces moments sont liés aux moments résistants des premières rotules plastiques, aux déplacements correspondants aux points de performance. Ils sont calculés dans le chapitre IV de cette thèse.

Cependant, avant d'entamer cette démarche fiabiliste, il faut comparer, en déterministe (sans variabilité aléatoire), la composante *Résistance* de la fonction d'état limite, à la composante *Sollicitation* de cette même fonction (figure V.2).

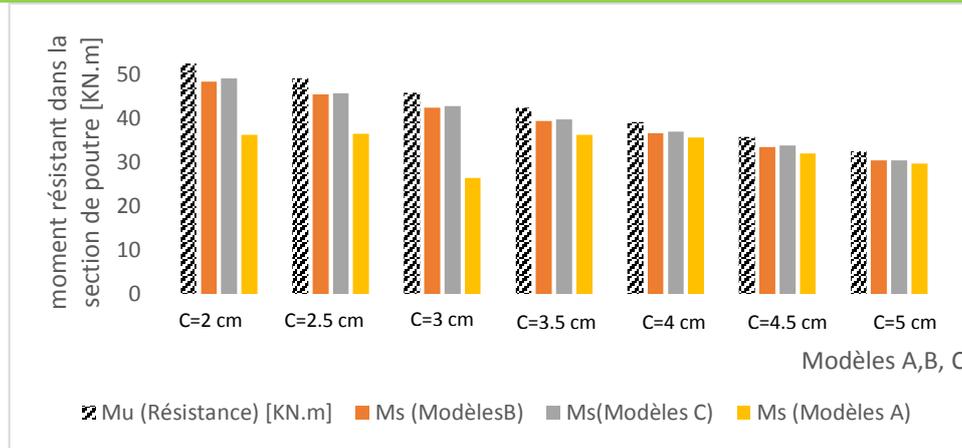


Figure V.2 : Ecart entre résistances et sollicitations des moments résistant obtenus sur les vingt et un modèles en déterministe.

V.3.3 Variables aléatoires

En fiabilité, chaque paramètre incertain peut être considéré comme aléatoire [JCSS (2001), Hess et al. (2002)]. Comme cité dans le chapitre bibliographique, plusieurs méthodes fiabilistes sont décrites dans la littérature et principalement dans le cadre de l'estimation de la probabilité de défaillance des structures sous séisme [Der Kiureghian et al. (1987), Casciati et al. 1997, Bazzurro et al. 1998, Schuller (2001), Pinto (2001), Asadi (2019)].

Cependant, deux approches sont distinguées; dans la première, l'excitation sismique est la variable considérée aléatoire [Arash (2018), Aliche et al. (2019), Wen & Kwei (1976), Colangelo et al. (1996); Atkinson & Boore (2006), Zenter et al. (2014), Bouzelha et al. (2017), Dorbani et al. (2018)]. Quand à la seconde approche, elle considère les caractéristiques même du bâti comme aléatoire [Maizia et al. (2017), Sahu et al. (2019), Hess et al. (2002), Olteanu et al. (2015), Dehmous & weleman (2011), Xu et al. (2017)]

Dans ce travail, la seconde approche est utilisée afin d'estimer les probabilités de défaillance des portiques modélisés précédemment.

Pour ce faire, dans la composante ($M_u(X)$) « résistance » de la fonction d'état limite susmentionnée, deux variables mécaniques seront de type aléatoire.

Ces deux variables mécaniques propres aux modèles sont: la limite élastique des aciers " f_y " ainsi que la résistance à la compression du béton " f_c ". Ceci s'inscrit comme suite aux idées développées dans le chapitre III. Ces deux variables sont préalablement étudiées statistiquement afin de les inclure dans le travail de fiabilité des modèles. A noter, que ces variables ont été choisies pour leur importances incontestables dans le comportement des deux matériaux constitutifs des portiques, à savoir: l'acier et le béton.

Ajouter à cela, cette démarche faisant suite au chapitre IV, la variable 'enrobage' est toujours d'actualité. Sa variation par un pas de 0.5 cm est maintenue afin d'avoir plusieurs états de fiabilité des modèles. Le récapitulatif des variables utilisées est listé dans le tableau V.1, sous forme de trois analyses indépendantes.

Tableau. V.1 : Variables utilisées dans l'étude probabiliste.

Analyses	Variables		Enrobage [cm]
	Aléatoires	Déterministe	
1 ^{er} type: <i>Béton</i>	f_c	$f_y, c, c', b, h, A_s, A_s'$	$c = [2, \dots, 5] \text{ [cm]}$
2 nd type : <i>Armature</i>	f_y	$f_c, c, c', b, h, A_s, A_s'$	
3 ^{ème} type : <i>Caractéristiques mécaniques</i>	f_c et f_y	c, c', b, h, A_s, A_s'	

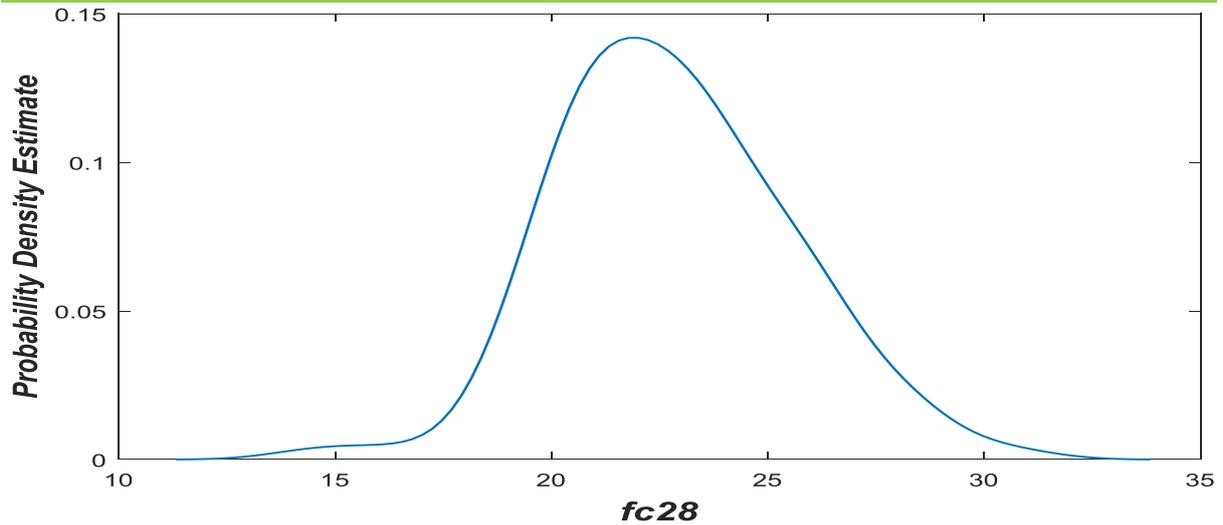
➤ Analyse de type 1: Résistance à la compression du béton f_c

Plusieurs auteurs ont étudiés l'influence de la variabilité de la résistance à la compression du béton dans l'étude de la fiabilité structurale. Les travaux de Jaskulski and Wilinski (2016) donnent un aperçu sur l'impact des erreurs liées à la confection du béton, dans les structures en portiques de béton armé. Ainsi, les auteurs ont étudié l'influence des lois de distribution de la variable ' f_c ' sur la fiabilité des sections transversales des portiques. Dans le cas présent, les valeurs statistiques de f_c sont étudiées comme suit:

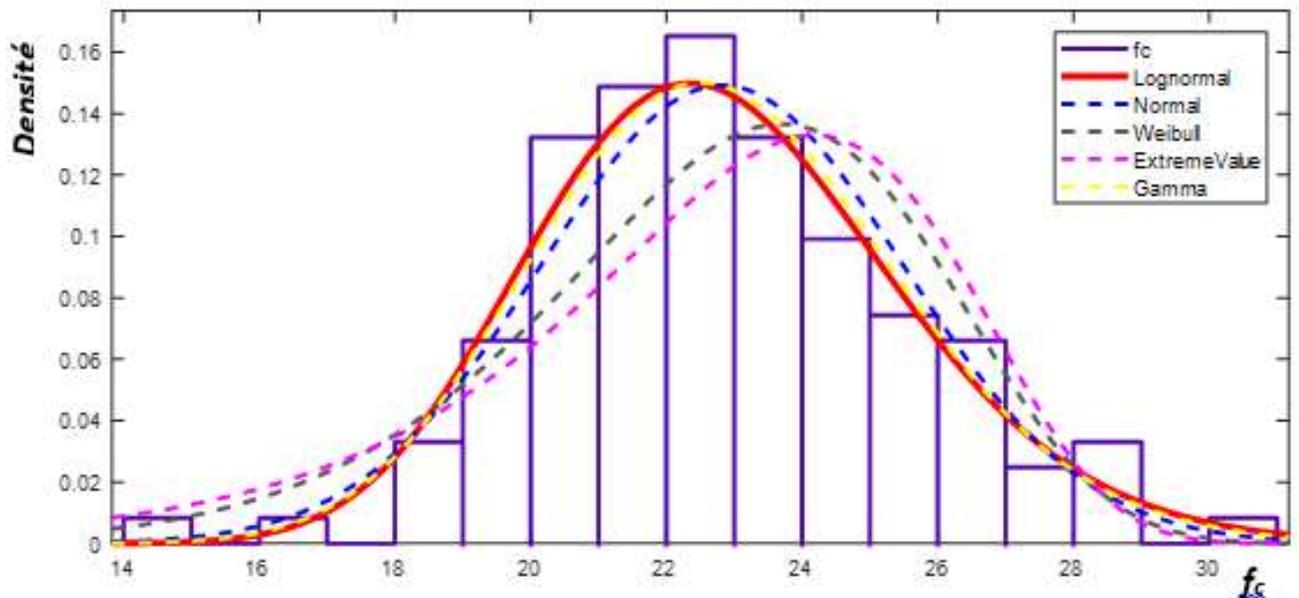
○ Lois de distribution

121 éprouvettes de béton 16 x 32 cm², sont testées en compression simple à 28 jours d'âge, par le laboratoire d'expertise ECE Makoudi sis Oued Aissi [Sellam.Y & Haddad.L (2017)].

Sous logiciel Matlab[®], les densités de probabilités, les histogrammes, les ajustements des lois de distribution sont effectués comme présenté sur les figures V.3 et V.4.



V.3 Fonction de lissage du noyau (Kernel smoothing function)



V.4 Ajustement de la loi de distribution de f_c

○ Adéquation de la loi de distribution

Plusieurs tests d'ajustement sont proposés dans la littérature. On cite entre autres le test du χ^2 ainsi que le test de Kolmogorov-Smirnov. Ce dernier est utilisé par différents auteurs pour sa précision [Pratt (1981), Tumidajski et al. (2006), Chen et al. (2014)]. En effet, le K-S test calcule l'écart maximal entre les fonctions de répartition de l'échantillon et théorique.

C'est dans cette optique que Chen et al. (2014) ont utilisé ce test pour valider la loi de distribution, Weibull issue des résistances à la compression de 300 éprouvettes de béton de différentes longueurs.

Le tableau V. 2 présente la P-value des lois de distribution appliquées à l'échantillon f_c , selon K-S test. Les valeurs de P très proche de 1 confirment que la loi la plus appropriée pour approcher la distribution de l'échantillon est la loi Log-normal.

Tableau V.2 Résultats du test d'adéquation Kolmogorov–Smirnov pour l'échantillon f_c

K.S TEST (f_c)	NORM AL	LOGNORM AL	WEIBU LL	EXTRE ME.VAL UE	EXPONENT IAL	GAMMA
H	0	0	0	0	1	0
P	0.7812	0.9810	0.317.9	0.1038	2.9855e-31	0.9585
KSDENSI TY	0.0584	0.0412	0.0857	0.1091	0.5360	0.0449
CV	0.122	0.122	0.122	0.122	0.122	0.122

Avec :

H =1 si le test rejette l'hypothèse nulle, à 5% d'efficacité et H=0 sinon.

P : P-value du test d'hypothèse : probabilité du modèle statistique, sous l'hypothèse nulle, d'obtenir la même valeur ou une valeur encore plus extrême que celle observée.

Ksdensity : renvoie à une estimation de densité de probabilité de l'échantillon. L'estimation est basée sur la fonction normale du noyau.

Cv : Coefficient de variation : mesure de dispersion relative (écart type relatif).

➤ **Analyse de type 2: Limite d'élasticité des aciers f_y**

Contrairement à la première analyse où l'échantillon était disponible pour des études statistiques, dans cette seconde analyse, l'échantillon considérant la variable limite d'élasticité des armatures, ne l'est pas!

A cet effet, un travail de recherché bibliographique a été effectué, afin de trouver les travaux d'essais de laboratoire concordant avec les normes d'acier utilisées dans nos chantiers.

Plusieurs auteurs ont étudiés l'importance et l'influence de f_y sur le comportement et la fiabilité du matériau béton armé [Sahu et al. (2019), Delgado et al. (2000), Eurocode (2004), Karmazinova & Melcher (2012), Ponle et al. (2014)].

Dans ce contexte, [Delgado et al. \(2000\)](#) ont utilisé les lois de distributions données par l'Eurocode (2004) dans le but d'évaluer la marge de sécurité associée aux structures en BA, selon la méthode d'échantillonnage par hypercube latin⁸.

Les propriétés mécaniques des barres d'armatures utilisées dans cette partie du travail sont tirées de EC92 (2004).

Le résumé des principales caractéristiques statistiques des deux variables aléatoires utilisées dans l'étude fiabiliste sont décrites dans le tableau V. 3.

Tableau V. 3 Paramètres statistiques des variables mécaniques

Variable s aléatoire es	Distribution	Moyenne/ valeur nominale [MPa]	Ecart type	Coefficient de variation [%]
f_c	Lognormal	22.8192	2.7383	12
f_y	Normal	467	40.6	8.7

➤ **Analyse de type 3: Variation simultané des deux caractéristiques mécaniques f_c et f_y**

Dans cette troisième analyse, les deux variables mécaniques du matériau béton armé, f_c et f_y , sont traitées simultanément aléatoirement selon leurs lois de distribution respectives, lors de la programmation du calcul fiabiliste effectuée sous Matlab©.

Comme sus-mentionné, l'intérêt d'une étude fiabiliste est de valider une étude déterministe pré-établie. Ainsi, comme complément aux deux variables aléatoires utilisées, la variable étudiée dans le chapitre IV, "enrobage, c " est la variable géométrique retenue dans ce présent chapitre. Pour ce faire, sa variabilité par pas de 0.5 cm (en déterministe) fait appel aux 21 modèles étudiés précédemment.

A ce stade de l'étude, la fonction d'état limite, point de départ du calcul fiabiliste est définie. Le récapitulatif de cette procédure est schématisé sur la figure V.5.

⁸ Dans la méthode d'échantillonnage par hypercube latin, chaque échantillon est positionné de manière à ne pas avoir de coordonnées communes avec les autres échantillons précédemment positionnés. Cette méthode nécessite que le nombre d'échantillons soit connu au préalable.

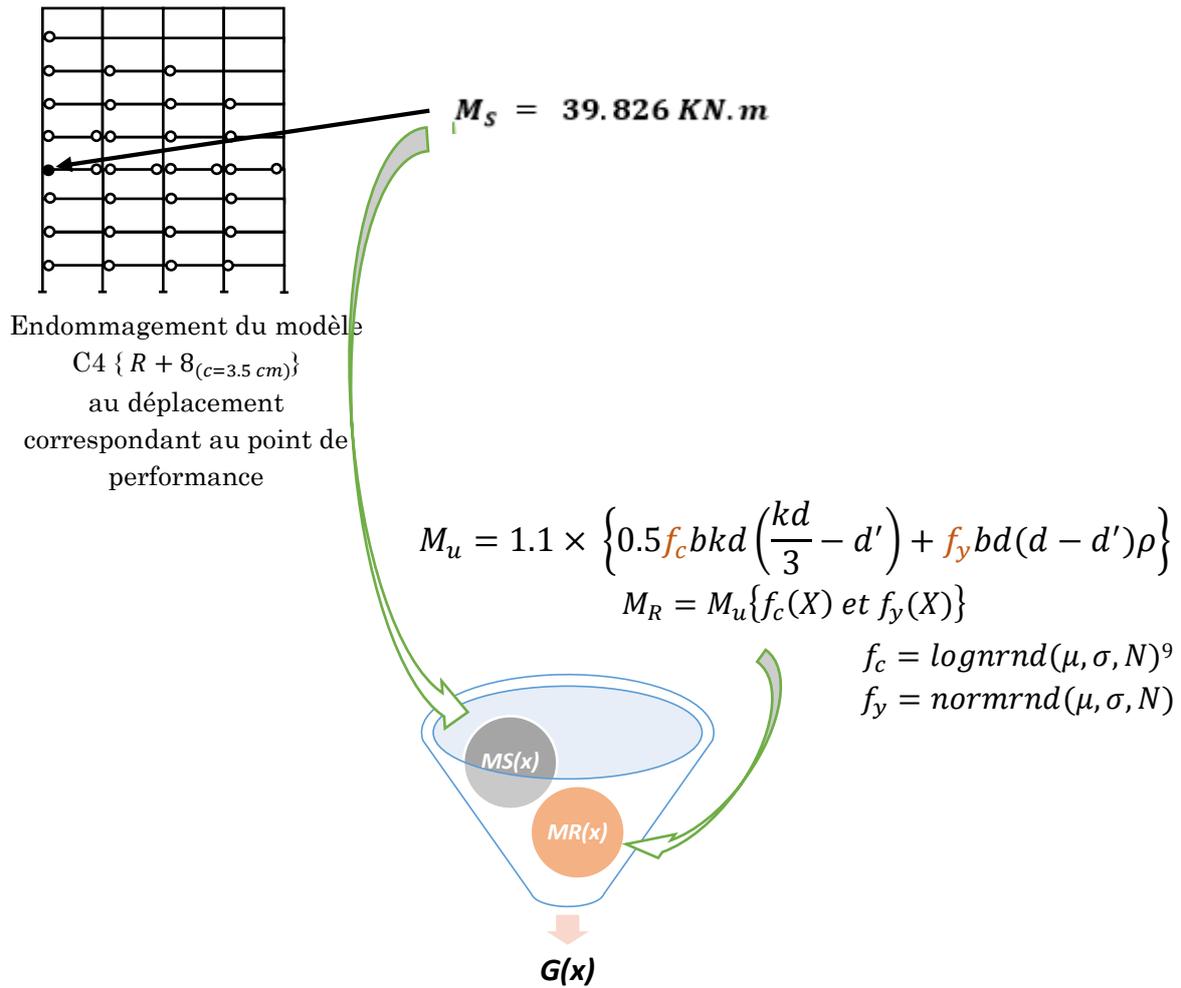


Figure V.5: Démarche utilisée pour l'élaboration de la procédure fiabiliste

V. 3.4 Méthode de calcul

Après définition de la fonction d'état limite, des variables aléatoires et de leurs distributions respectives, le calcul de la fiabilité des modèles sous la sollicitation sismique imposée est la finalité du travail. Les aboutissants de cette procédure sont représentés sous forme de courbes de fragilités, de probabilités et d'indices de défaillance.

Deux catégories d'approches stochastiques sont connues: *approche statistique* et *approche non-statistique*. Notre choix s'est porté sur les Simulations de Monté

⁹ μ : Moyenne arithmétique, σ : écart-type, N : nombre de tirage,

Carlo, qui est une méthode statistique puissante et précise pour l'analyse stochastique [Sahu et al.2019].

Le choix de cette méthode, ses caractéristiques ainsi que sa performance sont brièvement explicitées dans ce qui suit.

V.3.5 Probabilités de défaillance

L'équation V.3 initié par Ditlevsen and Madsen (2005) en fonction des lois de distribution des variables aléatoires, exprime la résultante de l'étude de fiabilité, les probabilités de défaillance, notés P_f .

$$P_f = P(G(X) \leq 0) = \int_{(F)} P_x(X_1, \dots, X_n) dx_1 \dots dx_n \quad (V.3)$$

Avec:

$P_x(X)$: Lois de distribution correspondant à x_1, \dots, x_n ,

Vu la complexité de cette intégrale, son utilisation requière des approximations par des méthodes de simulations [Cornell et al. 2002, Lupoi et al. 2006], en l'occurrence les MCS.

Ainsi, lorsque M_u est inférieur à M_s (calculé dans le chapitre précédent), les P_f sont estimées par l'équation V.4

$$P_f = M_u(X) \leq M_s(X) \quad \text{Où} \quad P_f = G(X) \leq 0 \quad (V.4)$$

V.4 Simulations de Monté Carlo (MCS)

V.4.1 Principe de la méthode

- **Définition** : Comme son nom l'indique, cette méthode consiste en un principe de « simulations » ou tirages effectués au hasard, de manière aléatoire, d'où le clin d'œil aux célèbres casinos du Rocher européen.

Son intérêt découle du fait que la fragilité sismique d'une structure est considérée comme la probabilité conditionnelle de défaillance pour une intensité du mouvement du sol.

De plus, les MCS permettent de calculer des probabilités de défaillance par l'équation V.5.

$$P_f^{MCS} = \frac{\text{Nombre de simulations provoquant la défaillance}}{\text{Nombre total de simulations}} \quad (V.5)$$

Comparativement aux autres méthodes existantes dans la littérature, les MCS sont considérées comme « exacte » avec une condition sine qua non: “nombre de simulations suffisamment important”. Son efficacité est telle, qu’elle est utilisée comme méthode de validation ; En effet, plus les résultats d’une méthode fiabilistes sont proches de ceux des MCS, plus la méthode utilisée est dite « précise ».

- **Utilité en mathématique:** Les MCS sont utilisés pour approximer l’aire sous une courbe. Cette méthode de calcul est utilisée en mathématique lorsqu’une intégrale est difficile à calculer analytiquement.
- **Avantage et inconvénient:** En plus de sa précision très appréciable, la MCS est une méthode simple et abordable [Li et al. 2015]. Toutefois, son principal inconvénient est le temps de calcul très imposant, surtout si plusieurs variables aléatoires sont configurées dans l’analyse fiabiliste. Cependant ces simulations restent jusqu’à ce jour une référence en fiabilité.
- **Méthodologie :** Un tirage au sort est effectué sur un grand nombre de points (Lois des grands nombres) selon les lois de distribution des variables aléatoires.
- **Aboutissant :** La finalité dans l’utilisation de la méthode de MC est de pouvoir quantifier une probabilité de défaillance. Celle-ci, permet à l’utilisateur de classer son système dans un domaine de sureté ou de défaillance, selon une échelle ou norme pré-définie.

En effet, les P_f sont obtenus après convergence du programme de calcul, selon les MCS. Concrètement, le nombre de points sous la courbe (N_{Df}) (équation V.3) divisé par le nombre total de tirage (N_T) est estimé par une fréquence qui est égale à la solution de l’intégrale P_f [Nowak et Collins (2000)]. (équation V.6)

$$P_f = \frac{\sum_{i=1}^{N_T} N_{Df}^i}{N_T} \quad (\text{V. 6})$$

Avec:

$$N_{Df} = \begin{cases} 1 & \text{if } G \leq 0 \\ 0 & \text{if } G > 0 \end{cases} \text{ Dans cette étude } \begin{cases} M_u(x) \leq M_s(x) & \leftrightarrow \text{Défaillance} \\ M_u(x) > M_s(x) & \leftrightarrow \text{Sécurité} \end{cases} \quad (\text{V.7})$$

V.4.2 Etude de convergence

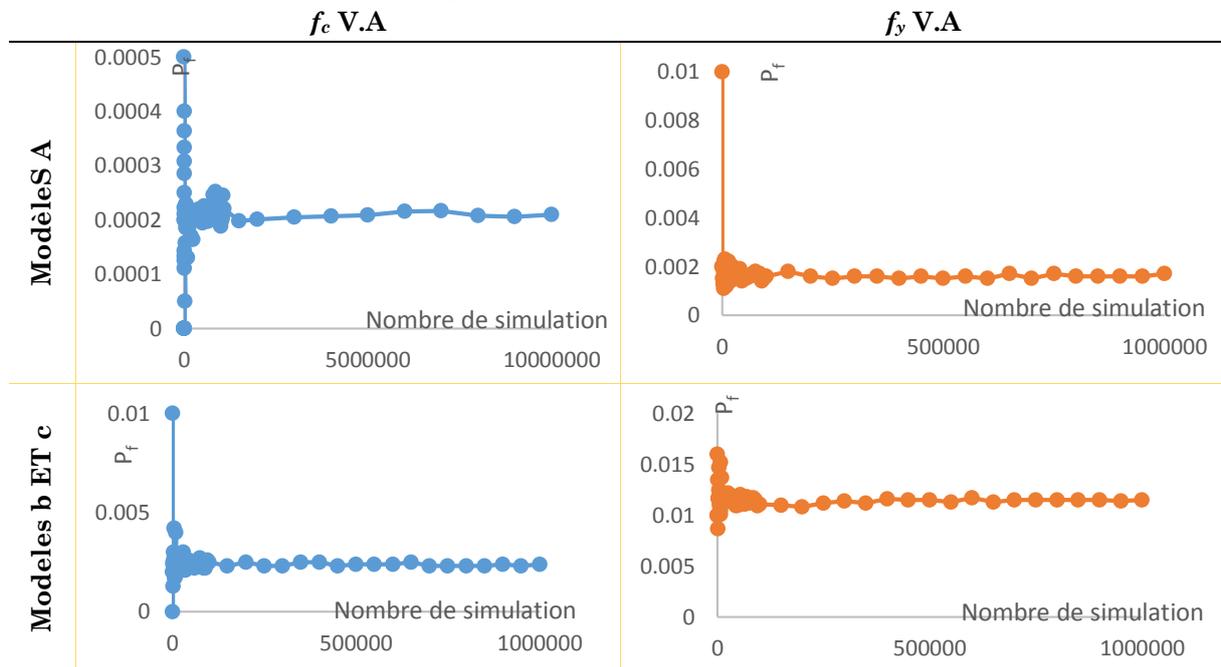
Afin d’évaluer les P_f de l’ordre de 10^{-k} , il faudrait effectuer 10^{k+2} à 10^{k+3} simulations [Gayton et Lemaire (2009)].

En fiabilité des structures, les P_f obtenues sont faibles (souvent inférieures à 10^{-4} ($k \geq 5$)), par conséquent un grand nombre de simulations est nécessaire.

Le tableau V.4 présente l'allure de la courbe de convergence liant les P_f aux nombres de tirages aléatoires, jusqu'à 10^6 tirages. Une stationnarité des résultats pour ce type d'analyse au voisinage de 10^5 tirages est constatée.

A cet effet, des simulations atteignant le 10^{-6} sont effectuées, en fonction des lois de distribution des deux variables élastiques préalablement étudiées.

Tableau V.4: Etude de la convergence selon la variabilité aléatoire de f_c et f_y



V.5 Résultats du calcul probabiliste

En début de chapitre, le processus lié à la méthodologie d'une analyse fiabiliste fini par un questionnement, "est-ce que la fiabilité est suffisante?" Afin d'essayer d'apporter des réponses, les résultats de cette procédure seront donnés selon trois axes:

- Evolution des probabilité de défaillances des 21 modèles selon trois analyses liées au tirage aléatoires de f_c , f_y et f_c & f_y simultanément,
- Influence des erreurs liées à la valeur d'enrobage commise sur chantier sur la fiabilité des modèles,
- Interprétation de l'analyse fiabiliste des modèles par le biais des indices de fiabilités.

V.5.1 Evolution de la probabilité de défaillance selon les variables aléatoires

Comme explicité précédemment, les résultats des simulations MC sont donnés sous formes de probabilités de défaillance. Ainsi, un tracé d'évolution de ces P_f correspondant à la défaillance des sections de plastifications (rotules plastiques), pour les trois modèles A, B et C, avec les variantes déterministes enrobage "c" sont présentés sur les figures V6, V7 et V8.

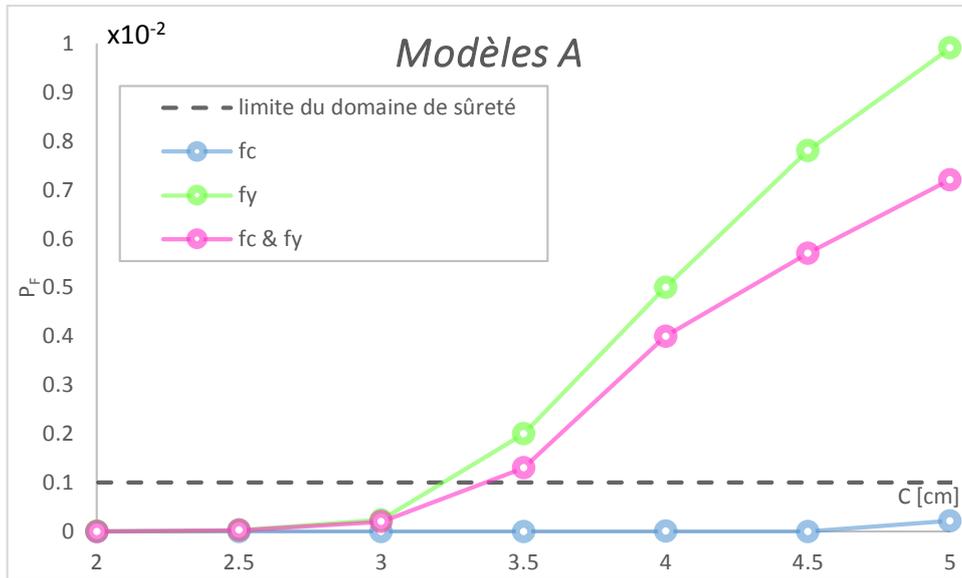


Figure V.6 Evolution de la probabilité de défaillance des modèles A (Portiques à 3 étages) selon les trois types d'analyses probabilistes

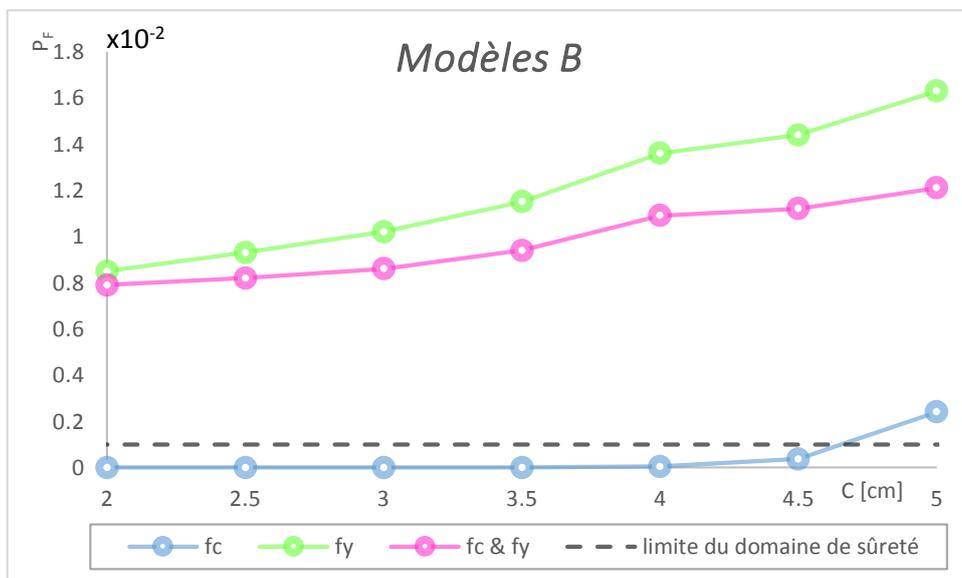


Figure V.7 Evolution de la probabilité de défaillance des modèles B (Portiques à 6 étages) selon les trois types d'analyses probabilistes

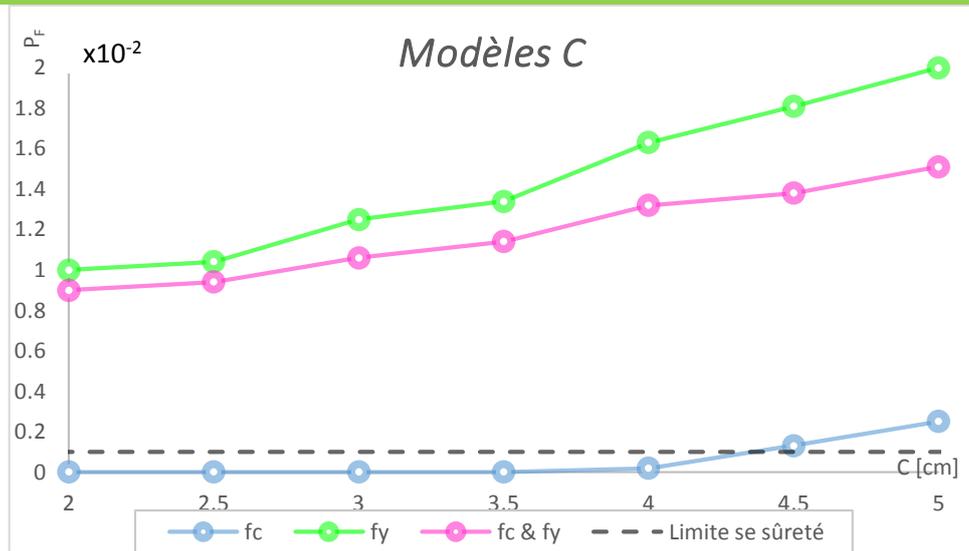


Figure V.8 Evolution de la probabilité de défaillance des modèles C (Portiques à 9 étages) selon les trois types d'analyses probabilistes

Discussion des résultats

Les courbes de fragilités déterminant les probabilités de défaillance des structures à 3, 6 et 9 étages sont exposées au chapitre IV.

L'évolution de la probabilité de défaillance selon l'analyse de type 1 est dans le domaine de sécurité, pour 18 modèles. Ceci implique qu'une variation selon une distribution log-normale de la résistance à la compression du béton avec valeur nominale de 25MPa n'affecte pas la fiabilité de ces modèles. Il est bon de mentionner que la validation des résultats obtenus en déterministe, sont en adéquation avec les résultats de l'étude mécanique du chapitre III. En effet, la variation en déterministe de cette même variable n'a pas affecté le comportement structurale de la structure analysée ainsi que l'endommagement de ses sections de poutres.

Toutefois, ce constat ne concerne pas les trois modèles *B7*, *C6* et *C7* où leurs P_f (de l'ordre de 10^{-3}) font basculer les modèles dans le domaine de défaillance, en considérant que les moments sollicitants des sections des poutres dépassent les valeurs des moments résistants.

Cette défaillance peut s'expliquer par le fait que les modèles ayant une valeur d'enrobage de 4.5 et 5 cm, ont par conséquent une quantité de béton non confinée trop importante créant une vulnérabilité de la section de poutre. On peut estimer que cet aspect n'est pas constaté pour le modèle *A7*, du fait qu'il se soit bien comporter sous la sollicitation sismique imposé. En effet, bien que les poutres de

ce modèle se soient plastifiées, au déplacement correspondant au PP , le modèle à 9m de hauteur est censé bien se comporter sous le spectre de réponse considéré.

La fiabilité des modèles selon l'analyse de type 2 montre un tout autre aspect beaucoup plus préoccupant, mais étayant encore une fois les résultats de l'étude mécanique des chapitres précédents. En effet, les P_f obtenues par la fonction d'état limite $G(x)$ positionnent pratiquement tous les modèles dans la défaillance. Ainsi, les P_f varient entre 10^{-2} à 2×10^{-2} allant de l'enrobage minimal de 2 cm à l'enrobage maximal de 5 cm, respectivement. Ces résultats montrent l'impact lié à la variation de la limite élastique des armatures selon une valeur nominale de 400 MPa, suivant une distribution gaussienne.

Cette caractéristique mécanique f_y impacte fortement le calcul du moment résistant d'une section de poutre (voir formulation de M_y sur figure V.5). De ce fait, une légère variation de ce paramètre influence fortement la fiabilité du système. Il a été constaté au préalable qu'une variation de 100 MPa, en déterministe impacte lourdement la résistance du modèle le plus élancé. Cet aspect est étayé en fiabiliste, où selon la distribution normal proposé, un état de défaillance de 18 modèles est recensé. Dans ces cas, les moments sollicitants sont supérieurs aux moments résistants. Les trois modèles restants (A1, A2 et A3) sont dans le domaine de sécurité. Il faut noter que ces derniers se comportent très bien, même en déterministe. Les modèles A sont les plus rigides, grâce à leurs faible hauteur (9m) et leurs quatre travées. Donnant lieu à des moments sollicitant, forcément réduits et inférieurs aux moments résistants. De plus, les trois premiers modèles de cette même catégorie ont des enrobage de 2, 3 et 3.5 cm, ce qui laisse penser qu'au delà de cette valeur d'enrobage, l'influence de la variation de f_y est plus apparente, à cause de la quantité de béton non confiné trop importante dans ces sections.

Lors de l'analyse de type 3, les deux variables aléatoires sont variées aléatoirement, simultanément. Cette troisième analyse suit l'allure de l'analyse de type 1, avec pratiquement les même grandeur des P_f . Cette tendance est liée au fait que la variable f_y est la plus prépondérante dans notre étude. En effet, le ferrailage de 5.34 cm^2 influence grandement le calcul du moment résistant de la section de poutre. Cette troisième courbe ne suit pas l'allure de l'analyse 1, ne donnant pas de résultats probant selon la fonction d'état limite impose, dans notre étude.

V.5.2 Apport du calcul de l'indice de fiabilité " β " sur l'étude fiabiliste

L'utilité de cette section est la définition quantitative de cette valeur approchée de la probabilité de défaillance préalablement définie. Pour ce faire, un indice utilisé par plusieurs auteurs [Dehmous 2007, Li et al. 2015, Nowak et Collins (2000), Gayton & Lemaire 2009, Lemaire et al. 2009] donne une approximation de P_f d'un système. Dans cette étude, cet indice est obtenu dans le but de rechercher un élément de comparaison aux normes définit dans le règlement Eurocode92 (2004). Cette démarche est nécessaire pour mesurer l'impact des probabilités de défaillance calculées selon la classe de conséquence CC2, définie par ce même règlement. Cependant, plusieurs approches sont développées pour l'obtention de l'indice β , celles-ci sont succinctement citées dans le paragraphe ci-dessous, avant d'entamer le calcul selon la procédure choisie.

- **Approches de calcul de l'indice de fiabilité**

Plusieurs types d'indice de fiabilité sont distingués dans la littérature :

- ✓ Indice de Rjanitzine (1950) et indice de Cornell (1970): ces auteurs estiment un β_c comme étant le rapport entre la moyenne et l'écart-type. Cette approche permet de calculer l'écart existant entre la moyenne et la limite de sûreté ($G(x) = 0$).
- ✓ Indice de Rosenblueth et Esteva en 1972 défini β_{FO} , s'applique à des surfaces de défaillance non linéaires pour lesquelles l'indice de Cornell n'est pas adapté, selon un développement de Taylor d'ordre 1.
- ✓ Indice de Hasofer et Lind (1974) : est une généralisation de l'indice de Cornell. Noté β_{HL} correspond à la plus petite distance entre l'origine et la surface de ruine. Il est à noter que l'estimation de cet indice est spécifique aux méthodes Form et Sorm où un point de conception, solution du problème, est désigné.
- ✓ Indice généralisé de Ditlevsen (1979) noté β_G est beaucoup plus précis que les précédents, du fait qu'en comparaison avec l'indice β_{HL} , β_G ne prend pas en compte les courbures de la surface de défaillance au point de conception, celui-ci est directement liée à la fonction de probabilité de défaillance [Benyahi et al. 2016].

• **Interprétation selon les indices de fiabilité obtenus**

Dans le but d’obtenir plus de détails et une approximation des P_f obtenus précédemment, une comparaison entre les indices de fiabilité, calculés selon l’équation V.8 via Matlab, et les normes données par l’EC92 (2004) est effectuée.

Les résultats obtenus pour les 21 modèles sont résumés sur le tableau V.5 puis décrits ultérieurement.

$$\beta = \phi^{-1}(P_f) \tag{V.8}$$

Où: ϕ^{-1} est l’inverse de la fonction de distribution normale standard.

Tableau V.5 Comparaison entre les indices de fiabilité des modèles et la limite de sûreté définie par l’EC92 (2004).

	Modèles A					Modèles B					Modèles C										
	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5	2	2.5	3	3.5	4	4.5	5
C [cm]	4	3	3	3	3	2.5															
f_b VA																					
f_c VA																					
f_c et f_b VA																					
EC92																					
$\beta \geq 3.8$	<p>$\beta = 3.8$ est la valeur minimale de sécurité, pour les bâtiments où la conséquence de défaillance est moyenne. Cette limite est définie par la classe de fiabilité RC2¹⁰, correspondant à la classe de conséquence CC2, pour une période de référence de 50 ans.</p> <p>$\beta = \infty$ correspond à une valeur de $P_f = 0$.</p>																				

10

¹⁰ RC2 : Classe de fiabilité pour une période de référence de 50 ans, correspondant à la classe de construction CC2, de moyenne importance (voir Annexe B, Eurocode90 (2002))

Analyse selon f_y : l'indice β est inférieur à 3.8 pour la majorité des modèles, ce qui confirme encore une fois l'incidence et l'importance de cette variable sur la fiabilité des portiques en BA. Cependant, les deux modèles A1 et A2, ayant un moment sollicitant très faible donnent lieu à un état de sûreté de ces derniers.

Analyse selon f_c : β dépasse largement la limite de sécurité fixée par l'EC92 (2004), pour 16 modèles. Les modèles avec un indice supérieur ou égal à 3.8, correspondent aux points P_f dans le domaine de défaillance dicté par Lemaire *et al.* (2009) (voir figures V.6, V7 et V.8).

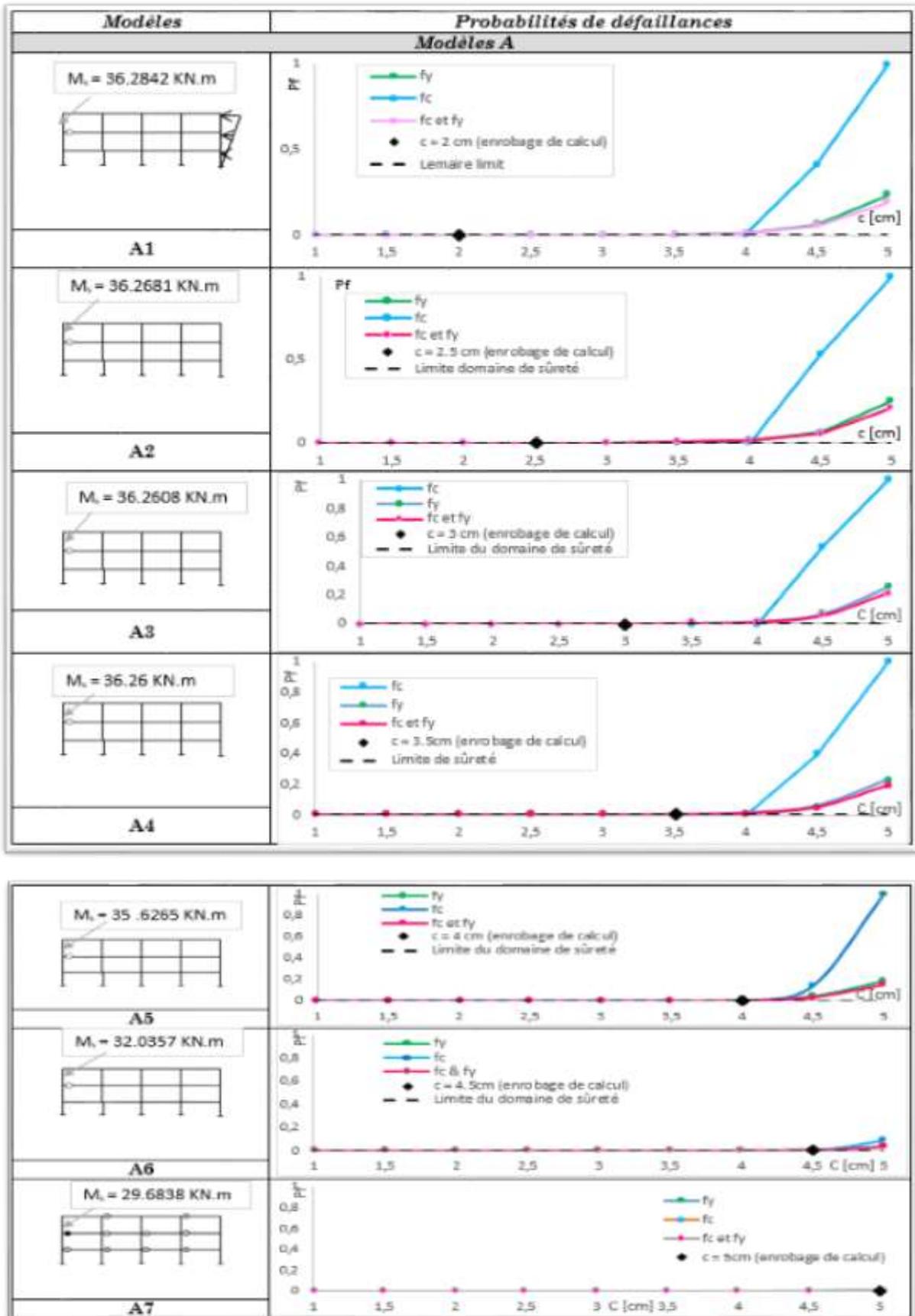
On peut dire que le champ d'application du domaine de défaillance défini par le Lemaire pour les structures de génie-civil est moins restreint que celui défini pour la classe de conséquence CC2 de l'EC92. En effet, deux modèles, A7 et B6 dont les résultats les classent dans le domaine de sûreté selon la classification Lemaire *et al.* (2009) sont dans le domaine de défaillance selon la classification de l'indice de défaillance de l'EC92 (2004).

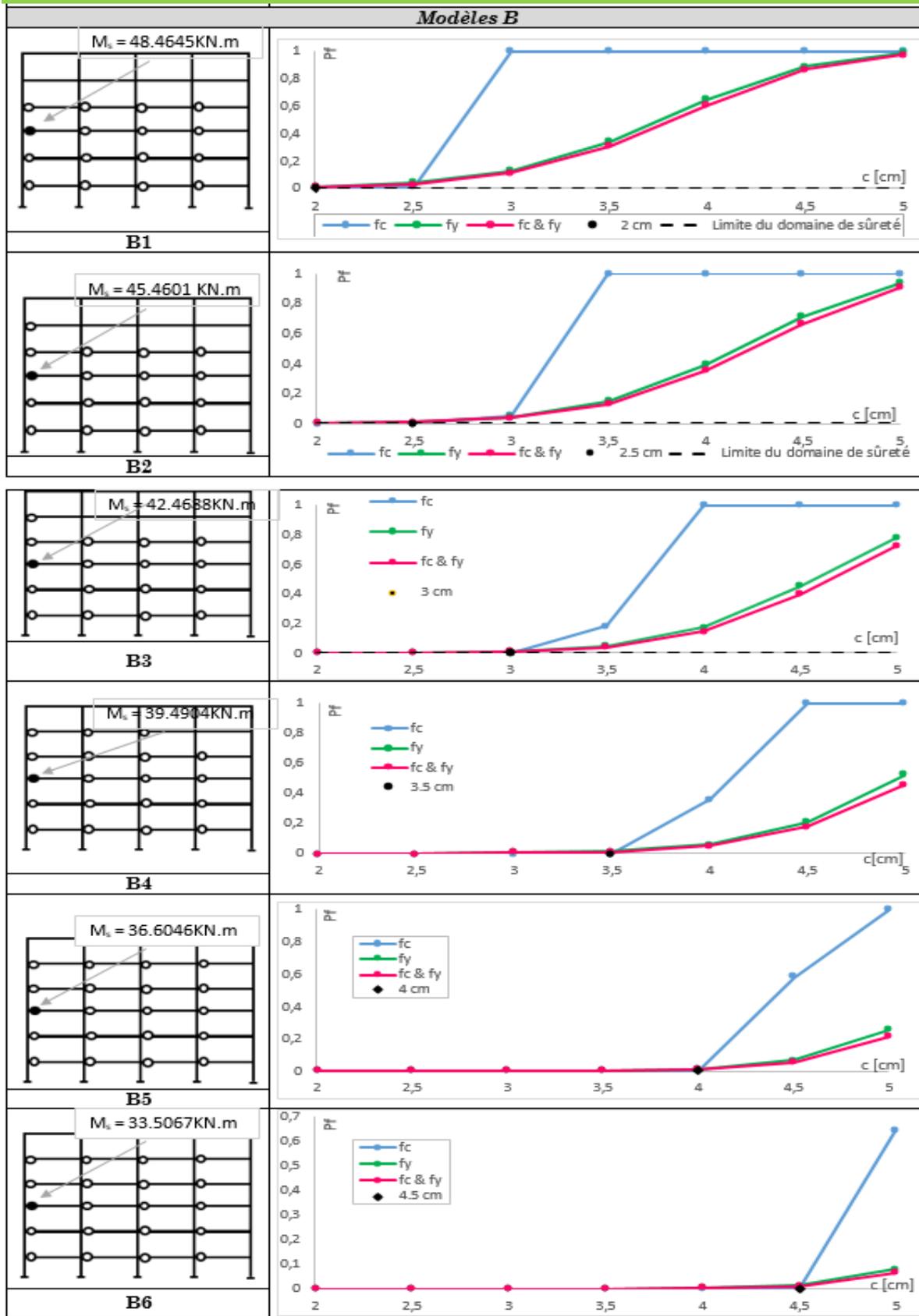
Cette dernière observation met en relief la défaillance des systèmes ayant un enrobage de 5 cm.

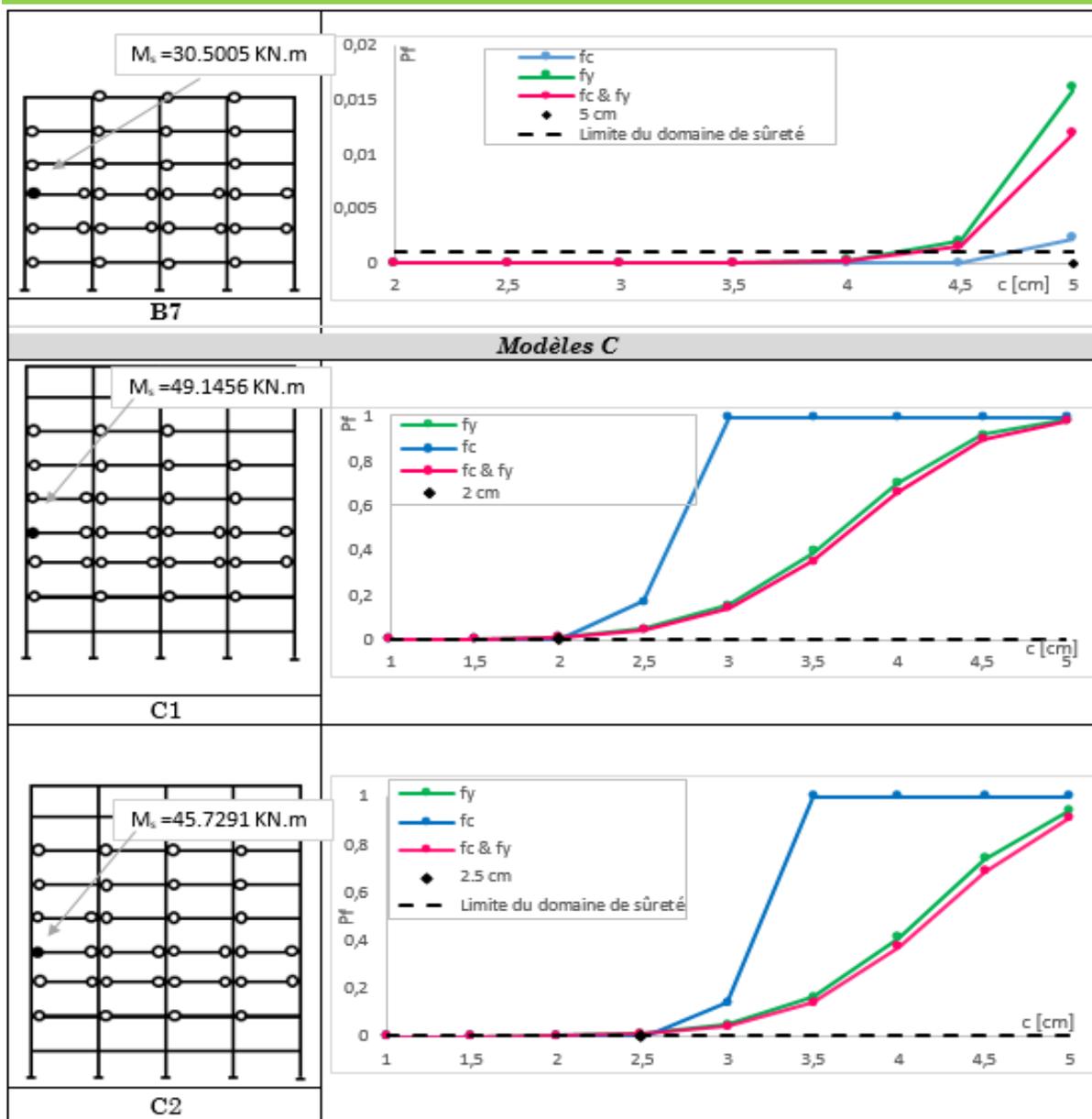
V.5.3 Influence de l'enrobage des armatures sur l'évolution de la probabilité de défaillance des modèles étudiés

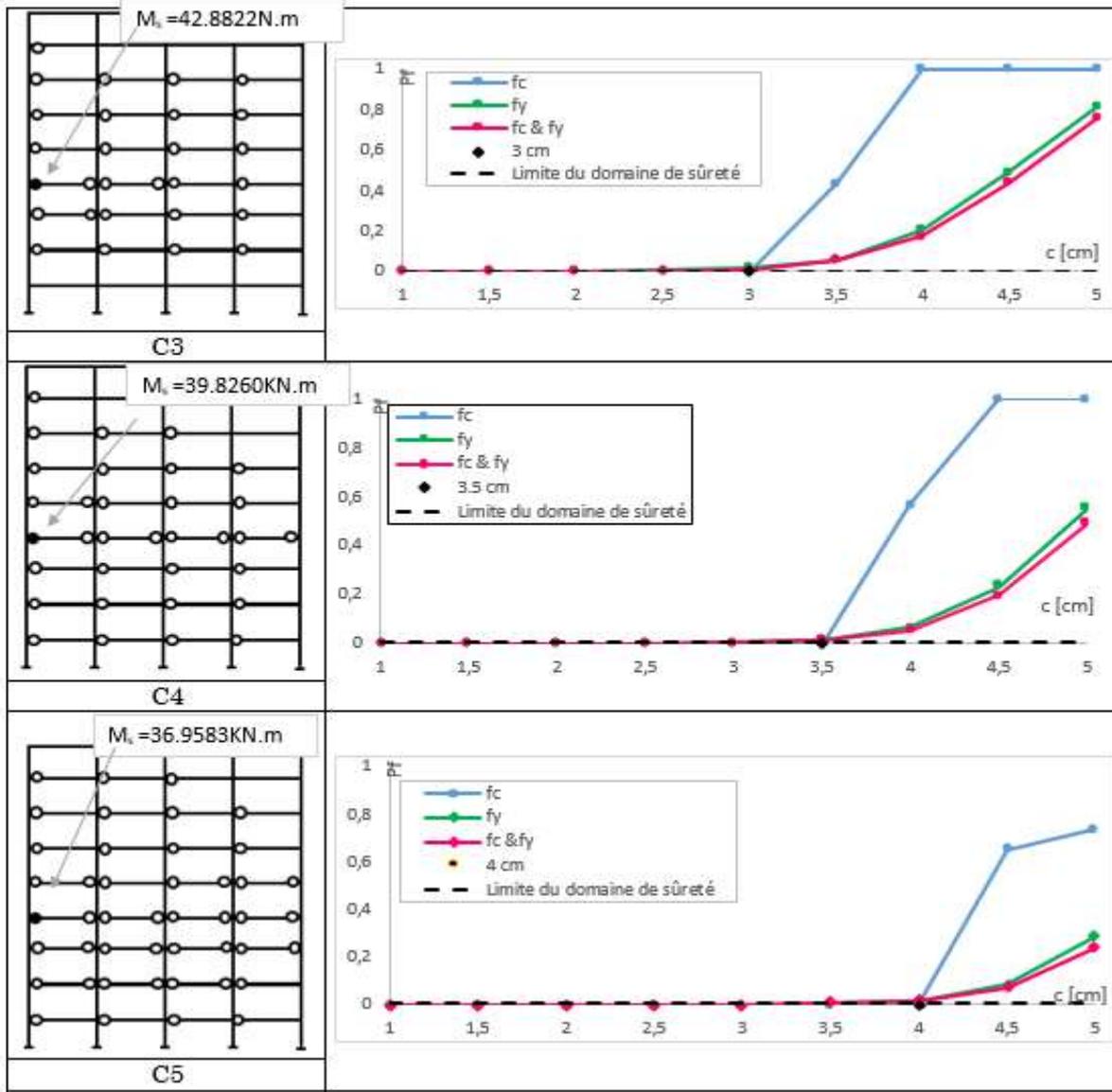
Le but de faire varier l'enrobage est de bien mettre l'accent sur l'importance de la précision qui doit être prise lors de la pose des armatures sur chantier. Pour ce faire, le tableau V.6 résume les courbes des P_f en fonction de plusieurs valeurs possibles d'enrobages pouvant être utilisées sur chantier. La valeur d'enrobage de modélisation est considérée comme la valeur optimale (de calcul). Les trois types d'analyses aléatoires (f_c , f_y , f_c et f_y) sont considérés.

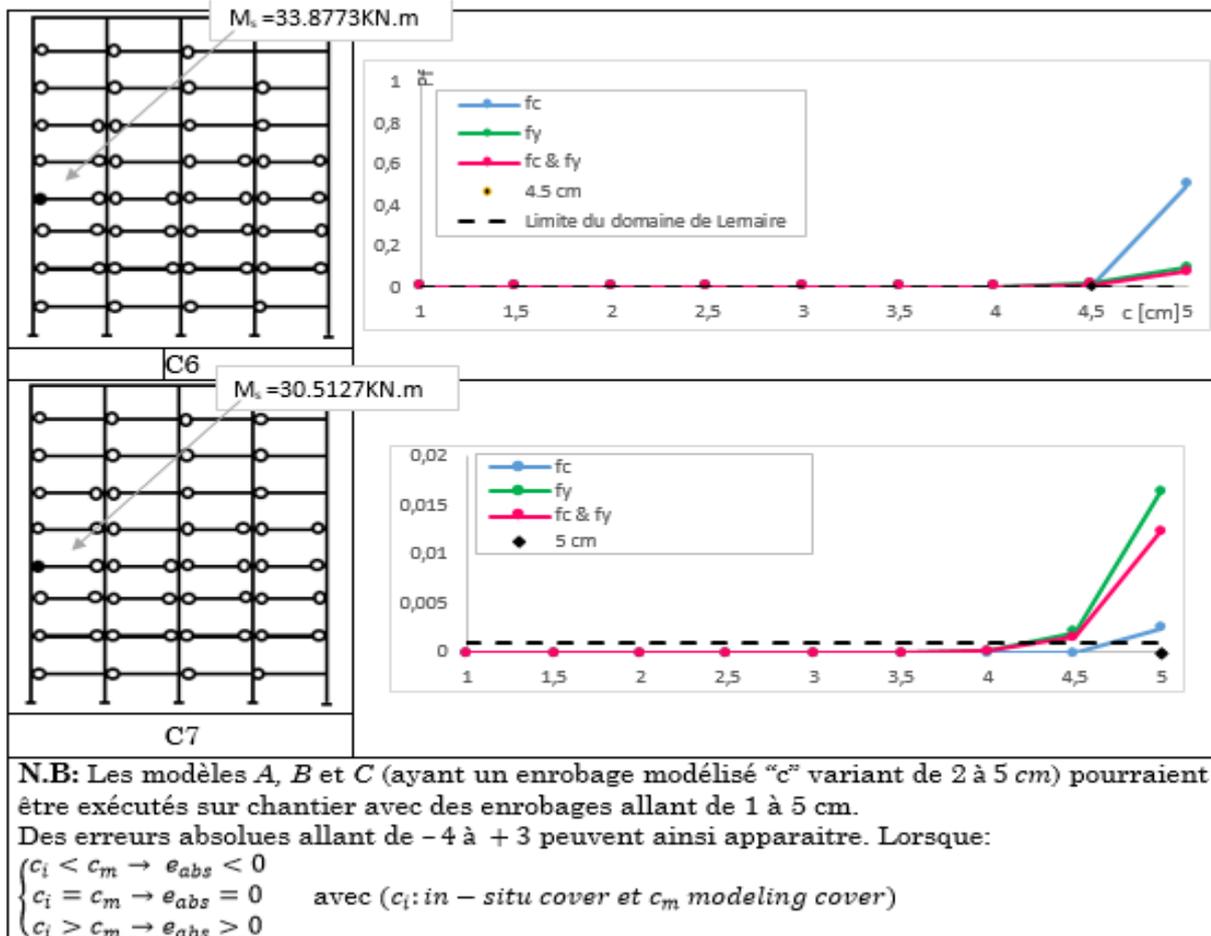
Tableau V.6. Evolution des probabilités de défaillance selon les moments sollicitant des vingt et un modèles étudiés











A noter que les discussions relatives à ces résultats se décortiquent en termes d'erreurs commises sur la variable déterministe « enrobage ». Ainsi, la différence entre la valeur d'enrobage prise en compte lors de la modélisation (enrobage de calcul) et l'enrobage effectué lors de la pose des barres longitudinales dans les poutres, sur chantier (enrobage sur chantier) est considérée comme une erreur absolue.

Les courbes en bleu, relatives à l'analyse de type 1 (f_c V.A) atteignent rapidement le domaine de défaillance, lorsque l'erreur absolue d'enrobage est de 0.5 cm. En d'autres termes, l'erreur absolue acceptable (donnant un P_f nul) ne doit pas excéder 0.5 cm. Ce constat est applicable pour les modèles B et C.

Cependant, les modèles A font encore une fois exception. En effet, l'erreur absolue donnant lieu à la défaillance est de 2 cm pour les modèles A1 et A2, de 1.5 cm pour le modèle A3 et de 1 cm pour le A4.

Ces résultats, liés à l'augmentation des erreurs absolues d'enrobage des barres seraient dues à une augmentation de la section de béton comprimé des poutres. Cette section de béton non confiné n'étant pas pris en compte lors de la modélisation (en étude déterministe) fait basculer brutalement les P_f de la sécurité

à la défaillance, selon le principe $M_s > M_r$. A contrario, lorsque l'erreur absolue est négative ($e_{abs} < 0$), ces erreurs n'influencent pas sur la fiabilité des modèles.

Les courbes en vert, relatives à l'analyse de type 2 (f_y V.A) évoluent progressivement du domaine de sûreté vers le domaine de défaillance lorsqu'une erreur absolue égale à 0.5 cm est commise, ce qui dénote de l'importance du respect du paramètre 'limite élastique des armatures'. Ainsi, tout comme les résultats obtenus en déterministe (chapitre III) cette étude fiabiliste étaye l'étude déterministe en endommagement des portiques en béton armé.

Les courbes en rose (analyse de type 3) montrent l'évolution des P_f selon la variation aléatoire simultanée de f_c & f_y . L'allure de celles-ci suit celles de l'analyse 2 (f_y V.A).

Les résultats précédents montrent qu'une erreur absolue de 0.5 cm pour l'enrobage des armatures, marque un changement significatif dans l'état de fiabilité des modèles. Ainsi, le tableau V.7 donne les grandeurs des P_f pour chaque modèle selon les trois types d'analyse effectuées.

Tableau V.7

Comparaison entre les grandeurs des P_f , lorsque l'erreur absolue équivaut à +0.5 cm

c_m [cm]	e_{abs}	f_c V.A			f_y V.A			f_c & f_y V.A			
		P_f des modèles			P_f des modèles			P_f des modèles			
		A	B	C	A	B	C	A	B	C	
2	0.5	0	10^{-3}	10^{-1}	10^{-5}	10^{-2}	10^{-2}	10^{-5}	10^{-2}	10^{-2}	
2.5			10^{-2}		10^{-4}			10^{-4}			
3			10^{-1}		10^{-3}			10^{-2}			10^{-3}
3.5					10^{-6}						10^{-2}
4					10^{-2}						
4.5											10^{-1}
<i>Domaine de sûreté</i>											
<i>Domaine de défaillance</i>											

Selon la variable aléatoire f_c , les P_f du tableau V.7 montrent clairement que pour les modèles B et C, une erreur de 0.5 cm lors de la pose des barres sur chantier, ne peut être négligeable. Cette erreur commise sur chantier est d'autant plus préjudiciable à la fiabilité des modèles, que l'enrobage de modélisation augmente. Justement, cette observation est remarquable pour les modèles A, que lorsque l'enrobage de modélisation est de 4 ou 4.5cm.

Pour l'analyse de type 2: les valeurs de P_f sont de l'ordre de 10^{-2} et même de 10^{-1} , pour la plupart des modèles. Ce résultat montre la sensibilité de la formule analytique étudiée vis-à-vis de la limite élastique des armatures. En effet, M_r est toujours inférieur à M_s (obtenu au point de performance des modèles, sur site meuble et zone de forte sismicité). Les deux modèles A1 et A2 font encore une fois exception. En effet, de part leur endommagement par plastification inexistant, à ce stade du déplacement, les moments sollicitants des poutres restent inférieur aux moments résistant malgré la variation de la variable f_y .

Selon l'analyse effectuée par variabilité aléatoire simultanée des deux variables f_c et f_y , il est constaté exactement les mêmes résultats que pour l'analyse de type 2.

V.6 Conclusion

Dans cette dernière partie du travail, un couplage entre le calcul par modélisation numérique (mécanique) et le calcul probabiliste (fiabiliste) via les MCS, sur les sections de rotules plastiques des portiques en béton armé est effectué.

Les figures V.6, V.7 et V.8 montrent que, l'impact de la variation aléatoire de la limite élastique des aciers autour de la valeur nominale de 400 Mpa, n'est pas négligeable et ceci quelques soit la valeur de l'enrobage des aciers.

En effet, il est constaté, d'une part, que les structures à 3 et 9 niveaux sont dans le domaine de défaillance. Une exception est constatée pour les structures à 3 niveaux, lorsque l'enrobage est de 2, 3 et 3.5 cm, ces modèles sont dans le domaine de sûreté.

D'autre part, la variabilité aléatoire de f_c donne un tout autre résultat. Pratiquement toutes les sections sont dans le domaine de sûreté, exception faite pour les modèles A7, B7, C6 et C7. La variation de f_c selon sa loi de distribution associée n'affecte pas la fiabilité des portiques en béton armé. Ce constat rejoint celui obtenu en partie III de cette thèse.

Ces résultats sont étayés par la comparaison entre l'indice de fiabilité β calculé et celui donné par la classe de conséquence CC2 du règlement [EC92 \(2004\)](#), comme présenté sur le tableau V. 5.

L'autre aspect de cette présente étude est l'influence de l'enrobage des barres d'armatures longitudinales des poutres (tableau V. 6) sur la fiabilité des structures. L'évolution des courbes de fragilité met en évidence l'impact des erreurs commises entre enrobage de modélisation et enrobage in-situ.

Il est nécessaire de spécifier que ces erreurs affectent les dommages de ces portiques en BA. Ainsi, le calcul des P_f selon f_c et f_y montre qu'une erreur absolue

de 0.5 cm dans l'enrobage peut faire basculer une structure du domaine de sûreté vers le domaine de défaillance, selon la fonction d'état limite adoptée.

A contrario, il est montré qu'une erreur absolue négative liée à l'enrobage des barres, n'a pas d'incidence sur la fiabilité des structures en portiques de BA.

Conclusion générale et perspectives

Dans ce travail de recherche, l'étude de la vulnérabilité sismique des structures auto-stables en béton armé est décryptée en chapitre III, selon l'estimation des capacités et performances, d'une série de structures graduelle en élévation, avec une attention particulière dédiée aux deux caractéristiques mécaniques (f_c et f_y). En chapitre IV, cette vulnérabilité est de nouveau évaluée, par l'endommagement des sections de poutres plastifiées, source d'instabilité et de ruine des structures en portiques. Pour ce faire, le modèle en plasticité concentrée ainsi que la modélisation des lois de comportement des rotules plastiques sont introduites dans la modélisation non linéaire. Enfin, l'étude de cette vulnérabilité sismique de cette typologie de construction s'attèle, en chapitre V, à l'estimation de sa fiabilité selon les simulations de Monté Carlo. Cette démarche est effectuée par l'introduction des variables mécaniques suscitées, en composantes aléatoire des modèles. Ainsi, les domaines, défaillant et sûreté sont mis en avant, pour les vingt et un modèles issus d'une variabilité d'un troisième paramètre, enrobage des barres d'armatures des poutres. L'importance de l'application exacte des notes de calcul, dans la mise en œuvre sur chantier est le rôle incombé à ce dernier paramètre "c".

1. Performance et Vulnérabilité des structures auto-stables en béton armé

1.1 Modélisation d'une série de portiques auto-stables allant de 2 à 9 niveaux d'étages selon le ferrailage minimal suggéré par le RPA99/2003

Dans cette première partie, la modélisation des portiques présentés est effectuée en adoptant un ferrailage minimum dans les poutres. L'étude des structures auto-stables se devait de commencer par ces valeurs permises par le règlement parasismique en vigueur, afin de voir les limites de ses prescriptions. Les principales conclusions tirées de cette partie sont :

- Apparition des premiers endommagements par plastifications, dans les poutres des étages intermédiaires des portiques,
- Propagation des rotules plastiques de bas en haut, jusqu'à atteindre l'avant dernier niveaux ainsi que les rez-de-chaussées.
- L'état d'endommagement des structures par positionnement du point de performance dans les domaines de dommages de l'[EMS-98 \(2001\)](#) classe les structures de plus de 15 m dans le degré de dommage 3,
- Toutes les rotules plastiques apparues, au stade du déplacement PP, se positionnent dans la limite du niveau IO (Immediate Occupancy).
-

1.2 Modélisation selon le ferrailage calculé par les normes BAEL91/99

Dans cette seconde partie, relative à l'évaluation de la vulnérabilité sismique des constructions auto-stables, par endommagement de leurs éléments poutres et poteaux, avec calcul du ferrailage des poutres selon le règlement BAEL91 révisées 99 (2000), les constatations sont les suivantes :

- Aucune rotule plastique n'apparaît dans les poteaux, au déplacement correspondant au point de performance,
- La première rotule plastique apparaît sur les poutres de même travée (de gauche) mais à un étage et parfois même à deux étages inférieurs, comparativement aux premières modélisations, lors du ferrailage minimum du RAP99 version 2003. Cet aspect donne lieu à un ralentissement de la propagation des pastifications vers les étages supérieurs.
- Un gain en résistance considérable est conféré à ces structures.
- Plusieurs sections de poutres ayant été plastifiées lors des premières modélisations demeurent sans dommages, au *PP*.

2. Influences des caractéristiques mécaniques des matériaux sur la vulnérabilité des portiques modélisés

2.1 Influence de la variation de la résistance à la compression du béton sur la vulnérabilité des portiques en béton armé

Le comportement structural ainsi que la performance sismique du portique à 9 niveaux sont reconsidérés, sous l'influence de la variabilité de la caractéristique mécanique du béton f_c (25, 30, 35 et 40 MPa)

Les principales conclusions de cette partie, sont :

- La première rotule plastique apparaît toujours dans la même section de poutre.
- L'augmentation de cette caractéristique mécanique confère une meilleure résistance en termes d'accélération spectrale aux structures.
- Bien que numériquement la valeur des moments résistants des sections des premières rotules plastiques note une augmentation, il n'y a aucun changement de dégradation par plastification des poutres, malgré l'augmentation de f_c ,
- Le portique à 9 étages est toujours dans le domaine Orange 3, malgré l'augmentation de f_c .

2.2 Influence de la variation de la limite élastique des aciers sur la vulnérabilité des portiques en béton armé

Le comportement de la structure en R+8 est discuté selon une augmentation de 100 MPa de la limite élastique des armatures.

- Amélioration en résistance de la courbe capacitaire est clairement visible pour le portique ayant un ferrailage de limite élastique de 500MPa.
- La structure se rapproche sensiblement du degré de dommage Vert2.
- La première rotule plastique apparaît à un étage inférieur (niveau 3) comparativement au modèle ferrillé par la nuance FeE400 (niveau 4).
- La plastification n'apparaît que dans deux zones du niveau 6, et aucune dans les niveaux 7, 8 et 9. Contrairement au ferrailage selon FeE400 où dans le 7^{ème} niveau, il y a eu formation de rotules plastiques.

3. Approche déterministe d'évaluation de la vulnérabilité des portiques auto-stables après modélisation des lois de comportement des rotules plastiques

3.1 Effet de la variation d'enrobage des barres sur le comportement structural des modèles

Une diminution de l'amplitude des courbes est distinguée inversement proportionnelle à l'augmentation de l'enrobage en béton. Ceci indique une variation des capacités structurales en termes de résistances et non en déformations. En effet, le segment élastique reste le même quel que soit la variation de 'c', ce qui correspond à la même pente, même rigidité initiale. Sur le segment post-élastique, la variation se distingue, par la conséquence de la variation de hauteur utile des sections de poutres, donnant lieu à une variation des moments résistant des sections.

Toutefois, il faut noter que l'effet de la variation de l'enrobage est le même selon les modèles *A*, *B* et *C*, respectivement à 3, 6 et 9 niveaux. En effet, cette variable géométrique a la même influence sur les structures auto-stables modélisées indépendamment de leur élévation.

3.2 Comportement structural des modèles avec modélisation des lois de comportement des rotules plastiques

Après introduction des lois de comportement des rotules plastiques par l'intermédiaire des valeurs des moments résistant, à chaque extrémité des éléments poutres (selon le principe de plasticité concentrée), le début d'endommagement localisé des différentes variantes des modèles *A*, *B* et *C* est présenté. Cet endommagement lié à l'apparition des premières rotules plastiques donne lieu aux observations suivantes :

- Le début de l'endommagement apparaît dans les poutres intermédiaires des modèles, selon leurs hauteurs,
- L'apparition des premières plastifications se situe dans les zones intermédiaires des portiques selon leurs hauteurs (élévation),
- Concernant l'effet de la variation d'enrobage, il n'est pas constaté d'influence visuelle particulière sur le début de plastification des modèles, du fait que plusieurs rotules apparaissent dans le même *step* de la poussée progressive. Cependant, une diminution du moment résistant est observée dans chaque variante des modèles, qui est inversement à l'enrobage 'c' (diminution de la hauteur utile d).

4. Couplage mécano-fiabiliste

4.1 Evolution des probabilités de défaillance “ P_f ” des 21 modèles selon trois analyses, liées au tirage aléatoires de f_c , f_y

- L'évolution des probabilités de défaillance selon l'analyse de type 1 montre la sécurité des système étudiés selon une distribution log-normale de la résistance à la compression du béton avec valeur nominale de 25MPa. Toutefois, trois modèles sont dans le domaine de défaillance selon les limites de sécurité prédéfinies. Ces derniers, ayant des enrobages important montrent une défaillance, probablement due à une section de béton non confiné trop importante créant une vulnérabilité de la section de poutre.
Aussi, cette diminution de la hauteur utile (conséquence de l'augmentation de l'enrobage) provoque la diminution du moment résistant dans ces section, réduisant ainsi l'écart entre M_s et M_r . De ce fait, la distribution log-normale de f_c engendre le dépassement récurrent du moment sollicitant.
- La fiabilité des modèles selon l'analyse de type 2 montre un tout autre aspect, beaucoup plus préoccupant. En effet, les P_f obtenues par la fonction d'état limite $G(x)$ positionnent quasiment tous les modèles dans la défaillance. Ainsi, les P_f varient entre 10^{-2} à 2×10^{-2} , respectivement pour l'enrobage minimal de 2 cm à l'enrobage maximal de 5 cm. Ces résultats montrent l'impact lié à la variation de la limite élastique des armatures selon une valeur nominale de 400 MPa selon une distribution gaussienne,
- Lors de l'analyse de type 3, les deux variables aléatoires sont variées simultanément. Cette troisième analyse suit l'allure de l'analyse de type 2, qui dans cette présente étude donne des résultats plus probants.

4.2 Influence de l'enrobage des armatures sur l'évolution de la probabilité de défaillance des modèles étudiés

Les discussions relatives à cette partie de l'étude se décortiquent en termes d'erreurs commises sur la variable déterministe « enrobage ». Ainsi, la différence entre la valeur d'enrobage prise en compte lors de la modélisation (enrobage de calcul) et l'enrobage effectué lors de la pose des barres longitudinales sur chantier (enrobage sur chantier) est considérée comme une erreur absolue. On note montrent qu'une que la considération donnée à la pose des barres in-situ doit être plus rigoureuse. En effet, une erreur absolue de 0.5 cm, marque un changement significatif dans l'état de fiabilité des modèles.

4.3 Interprétation de l'analyse fiabiliste des modèles par le biais de l'indice de fiabilité β : Ce dernier est un indice de sécurité approximant le P_f des système étudiée.

- Selon la variable aléatoire f_y : cette analyse montre l'incidence et l'importance de la variabilité de la variable, limite élastique des armatures, sur la fiabilité des portiques en BA,
- Selon la variable aléatoire f_c : β dépasse largement la limite de sécurité fixée par l'EC90 (2002), pour 16 modèles, au lieu de 18 pour l'évaluation de la fiabilité selon les critères de Lemaire et al. (2009). En effet, l'utilisation de ce critère donne lieu à la défaillance des modèles A7 et B6. Ce qui confirme l'enrobage de 5 cm est trop important pour la section de poutre considérée.

Cette présente étude fait objet d'un travail complément aux différents travaux de recherches menés au du département de génie-civil de l'UMMTO [M.Hannachi & M.Hamizi, M.Nekmouche, M.Akkouche, M.Louzai], sur l'investigation et la recherche sur les systèmes en portiques auto-stables. Ce travail montre l'intérêt d'approfondir nos travaux sur cette typologie de construction, afin de pallier aux problématiques liées à l'ajout de voiles [M.Boukais, M.Kezmane]. La typologie portiques en BA, de par sa bonne ductilité, donne lieu à des dommages, relativement modérés, ne compromettant pas pour autant, la sécurité des habitants. De plus, l'approche en fiabiliste initiée, au sein de ce même département, par nos collaborateurs, M^{me}.Bouzelha, M.Hammoum, M.Dehmous & M.Aliche donne un apport supplémentaire aux précédentes études. Ainsi, la fiabilité de cette typologie de structures selon l'endommagement par plastification des sections de poutres, montre l'impact des variables aléatoires considérées f_c et f_y sur la fiabilité des modèles. Enfin, pour répondre à la question préalablement posée: est-ce que cette fiabilité est suffisante ? Nous pensons, que le traitement d'études supplémentaires doit être établi selon d'autres dimensions de poutres pour pouvoir statuer sur cette réflexion. Néanmoins, nous pouvons dire que la fiabilité et la vulnérabilité de cette typologie, n'est pas compromise si elle respecte une mise en œuvre en adéquation avec les notes de calcul.

5. Perspectives

1. *Contribution des paramètres géométriques de la section de poutres à la performance sismique et à la fiabilité des structures en portiques.*
2. *Etude de la fiabilité des sections de poteaux, en tenant compte de la variation de l'effort normal s'y exerçant.*
3. *Influence des murs en maçonnerie sur la performance sismique et la fiabilité de ces structures en portiques.*

- AFPS. Association française du Génie Parasismique, (2003), Le séisme du 21 Mai 2003 en Algérie, Rapport préliminaire de la mission AFPS, MEDD/DPPR/SDPRM, Version du 8 juillet 2003, Algérie
- AFPS. Association française du Génie Parasismique, (2005), ‘‘Vulnérabilité sismique du bâti existant : Approche d'ensemble’’ cahier technique n°25.
- Ait L’Hadj, L., Hammoum, H. and Bouzelha, K. (2017), ‘‘Nonlinear analysis of a building surmounted by a reinforced concrete water tank under hydrostatic load’’, *Advances in Engineering Software*, Vol. 117, pp. 80-88.
- Aliche, A., Hammoum, H. and Bouzelha, K. (2019), ‘‘Mecanoreliability analysis applied to RC tank under seismic loads according to the Algerian seismic standard’’, *Asian Journal of Civil Engineering*, Vol. 20No. 3, pp. 395-408.
- Antoniou, S. (2001), Pushover analysis for seismic assessment of RC structures, Transfer Report, Department of Civil Engineering, imperial College London, United Kingdom.
- Arash, N. (2018). Sensitivity and fragility analysis of steel moment frames subjected to progressive collapse. *Asian Journal of Civil Engineering*. 19(5), 595–606.
- Aréde, A (1997), Seismic Assessment of reinforced concrete frame structures with a New Flexibility Based Element, PhD Dissertation, Porto University, Portugal.
- Asadi, P. and Sourani, H. (2019), ‘‘Fragility curves production by seismicimprovement of the high-dimensional model representation method’’, *Engineering Computations*, Vol.37 No.1, pp.120-143.
- ATC-13 (1985). Applied Technology Council. ‘‘Earthquake damage evaluation data for california’’. Report 13, Redwood City, CA, 1985.
- ATC-40 (1996), Applied Technology Council. ‘‘Seismic evaluation end retrofit of concrete building’’, Report No.SSC 96-01. Redwood City, CA, USA.
- Atkinson, G.M. and Boore, D.M. (2006), ‘‘Earthquake ground-motion prediction equations for Eastern North america’’, *Bulletin of the Seismological Society of America*, Vol. 96No. 6, pp. 2181-2205.
- B. Boniface (2010), ‘‘ Modélisation thermo-mécanique et fiabilité des échangeurs réacteurs en carbure de silicium’’. Thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Toulouse (INP Toulouse), France.
- Badaoui, M, Bourahla. N, Bensaibi. M (2019) « Estimation of accidental eccentricities for multi- storey buildings using artificial neural networks », *Asian Journal of Civil Engineering*
- BAEL 91 révisées 99. Béton Armé aux Etats Limites (1999), ‘‘Règles techniques de conception et de calcul des ouvrages et constructions en béton armé suivant la méthode des états limites’’, DTUP 18-702, Fascicule 62.
- Bazzurro, P., Cornell, C.A., Shome, N. and Carballo, J.E. (1998), Three proposals for characterizing mdof nonlinear seismic response, *Journal of Structural Engineering*, Vol.124 No.11, pp.1281-1289.
- Benyahi.K, Bouchafa. D and Bouafia. Y (2015) ‘‘Approche fiabiliste appliquée aux structures poteaux-poutres’’ Conference: 13th Arab Structural Engineering Conference, ASEC, Blida.
- Berry, M.P., Lehman, D.E. and Lowes, L.N. (2008), Lumped-plasticity models for performance simulation of bridge columns, *ACI Structural Journal*, Vol. 105, No 3, pp. 270–279.
- Biskinis D, Fardis MN (2010), Deformation at flexural yielding of members with continuous or lap-spliced bars, *Structural Concrete*, Vol. 11, No 3, pp. 127–38.
- Boore, D.M (2003). Simulation of ground motion using the stochastic method. *Pure and Applied Geophysics*, 160(3) :635–676.
- Bouzelha, K., Hammoum, H., Amirouche, C. and Chaouadi, T. (2017), ‘‘Reliability analisis of stability to sliding of earthen embankment under seismic effect’’, *Procedia Structural Integrity*, Vol. 5, pp. 77-84.

- Buczowski R. and Kleiber M. A (1999) Stochastic model of rough surfaces for Finite element contact. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 169(1-2):43-59.
- Casciati, F., Grigoriu, M., Der Kiureghian, A., Wen, Y.K. and Vrouwenvelder, T. (1997), "Report of the working group on dynamics", *Structural Safety*, Vol. 19 No. 3, pp. 271-282.
- Centre de Recherche en Astronomie Astrophysique et Géophysique. Yelles-Chaouche. A.K, les séismes en Algérie du Nord, CRAAG, Algérie.
- Chabridon, V., Balesdent, M., Bourinet, J.M., Morio, J., & Gayton, N. (2017). Evaluation of failure probability under parameter epistemic uncertainty: application to aerospace system reliability assessment. *Aerospace Science and Technology*. 69, 526-537. Elsevier Masson.
- Chen, X., Wu, S. and Zhou, J. (2014), "Compressive strength of concrete cores with different lengths", *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 26 No. 7, pp. 1-7.
- Chopra, A.K. and Goel, R.K. (2002), A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol. 31, pp. 561-582.
- Colangelo F., Giannini R., and Pinto P.E. (1996) Seismic reliability analysis of reinforced concrete structures with stochastic properties. *Structural Safety*, 8(2-3) :151-168.
- Combescuré D., Gueguen P., and Lebrun B. Vulnérabilité sismique du bâti existant : Approche d'ensemble. Cahier Technique 25, AFPS, 2005.
- Cornell C.A., Jalayer F., Hamburger R.O., and Foutch D.A. (2002) Probabilistic basis for 2000 SAC/FEMA Steel moment frame guidelines. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 128(4):526-533.
- Dang, C.T (2014) Méthodes de construction des courbes de fragilité sismique par simulations numériques. Thèse de Doctorat. Université BLAISE PASCAL- Clermont II. France
- Dang, C.T, Le, T.P, and Ray, P. (2012) Évaluation de la fiabilité d'une structure mécanique en comportement dynamique aléatoire. In *Le 12ème Colloque National AIP PRIMECA, Mont Dore, France*, 2012.
- Davidovici, V. (Mai 2003), Séisme de Boumerdes, Rapport préliminaire du Ministère de l'Habitat, Algérie.
- Dehmous, H. and Weleman, H. (2011), "Multi-scale reliability analysis of composite structures- Application to the Laroin footbridge", *Engineering Failure Analysis*, Vol. 18 No. 3, pp. 988-998.
- Dehmous. H (2007), " Fiabilité et micromécanique des matériaux composites Application à la passerelle de Laroin" thèse de Doctorat, Institut National Polytechnique de Toulouse, France.
- Del Gaudio, C., De Martino, G., Di Ludovico, M., Manfredi, G., Prota, A., Ricci, P., & Verderame, G.M. (2016). Empirical fragility curves from damage data on RC buildings after the 2009 L'Aquila earthquake. *Bulletin Earthquake Engineering*, 15(4), 1425-1450.
- Delgado, J., De Azeredo, M. and Delgado, R. (2000), "Probability of failure estimation of current reinforced structures using the latin hypercube sampling", *RiskAnalysis II*, pp. 105-114.
- Der Kiureghian, A., Lin, H.Z. and Hwang, S.J. (1987), "Second-order reliability approximations", *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 113 No. 8, pp. 1208-1225.
- Desceliers C., Soize C., and Cambier S. Non-parametric model for random uncertainties in non-linear structural dynamics : application to earthquake engineering. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, 33(3) :315{327, 2004.
- Dinar, Y., Hossain, M.I., Biswas, R.K. and Rana, M.M. (2014), "Descriptive study of pushover analysis in RCC structures of rigid joint", *Iosr Journal of Mechanical and Civil Engineering*, Vol. 11 No. 1, pp. 60-68.
- Ditlevsen, O. and Madsen, H.O. (2005), "Structural Reliability Methods", John Wiley and Sons, Ltd; ed.

- Dorbani, S., Badaoui, M. and Benouar, D. (2018), “Effect of the uncertainty on the formulated seismic behavior of RC buildings to a given earthquake”, *Asian Journal of Civil Engineering*, Vol. 19 No. 3, pp. 309-317.
- EC90. Eurocode (2002), “Basis of structural design, European standard. The European union PerRegulation”.
- EC92. Eurocode (2004), “Design of concrete structures – part 1-1, general rules and rules for buildings”, *The European Union PerRegulation*, Vol. 225.
- EC 8. Eurocode (2012), Design for earthquake resistance, part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings, European standard EN 1998-1. European Committee for Standardization (CEN), Brussels.
- El-Nabouch, R., Bui, Q.B., Plé, O. and Perrotin, P. (2019), “Rammed earth under horizontal loadings: Proposition of limit states”, *Construction and Building Materials*, Vol. 220, pp. 238-244.
- Elnashai, A. S. (2001), Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications, *Structural engineering and mechanics*, Vol. 12, No 1, pp. 51–70.
- EMS-98 (2001) Echelle macroscopique européenne. Centre européen de Géodynamique et de séismologie. Luxembourg.
- ETABS® Version 18 Integrated Analysis and Design of Building System. Computers and Structures, Inc., Berkeley, California, USA, 1984-2019.
- Faravelli L., (1989) “Response surface approach for reliability analysis”, *J. Engng Mech.*, vol. 115, n° 12, pp. 2763-2781.
- FEMA 273 (1997), NEHRP guidelines for the seismic rehabilitation of buildings, Building Seismic Safety Council, Washington DC, USA.
- FEMA-356 (2000), Prestandard and commentary for seismic rehabilitation of building, Federal Emergency Management Agency, Washington (DC), USA.
- Filippou, F.C., Fenves, G.L. (2004), Methods of Analysis for Earthquake-Resistant Structures, Chapter 6 in *Earthquake Engineering - From Engineering Seismology to Performance-Based References 130 Engineering*, (Bozorgnia, Y., Bertero, V.V. authors), Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom.
- Gayton, N. and Lemaire, M. (2009), “Reliability assessment of structures subjected to fatigue failure”, *Ships and Offshore Structures*, Vol. 4 No. 3, pp. 229-239.
- HÄHNEL. A (2007), ‘‘Approche mécano-probabiliste système en conception pour la fiabilité’’ thèse doctorat Université BLAISE PASCAL - Clermont II, France.
- Hamizi, M., Bouzid, L., Boukais, S. and Hannachi, N.E. (2010), “Méthodologie de l'évaluation de la fonction de vulnérabilité et du risque sismique pour les structures en poteaux poutres”, *Etude de Cas: Wilaya de Boumerdès Algérie, Annales du Bâtiment et Des Travaux Publics*, Vo. Vol.4, pp. 23-30.
- Hammoum, H., Bouzelha, K., Imerzoukene, L., Ouharoun, M. (2017). Reliability Analysis for Reno mattress for canals. *2nd International Conference on Structural Integrity (ICSI)*. Funchal, Madeira Portugal. *Procedia Structural Integrity* 5, 69–76.
- Hamza, S (2007) ‘‘Analyse probabiliste de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants : application aux structures µa portiques en béton armée’’, Thèse de Doctorat, Université de Marne-la-vallée, France.
- Hess, P.E., Bruchman, D., Assakkaf, I.A., and Ayyub, B.M. (2002), Uncertainties in Material and Geometric Strength and Load Variables, *Naval Engineers Journal*, Vol. 114, No. 2, pp. 139–166.
- Inel M., Ozmen H. B. (2006), Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings, *Engineering Structures*, Vol. 28, pp. 1494–1502.

- Irani, A., & Jalali, A. (2015). Seismic vulnerability assessment of reinforced concrete structure in tabriz north fault vicinity. *Asian journal of civil engineering*, 16(8), 1089-1101.
- Jaskulski, R. and Wilinski, P. (2016), "Influence of concrete strength probability distribution on safety margin of concrete cross-section subjected to shear", *Procedia Engineering*, Vol. 153, pp. 232-239.
- JCSS. (2001), Probabilistic model code, *Joint Committee on Structural Safety*, <http://www.jcss.ethz.ch/JCSSPublications/PMC/PMC.html>.
- Kadid, A. and Boumrkik, A. (2008), "Pushover analysis of reinforced concrete frame structures", *Asian Journal of Civil Engineering*, Vol. 9 No. 1, pp. 75-83.
- Kahil A., Nekmouche A., Boukais S. et al. (2017), Effect of RC wall on the development of plastic rotation in the beams of RC frame structures, *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, Vol. 12, No 3, pp. 318-330
- Kahil. A, Hamizi. M, Hannachi. N.E (2010). Estimate of seismic damage-Methodology and application to buildings reinforced concrete- *International Review of Civil engineering (I.R.E.C.E)*, June 2010.
- Karmazinova, M. and Melcher, J. (2012), "Influence of steel yield strength value on structural reliability", *Recent Researches in Environmental and Geological Sciences*, pp. 441-446,
- KEBAILI.B, REDJEL.B. (2009) *Analyse Du Séisme De Boumerdes Juin 2003 Et Règles parasismiques Algériennes*, 1st International Conférence on Sustainable Built Environment infrastructures in Developing countries ENSET Oran (Algeria).
- Kezmane A., Boukais S., Hamizi M. (2016), Numerical simulation of squat reinforced concrete walls strengthened by FRP composite material, *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, Vol. 10, No 4, pp. 445–455.
- Kligner R.E. and Bertero V.V., 1978, Earthquake Resistance of Reinforced Infilled Frames, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 104, No. ST6, pp.973-989.
- Le Nguyen. K (2015), Contribution à la compréhension du comportement des structures renforcées par FRP sous séismes, Thèse de doctorat, Institut national des sciences appliqués de Lyon, France.
- Lemaire M., 'Evaluation des indices de fiabilité associés à des modèles de mécanique de structure'. *Revue Française de Mécanique* 1992.
- Lemaire. M, Chateaufeuf. A & Mitteau, J.C. (2005). « Fiabilité des structures ». Lavoisier ed. France
- Lemaire, M., Chateaufeuf, A. and Mitteau, J.C.(2009), 'Structural reliability', London: Wiley
- Leyla Bouzid, Mohand Hamizi, Naceur-Eddine Hannachi, Aghiles Nekmouche and Karim Akkouche, K (2020). "Plastic hinges mechano-reliability analysis in the beams of RC frames structures". *World Journal of Engineering* Vo 17, N°5, pp 717-732.
- Leyla. Bouzid (2010). « Caractérisation des sols et leurs influences sur la vulnérabilité du bâti existant ». Thèse de Magister, UMMTO, Algérie.
- Li, Q., Sun, C., Huang, Z., Xiao, X., Thang, H. and Zhao, S. (2015), "Reliability analysis of Lan Chengyu corroded pipeline with associated defects", *Petroleum*, Vol.1 No.3, pp.244-250.
- López-Almansa F., Alfarah B., Oller S. (2014), Numerical simulation of RC/ frame esting with damaged plasticity model, comparison with simplified models, *Second European Conference on Earthquake engineering and Seismology*, 25-29 Aug, Istanbul, Turkey.
- López-López A., Tomás A., Sánchez-Olivares G. (2016), Influence of adjusted models of plastic hinges in nonlinear behavior of reinforced concrete buildings, *Engineering Structures*, Vol. 124, pp. 245–257
- Louzai A. (2016), Evaluation du facteur de comportement de structures en béton armé sur la base d'analyses statique et dynamique non linéaire, Thèse de doctorat, Université de Tizi-Ouzou, Algérie.

- Louzai, A. and Abed, A. (2015), Evaluation of the seismic behavior factor of reinforced concrete frame structures based on comparative analysis between nonlinear static pushover and incremental dynamic analyses, *Bull Earthquake Eng*, Vol. 13, pp. 1773-1793.
- Lupoi G., Franchin P., Lupoi A., and Pinto P.E. (2006) Seismic fragility analysis of structural systems. *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 132.
- Maizia, A., Hocine, A., Dehmous, A. and Chapelle, D. (2017), “Prediction of reliability analysis of composite tubular structure under hygro-thermo-mechanical loading”, *Mechanics of Advanced Materials and Structures*, Vol. 26 No. 4, doi: 10.1080/15376494.2017.1387329.
- Mander J.B, Priestley M.J.N. (1988), Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete, *Journal of Structural Engineering*, ASCE, Vol. 114, No 8, pp. 1827-1849
- Matlab (2014), User’s Guide – Math Works-version 7.8. Inc, US Patents.
- Mestat P., Prat M. et al. (1995), *La modélisation des ouvrages*, Hermès publications, Paris, France
- Mochio T., Samaras E., and Shinozuka M. (1985) Stochastic equivalent linearization for Finite-element. *4th International Conference on Structural Safety and Reliability*, volume 1.
- Monavari, B. and Massumi, A. (2012), “Estimating displacement demand in reinforced concrete frames using some failure criteria”, *International Journal of Advanced Structural Engineering*, Vol. 4, No. 1.
- Mwafy A.M., Elnashai A.S. (2001), Static Pushover versus Dynamic Collapse Analysis of RC Building, *Engineering Structures*, Vol. 23, pp. 407-424.
- Nekmouche A, Hamizi M, Boukais S, Hannachi N E. (2015), Pushover analysis application for damage assessment in critical section of RC/frame, *The 6th International Conference on Mechanics and Materials in Design*, Delgada, 30–31 July, Portugal.
- Nekmouche A., Hamizi M., Khelil N. et Kezmane A. (2018), Simplified models to control plastic hinges in reinforced concrete frame structures, *Asian Journal of Civil Engineering*, Vol. 19, pp. 13-25.
- Nekmouche. A (2019), *Évaluation des dommages plastiques des structures élancées sous sollicitations sismiques*, thèse de doctorat, Université A.MIRA-BEJAIA, Algérie.
- Nguyen X. H. (2006), *Vulnérabilité des structures en béton armé à voiles porteurs: expérimentation et modélisation*, Thèse de doctorat, Institut National Polytechnique de Grenoble, France.
- Nowak, A.S. and Collins, K.R. (2000), *Reliability of Structures*, Mc Graw Hill.
- O’Rourke.M.J and So.P. Seismic fragility curves for on-grade steel tanks. *Earthquake spectra*, 16(4) :801-815, 2000.
- Olteanu, I., Barbat, A.H. and Budescu, M. (2015), “Vulnerability assessment of reinforced concrete framed structures considering the effect of structural characteristics”, *The Open Civil Engineering Journal*, Vol.9, No. 1, pp.321-329.
- Palanci, M. (2019), “Fuzzy rule based seismic risk assessment of one-story precast industrial buildings”, *Earthquake Engineering and Engineering Vibration*, Vol. 18, No. 3.
- Park R., Paulay T. (1975), *Reinforced Concrete Structures*, John Wiley & Sons, USA, 1975.
- Patil V.S, Tande. S.N. (2018) Probabilistic verses deterministic method of seismic performance evaluation. *Journal of Civil Engineering*.
- PEER/ ATC 72-1, (2010), *Modeling and acceptance criteria for seismic design and analysis of tall buildings*, Redwood City, CA, USA.
- Pellissier, V. (2004) «Évaluation de stratégies pour la gestion du risque sismique du bâtiment». *École polytechnique fédérale de Lausanne*.
- Pinto, P.E. (2001), “Reliability methods in earthquake engineering”, *Progress in Structural Engineering and Materials*, Vol. 3 No. 1, pp. 76-85.

- Ponle, E.A., Olatunde, O.B. and Awotunde, O.W. (2014), “Mechanical properties of reinforcing steel rods produced from recycled scraps”, *The International Journal of Engineering and Science*, Vol. 3 No. 2, pp. 14-34.
- Pouraminian. M, Pourbakhshian. S, M Hosseini. M (2019) “Reliability analysis of Pole Kheshti historical arch bridge under service loads using SFEM” *Journal of Building Pathology and Rehabilitation*.
- Pratt, J.W. and Gibbons, J.D. (1981), “Kolmogorov-Smirnov Two-Sample tests. In: concepts of nonparametric theory”, Springer Series in Statistic, Springer, NewYork, NY.
- Priestley, M.J.N., Park, R. (1987), Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading, *ACI Structural Journal*, Vol. 84, No 1, pp. 61-76.
- Règlement Parasismique Algérien RPA99/version 2003 (2003) : Centre National de recherche en Génie Parasismique, Algérie.
- Risk-UE. An advanced approach to earthquake risk scenarios with applications to different european towns - WP4 : Vulnerability of current buildings. Technical report, septembre 2003.
- Roberts J.B. and Spanos P.D. (1990) *Random vibrations and statistical linearization*. John Wiley and sons.
- Sahu, D., Nishanth, M., Dhir, P.K., Sarkar, P., Davis, R. and Mangalathu, S. (2019), “Stochastic response of reinforced concrete buildings using high dimensional model representation”, *Engineering Structures*, Vol. 179, pp. 412-422.
- Schueller, G.I. (2001), “Computational stochastic mechanics recent advances”, *Computers and Structures*, Vol. 79 Nos 22/25, pp. 2225-2234.
- Schwob, M and Peyrache, G. (1969) “Traité de Fiabilité”. Masson & Cie, Paris.
- Seghir. A (2007), Séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003 (2003), Pathologie de construction et dommages sismiques, Séminaire, Les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction, Bejaia, Algérie.
- Sun Y., Xiao J., Zhou D. (2008), Experimental research on seismic behavior of recycled concrete frame under varying cyclic loading, *Front. Archit. Civ. Eng*, Vol. 2, No 4, pp. 302–308.
- Tarighat, A. and Behnam, Z. (2016), “Structural reliability of reinforced concrete beams/columns under simultaneous static loads and steel reinforcement corrosion”, *Arabian Journal for Science and Engineering*, Vol.41No.10, pp.3945-3958.
- Thuat. D.V, Chuong. H. V, Duong. B (2020), “Relationship of strength reduction factor and maximum ductility factor for seismic design of one- storey industrial steel frames”. *Asian Journal of Civil Engineering*.
- Tumidajski, P.J., Fiore, L., Khodabocus, T., Lachemi, M. and Pari, R. (2006), “Comparison of weibull and normal distribution for concrete compressive strengths”, *Canadian Journal of Civil Engineering*, Vol. 33 No. 10, pp. 1287-1292.
- Vecchio, F.J., and Emara, M.B. (1992), Shear Deformations in Reinforced Concrete Frames, *ACI Structural Journal*, Vol. 89, No 1, pp. 46-56.
- Villemeur. A. (1988) “Sûreté de Fonctionnement des Systèmes Industriels : Fiabilité - Facteurs Humains - Informatisation”. Collection de la Direction des Etudes et Recherche d'Electricité de France. Eyrolles.
- Wang. C. J (1993) What Every Engineer Should Know about Reliability and Risk Analysis, *Journal of Quality Technology*, 25:4, 324-326
- Wang, X.H., Bastidas-Arteaga. E., & Yang, G. (2018). Probabilistic analysis of chloride penetration in reinforced concrete subjected to pre-exposure static and fatigue loading and wetting-drying cycles. *Engineering Failure Analysis*, 84, 205–219.

- Welemene, H., & Dehmous, H. (2011). Reliability analysis and micromechanics: A coupled approach for composite failure prediction. *International Journal of Mechanical Sciences*. 53, 935–945.
- Wen Y.K. and Kwei Y. (1976) Method for random vibration of hysteretic systems. *ASCE Journal of Engineering Mechanics Division*, 102(2) :249-263.
- Xu, J., Dang, C. and Kong, F. (2017), “Efficient reliability analysis of structures with the rotational quasi-symmetric point-and the maximum entropy methods”, *Mechanical Systems and Signal Processing*, Vol. 95, pp. 58-76.
- Yahiaoui D. (2014), Contribution à l’analyse dynamique non linéaire des portiques en béton armé, Thèse de doctorat, Université de Batna, Algérie.
- Zacek, M. (2004) Conception parasismique, niveau d’avant-projet cahier numéro 1, collection conception parasismique.
- Zentner, I. and Borgonovo, E. (2014), “Construction of variancebased metamodels for probabilistic seismic analysis and fragility assessment”, *Georisk: Assessment and Management of Risk for Engineered Systems and Geohazards*, Vol. 8 No. 3, pp. 202-216.
- Zhang F., Lu X., Yin C. (2009), Numerical simulation and analysis for collapse responses of RC frame structures under earthquake, *Front. Archit. Civ. Eng.*, Vol. 3, No 4, pp. 364–369.
- Zou, X.K. and Chan, C.M. (2005), “Optimal seismic performance-based design of reinforced concrete buildings using nonlinear pushover analysis”, *Engineering Structures*, Vol. 27No. 8, pp. 1289-1302.

Abstract

In this present research, seismic reliability and vulnerability assessment of RC/frames structures is estimated in order to understand and apprehend structural behavior of this construction's typology. Modeling based on concentrated plasticity theory was performed to evaluate vulnerability by damages of beams elements and columns at their ends, lumped plasticity model. First, both of capacity and performance of different heights frames are evaluated in order to have a notion on the elevation impact on the behavior of RC/frames, according of plastic hinges emergence and overall damage according to the EMS-98 scale. Then, we studied the variation, as deterministic, of two specific mechanical characteristics of two materials steel and concrete, namely, the elastic limit of reinforcements and compressive strength at 28 days, respectively. Considering the significant influence of the two characteristics on the RC/frames resistance, those last were the instigators of the reliability study, where their respective distribution laws were integrated, to form the random variables. Then, the structures vulnerability is therefore focused on the study of the plasticized of beams cross-section. At this stage of study, a geometric variable imposed itself, rebar covers, characterizing the prevalence of errors between covers modeling and covers during the installation of rebars on site. Rightly, the variability of this parameter greatly influences the damage of the models studied. Secondly, a coupling between this first mechanical approach, purely deterministic (by numerical modeling and implementation of behavior laws of plastic hinges, in the ETABS® software) is carried out, with a probabilistic, reliability approach (via the Matlab © software, by the introduction of mechanical variables as random components of the system). This process is carried out in order to deepen and support the deterministic approach, which has given rise to satisfactory results. Indeed, this study shows the interest and the impact of the variability of the parameters f_c , f_y , and c on the behavior, vulnerability, and reliability of RC/frames structures under imposed seismic stress.

Keywords

Reinforced concrete frames structures, Seismic vulnerability, plastic hinges, Lumped plasticity model, Beams cross-section, Reliability approach, Rebar covers.
