



الجمهورية الجزائرية الديمقراطية الشعبية

République Algérienne Démocratique et Populaire

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

Ministère de L'enseignement supérieure et de la recherche scientifique

Université Kasdi Merbah – Ouargla
Faculté des sciences appliquées
Département de génie civil et hydraulique

جامعة قاصدي مرباح - ورقلة
كلية العلوم التطبيقية
قسم الهندسة المدنية والري

Thèse présentée en vue de l'obtention du diplôme de Doctorat ès sciences

Spécialité : Génie civil

Option : Génie civil

Présentée par : ELABBADI Mohammed Salem

Thème

Réhabilitation parasismique des bâtiments en béton armé

Soutenu publiquement le 04 / 07 / 2026

Devant le jury composé de :

Dr. KRIKER ABDELOUAHED	Prof	Président	Université Kasdi Merbah Ouargla
Dr. BELFERRAG ALLAOUA	M.C.A.	Directeur de thèse	Université Kasdi Merbah Ouargla
Dr. KHELLOU ABDERREZAK	M.C.A	Examineur	Université Kasdi Merbah Ouargla
Dr. ABDESSELAM ISSAM	M.C.A	Examineur	Université de Biskra
Dr. BENNACER LYACINE	Prof	Examineur	Université Université d'Adrar
Dr. BALEGH BENAMAR	Prof	Examineur	Université Université d'Adrar
Dr. MEZIANI NEDJMA	M.C.B	Invitée	Université Kasdi Merbah Ouargla

Remerciements

Avant tout, je remercie ALLAH le tout puissant, qui m'accordé le courage et la patience d'accomplir ce travail.

Je tiens à présenter, en particulier ma profonde gratitude et ma grande estime à mon directeur de thèse : Mr BELFERRAG ALLAOUA pour avoir accepté de diriger cette thèse, pour son suivi, pour sa grande disponibilité et... ses encouragements constants. Merci à lui, il m'a beaucoup apporté tant sur le plan scientifique qu'interpersonnel et ses apports ne seront jamais oubliés.

Je remercie infiniment les membres du jury de m'avoir accordé leurs temps et de m'avoir honoré en jugeant ce travail de recherche.

Dr. KRIKER ABDELOUAHED	Prof	Président
Dr. KHELLOU ABDERREZAK	M.C.A	Examineur
Dr. ABDESSELAM ISSAM	M.C.A	Examineur
Dr. BENNACER LYACINE	Prof	Examineur
Dr. BALEGH BENAMAR	Prof	Examineur
Dr. MEZIANI NEDJMA	M.C.B	Invitée

Ma reconnaissance va également aux personnes qui m'ont aidé de près ou de loin à réaliser ce travail en particulier M^{elle} Meziani Nedjma, Djireb Samir et Khallassi Amar.

*À toute ma famille,
À tous mes collègues
Et amis.*

Résumé

Les séismes provoquent souvent des dommages graves aux bâtiments en béton armé, compromettant la sécurité des occupants et la stabilité des structures. Cette étude vise à analyser les facteurs structurels influençant la vulnérabilité sismique et à proposer des stratégies efficaces de réhabilitation parasismique. Une série de modèles numériques de portiques en béton armé a été réalisée à l'aide du ROBOT 2014, en étudiant l'effet de divers paramètres tels que la qualité des matériaux, la connexion poutre-poteau, la présence des portiques sans remplissage en maçonnerie ou partiellement remplis, les conditions d'appui des fondations et le fonctionnement de poteau court. Les comparaisons effectuées entre les structures initiales et dégradées ont mis en évidence une augmentation notable des déplacements latéraux et des efforts de cisaillement à la base. Ces résultats soulignent l'importance d'une conception structurale régulière et continue pour améliorer la stabilité sismique.

Mots-clés : Réhabilitation, Bâtiments en béton armé, Génie parasismique, Renforcement, Modélisation numérique, RPA 2003.

Abstract

Earthquakes often cause severe damage to reinforced concrete buildings, compromising both the safety of occupants and the structural stability of constructions. This study aims to analyze the structural factors influencing seismic vulnerability and to propose effective strategies for seismic rehabilitation. A series of numerical models of reinforced concrete frames was developed using ROBOT 2014, considering various structural parameters such as material quality, beam–column joint behavior, partial masonry infill, foundation support conditions and the operation of the short column. Comparative analyses between the original and rehabilitated structures revealed a significant increase in lateral displacements and shear stresses at the base. These results highlight the importance of regular and continuous design configurations in improving the seismic performance of reinforced concrete buildings.

Keywords: Rehabilitation, Reinforced concrete buildings, Earthquake engineering, Strengthening, Numerical modeling, RPA 2003.

ملخص

الزلازل غالبًا ما تُسبب أضرارًا جسيمة للبنىات من الخرسانة المسلحة و غيرها، مما يُهدد سلامة ساكنيها و شاغليها وكذا استقرارها الإنشائي. تهدف الدراسة في هذه الأطروحة إلى تحليل العوامل الإنشائية المؤثرة على قابلية التأثر بالزلازل، واقتراح استراتيجيات فعّالة لإعادة تأهيل بنايات الخرسانة المسلحة بعد حدوث الزلزال المدمرة. أُنشئت سلسلة من النماذج العددية لهياكل من الخرسانة المسلحة باستخدام برنامج ROBOT 2014، والقواعد الجزائرية للإنجاز و التصميم في المناطق ذات النشاط الزلزالي المرتفع، لدراسة تأثير عوامل مُختلفة، مثل جودة المواد، والوصلات بين الأعمدة والروافد، ووجود هياكل لينة إما مُملوءة جزئيًا أو فارغة، وكذا ترسيخ الأساسات و أنواعها و تأثير الأعمدة القصيرة. كشفت المقارنات بين الهياكل الأصلية والهياكل التي بها إحدى العوامل السالفة الذكر عن زيادات ملحوظة في الإزاحات الجانبية عند رأس الإطار وإجهادات القص عند القاعدة. تُؤكد هذه النتائج على أهمية التصميم الإنشائي المُتسق والمستمر لتحسين الاستقرار و مقاومة البنىات للقوى الأفقية لاسيما في حالة موضعنا المهتم بتحسين مقاومة البنىات من الخرسانة المسلحة وتجاوبها أثناء حدوث الزلزال.

الكلمات المفتاح : إعادة التأهيل، بنايات الخرسانة المسلحة، هندسة الزلازل، التعزيز، النمذجة العددية، القواعد الجزائرية للتصميم والبناء المضاد للزلازل (RPA 2003).

SOMMAIRE

Remerciements	I
Dédicace.....	II
Résumé	III
Abstract	IV
ملخص	V
Sommaire.....	VI
Liste des figures.....	IX
Liste des tableaux.....	XI

introduction générale

1.1. Introduction générale.....	2
--	----------

Chapitre I Initiation au génie parasismique

I.1. Introduction.....	9
I.2. Eléments de sismologie.....	9
I.3. Ondes sismiques.....	10
I.3.1. Les ondes de volume.....	10
I.3.1.1. Ondes primaires (Ondes P).....	10
I.3.1.2. Ondes secondaires (Ondes S).....	10
I.3.2. Les ondes superficielles (Ondes de Surface).....	10
I.3.2.1. Les ondes de Love.....	10
I.3.2.2. Les ondes de Rayleigh.....	10
I.4. Liquéfaction de sol.....	12
I.4.1. Prise en compte du phénomène de liquéfaction de sol.....	14
I.5. Tassement.....	16
I.6. Tsunami.....	16
I.7. Les sollicitations particulières des séisme.....	16
I.8. Enregistrement des mouvements sismiques, outils et techniques de mesure...	17
I.8.1. Échelles de mesure de la magnitude sismique.....	18
I.8.1.1. Echelle de Mercalli.....	18

I.8.1.2. Echelle De Richter.....	19
I.9. Zonage des aléas sismiques en Algérie et comparative entre RPA99 et RPA2024.....	19
I.10. Interaction sol-structure.....	20
I.10.1. Modélisation de la réalité.....	20
I.10.2. Impact sur la réponse sismique.....	20
I.10.3. Amélioration de la sécurité.....	21
I.11. Identification des types d'interaction.....	21
I.11.1. Interaction cinématique.....	21
I.11.2. Interaction d'inertie.....	21
I.11.3. Utilisation de modèles de ressorts.....	21
I.11.4. Intégration dans les méthodes d'analyse.....	21
I.12. Conception parasismique du bâtiment en béton armé.....	21
I.12.1. Notions générales sur la stabilité des structures face aux forces sismiques...	21
I.12.2. Principes de conception parasismique des bâtiments.....	22
I.12.2.1. Principe (1) – Simplicité.....	22
I.12.2.2. Principe (2) – Continuité.....	22
I.12.2.3. Principe (3) - Régularité en plan.....	23
I.12.2.4. Principe (4) - Régularité en élévation.....	24
I.12.2.5. Principe (5) - Raideur et résistance à la torsion.....	25
I.12.2.6. Principe (6) -Diaphragmes efficaces.....	26
I.12.2.7. Principe (7) -Des éléments structuraux verticaux surdimensionnés...	27
I.12.2.8. Principe (8) -Créer les conditions d'un mécanisme plastique global..	28
I.12.2.9. Principe (9) - Choix rationnels relatifs aux masses	29
I.12.2.10. Principe (10) -Largeur des contreventements	30
I.12.2.11. Principe (11) -Largeur des fondations.....	30
I.12.2.12. Principe (12) -Partition en sous structurent.....	32
I.12.2.13. Principe (13) -Fixation des éléments non structurels.....	33
I.13. Conclusion.....	34

Chapitre II

Déroulement du processus de réhabilitation et réhabilitation parasismique

II.1. Introduction.....	37
-------------------------	----

II.2. Notions de réhabilitation.....	37
II.2.1. Définitions générales.....	38
II.2.1.1. Conservation.....	38
II.2.1.2. Restauration	38
II.2.1.3. Revitalisation.....	38
II.2.1.4. Rénovation urbaine.....	38
II.2.1.5. Entretien et maintenance.....	38
II.2.1.6. Réhabilitation.....	38
II.2.1.6.1. Réhabilitation urbaine.....	39
II.2.1.6.2. Réhabilitation légère	39
II.2.1.6.3. Réhabilitation moyenne.....	39
II.2.1.6.4. Réhabilitation lourde.....	39
II.2.2. Réhabilitation et diagnostic	40
II.2.3 Pourquoi réhabiliter ?.....	41
II.3. Entretien / réhabiliter / reconstruire.....	42
II.4. La gestion et réduction des risques de catastrophes naturelles.....	42
II.4.1. Cadre global, terminologie et concepts de base.....	43
II.4.1.1. Risques et catastrophes naturelles.....	43
II.4.1.2. Représentation des résultats de niveau du risque	45
II.4.2. Courbe de capacité et mesure de vulnérabilité.....	45
II.5. Déroulement du processus de réhabilitation et réhabilitation parasismique...	48
II.5.1. Diagnostic et collecte de données.....	48
II.5.2. Esquisse d'avant-projet de conception	49
II.5.3. Évaluation préliminaire de la vulnérabilité et vérification de la faisabilité...	49
II.5.4. Information et consultation des locataires	49
II.5.5. Elaboration du programme provisoire.....	49
II.5.5.1. Elaboration du projet de conception.....	49
II.5.5.2. Présentation du projet retenu aux partenaires.....	50
II.5.5.3. Expérimentation sur un bâtiment test.....	50
II.5.5.4. Mise en point du programme définitif en cours de lancement de l'opération.....	50
II.5.5.5. Rectification lors de la réception des travaux	50
II.5.5.6. Programme post réhabilitation et ajustement un an après la remise	

service.....	50
II.6. Réparation et renforcement des structures.....	52
II.6.1. Définitions.....	52
II.6.1.1. Réparation.....	52
II.6.1.2. Renforcement.....	52
II.6.2. Préparation d'une opération de réparation ou de renforcement.....	52
II.7. Exécution d'une opération de réparation ou de renforcement.....	54
II.7.1. Renforcement des poteaux et poutres par chemisage.....	54
II.7.2. Réparation des fissures et surface par les matériaux composites.....	56
II.7.3. Renforcement des voiles.....	57
II.7.3.1. Voile élancés.....	58
II.7.3.2. Les voiles courts	59
II.8. Conclusion.....	61

Chapitre III

Principaux facteurs de ruine et dégradations des structures en génie parasismique

III.1. Introduction.....	63
III.2. Contexte et enjeux du renforcement des structures existantes.....	63
III.3. Facteurs influençant le comportement des structures en portique.....	66
III.3.1. Maçonnerie de remplissage.....	66
III.3.2. Conception parasismique en poteau fort et poutre faible.....	66
III.3.3. Nœuds rigides.....	67
III.3.4. Largeur du joint parasismique.....	67
III.3.5. Qualité du béton.....	67
III.4. Analyse numérique, présentation et comparaison des résultats.....	68
III.4.1. Types d'appuis (encastrement, appui double).....	68
III.4.2. Conception d'un étage souple « RDC ».....	70
III.4.3. Conception en « poutre forte et poteaux faibles ».....	73
III.4.4. Conception en structure avec Qualité de béton $f_{c28}=16$ MPa.....	75
III.5. Conclusion.....	78

Chapitre IV
***Comportement des poteaux courts et vulnérabilité des structures sous
chargements sismiques***

IV.1. Introduction.....	80
IV.2. Méthodologie et modélisation envisagé.....	82
IV.2.1. Effets de poteaux courts.....	82
IV.2.1.1. Le premier aspect.....	83
IV.2.1.2. Le deuxième aspect.....	84
IV.3. Description des modèles numériques.....	85
IV.4. Spectre de réponse utilisé.....	88
IV.5. Méthodes de calcul.....	89
IV.6. Résultats et discussions.....	91
IV.7. Conclusion.....	101

Conclusion générale

Conclusion générale.....	105
---------------------------------	------------

Références bibliographiques

Références bibliographiques.....	111
---	------------

Liste des figures

Figure I.1 : Différentes types d'onde sismique.....	11
Figure I.2 : Les caractéristiques d'un séisme.....	12
Figure I.3 : La liquéfaction des sols (séisme de Boumerdes Algérie 2003).....	14
Figure I.4 : L'effet des contraintes effectives dans un sol saturé.....	16
Figure I.5: Mécanisme de détection de mouvement sismique.....	18
Figure I.6 : Carte de zonage parasismique en Algérie.....	20
Figure I.7 : Des formes complexes aux formes simples.....	22
Figure I.8 : Formes de base de la régularité en plan.....	23
Figure I.9 : Les dégâts observés à la jonction des pans dans les structures composées.....	23
Figure I.10 : Les dégâts observés à la jonction des pans dans les structures composées.....	24
Figure I.11 : La régularité des structures en élévation.....	24
Figure I.12 : Endommagement des structures avec régularité en élévation.....	25
Figure I.13 : Destruction par cisaillement du poteau court. Séisme de Boumerde, Algérie 2003.....	25
Figure I.14 : Endommagement des structures causé par le phénomène de torsion.....	26
Figure I.15 : Effet de la faiblesse des diaphragmes.....	27
Figure I.16 : Rupture fragile des poteaux lors des séismes.....	28
Figure I.17 : La formation des rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux.....	29
Figure I.18 : Le principe «poteaux forts-poutres faibles» ou «poutres fortes-poteaux faibles».....	29
Figure I.19 : L'influence de la largeur du voile sur la force sismique.....	30
Figure I.20 : L'influence de la largeur de la fondation sur la force sismique.....	31
Figure I.21 : Principe de sous structure et largeur de joint en plan et en élévation.....	33
Figure I.22 : Effondrement des structures par entrechoquement.....	33
Figure I.23 : Effondrement de la structure causée par la mauvaise conception des porte-à-faux et la mauvaise fixation des éléments de la façade.....	34
Figure II.1: Cette carte tente une approche sur les effets provoqués par le séisme du 21 mai 2003. Carte proposée par André Laurenti réalisée d'après les témoignages transmis sur "azurseisme".....	45
Figure II.2 : Courbe de capacité et mesure de vulnérabilité.....	47
Figure II.3 : Procédure d'élaboration d'une opération de réhabilitation et réhabilitation parasismique.....	51
Figure II.4 : Spécimen testé en compression après chemisage préfabriqué en BUHP.....	55
Figure II.5 : montre l'augmentation de section d'un Poteau carré et la disposition des aciers.....	56
Figure II.6 : Mode de rupture des voiles élancés [Paulay and Priestley 1992].....	58
Figure II.7 : Mode de rupture des voiles courts [Paulay and Priestley 1992].....	59
Figure II.8 : Renforcement des voiles par FRP [Khuong Le Nguyen 2015].....	60
Figure III.1 : Déplacements inter étages de la structure encastree et de la structure adéquate.....	69
Figure III.2 : Déplacements inter étages de la structure encastree et de la structure avec un étage souple.....	71
Figure III.3 : Déplacements inter étages de la structure encastree et de la structure avec une conception en Poteaux faibles poutres fortes.....	74

Figure III.4 : Déplacements inter étages de la Structure avec conception parasismique adéquate et de la structure avec un béton de $f_{c28}=16$ MPa.....	76
Figure IV.1 : Distribution des efforts entre poteau long et poteau court.....	84
Figure IV. 2 : Comportement de poteau court et les déplacements entre poteau long et poteau court..	86
Figure IV.3 : Portique simple avec une travée et un seul étage (TYP1).....	87
Figure I. 4: Portique simple avec une travée et deux étages (TYP2).....	87
Figure IV.5 : Portique simple avec deux travées et un seul étage (TYP3).....	87
Figure IV.6 : Spectre de réponse pour le calcul.....	88
Figure IV.7 : Les différents cas choisis pour (TYP1).....	89
Figure IV.8 : Les différents cas choisis pour (TYP2).....	90
Figure IV.9: Les différents cas choisis pour (TYP3).....	90
Figure IV.10: Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 1er cas du (TYP1).....	92
Figure IV.11: Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 2ème cas du (TYP1).....	92
Figure IV.12: Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 3ème cas du (TYP1).....	93
Figure IV.13: Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 4ème cas du (TYP1).....	93
Figure IV.14: Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 1er cas du (TYP2).....	94
Figure IV.15: Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 2ème cas du (TYP2).....	94
Figure IV.16: Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 3ème cas du (TYP2).....	95
Figure IV. 17: Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 4ème cas du (TYP2).....	95
Figure IV.18: Diagramme de l'effort tranchant pour le 1er cas du (TYP3).....	96
Figure IV.19: Diagramme de déplacement pour le 1er cas du (TYP3).....	96
Figure IV.20: Diagramme de l'effort tranchant pour le 2ème cas du (TYP3).....	97
Figure IV. 21: Diagramme de déplacement pour le 2ème cas du (TYP3).....	97
Figure IV.22: Diagramme de l'effort tranchant pour le 3ème cas du (TYP3).....	98
Figure IV.23: Diagramme de déplacement pour le 3ème cas du (TYP3).....	98
Figure IV.24: Diagramme de l'effort tranchant pour le 4ème cas du (TYP3).....	99
Figure IV.25: Diagramme de déplacement pour le 4ème cas du (TYP3).....	99
Figure IV.26 : Courbe de comparaison résultats des efforts tranchants pour (TYP1).....	100
Figure IV.27 : Courbe de comparaison résultats des efforts tranchants pour (TYP2).....	101
Figure IV.28 : Courbe de comparaison résultats des efforts tranchants pour (TYP3).....	101

LISTE DES TABLEAUX	
Tableau II.1 : Niveaux de dommages des structures.....	48
Tableau II.2 : Propriétés mécaniques des résines époxy.....	57
Tableau III.1 : Déplacements inter étages de la structure encastree et de la structure avec appui double.....	68
Tableau III.2: Effort tranchant de la structure encastree et de la structure adéquate.....	70
Tableau III.3 : Périodes et pulsations des deux structures.....	70
Tableau III.4 : Déplacements inter étages de la structure encastree et de la Structure avec un étage souple.....	71
Tableau III.5 : Effort tranchant de la structure encastree et de la structure avec appui double.....	72
Tableau III.6 : Périodes et pulsations des deux structures.....	72
Tableau III.7 : Déplacements inter étages de la structure encastree et de la Structure avec une conception en Poteaux faibles poutres fortes.....	73
Tableau III.8 : Effort tranchant de la structure encastree et de la structure avec une conception en Poteaux faibles - poutres fortes.....	75
Tableau III.9 : Périodes et pulsations des deux structures.....	75
Tableau III.10 : Déplacements inter étages de la Structure avec conception parasismique adéquate et de la structure avec un béton de $f_{c28}=16$ MPa.....	76
Tableau III.11 : Effort tranchant de la structure encastree et de la structure avec un béton de $f_{c28} = 16$ MPa.....	77
Tableau III.12 : Périodes et pulsations des deux structures.....	77
Tableau IV.1 : Déplacement relatifs maximum des différents cas choisis pour (TYP1)	91
Tableau IV.2 : Déplacement relatifs maximum des différents cas choisis pour (TYP2).....	91
Tableau IV.3 : Déplacement relatifs maximum des différents cas choisis pour (TYP3).....	91

Introduction générale

Introduction générale

Véritable berceau de l'humanité, la construction a toujours constitué un secteur de réflexion et d'innovation. Depuis les premières civilisations, l'homme n'a eu de cesse d'originalité dans la conception et dans la mise en œuvre d'œuvres pour répondre aux besoins d'abri, de sécurité et de pérennité. Or, malgré les avancées indéniables sur les matériaux, la conception des structures, les méthodes de calcul et les dispositifs de mise en œuvre, elles se montrent aujourd'hui encore vulnérables face à un certain nombre d'actions naturelles extrêmes, en particulier les séismes. La plupart des bâtiments existants ont été en effet conçus pour des charges verticales, n'ont quasiment jamais été mis en œuvre en vue de leur résistance à des mouvements de sol latéraux. Dans le but d'améliorer la résistance de l'ancien bâti et diminuer les risques qu'il présente, la réhabilitation et le renforcement de ces ouvrages deviennent un enjeu stratégique [1].

Les tremblements de terre représentent, parmi les catastrophes naturelles, les phénomènes les plus imprévisibles et les plus destructeurs. Leur soudaineté et leur intensité peuvent entraîner, en quelques secondes, des pertes humaines considérables, la destruction de bâtiments et d'infrastructures vitales, ainsi que des impacts économiques et sociaux durables. Contrairement à d'autres risques naturels, il est aujourd'hui encore impossible de prédire avec précision le moment et l'intensité d'un séisme. La seule véritable stratégie de prévention consiste donc à concevoir et à construire des ouvrages capables de résister aux sollicitations sismiques : c'est le principe fondamental du génie parasismique [2].

En Algérie, le risque sismique est particulièrement important le long de la bande tellienne, où se concentrent la majorité des zones urbanisées. Les séismes destructeurs de Chlef (1980) et de Boumerdès (2003) ont mis en évidence la grande vulnérabilité du parc bâti national, notamment des bâtiments en béton armé. Ces catastrophes ont révélé plusieurs défaillances : mauvaise qualité des matériaux, absence de continuité structurelle, défauts de conception, non-respect des règles parasismiques, et insuffisance de contrôle d'exécution. Face à ces constats, la réhabilitation et le renforcement des structures existantes apparaissent comme une priorité nationale, complémentaire à la mise à jour du Règlement Parasismique Algérien (RPA 2003).

Ainsi, le génie parasismique ne se limite pas à la conception de nouveaux ouvrages. Il englobe également la réhabilitation des bâtiments existants, souvent construits selon d'anciennes normes ou en dehors de toute réglementation. La réhabilitation parasismique vise à redonner à ces structures une capacité de résistance suffisante face aux sollicitations sismiques prévues dans les zones à risque élevé et d'envisager des constructions parasismiques consiste à formuler des critères à la fois économiquement justifiés et techniquement cohérentes [3].

Les séismes récents ont montré que de nombreux bâtiments en béton armé, pourtant considérés comme “modernes”, subissent des dommages importants, voire même des effondrements partiels ou totaux [4]. L'analyse post-sismique a mis en évidence plusieurs causes récurrentes :

- une irrégularité en plan ou en élévation des structures, entraînant des concentrations d'efforts ;
- La mauvaise connexion poutre-poteau, générant des zones de fragilité locales ;
- La présence de poteaux courts, souvent due à des remplissages partiels en maçonnerie ;
- La mauvaise qualité des matériaux et des appuis de fondation ;
- Et, plus généralement, le non-respect des dispositions constructives imposées par les règlements parasismiques.

Ces défaillances augmentent considérablement la vulnérabilité des structures. La réhabilitation parasismique constitue donc un enjeu majeur pour la sauvegarde du patrimoine bâti et la réduction des pertes humaines et économiques [5].

Nous intéressons dans cette étude que de la construction en béton armé on se basant sur ce qui s'est passé lors des derniers séismes à savoir : (Mexico, 1985), (Arménie-1988), (Northridge - Californie, 1994), (Kobe-Japon, 1995), (Ombrie- Italie, 1997), (Izmit – Turquie 1999), (Taïwan- 1999). (Suisse- 2000), (Boumerdes – Algérie 2003) [6], (Pakistan, 2005), (Indonésie, 2006), (chine, 2008), (Haïti, 2010), (Japon, 2011), (Népal, 2015), (Turquie et Syrie, 2023), (Maroc, 2023).

Les informations sont tirées de plusieurs ouvrages [7].

Sans oublier les travaux de plusieurs chercheurs dans ce domaine, on citant [Jacky Mazars et al. 2020], [Panagiotis Kotronis et al. 2022], [Victor Davidovici et al. 2022], [Jacky Mazars et al. 2023], [Philippe Bisch et al. 2013], [Nguyen Xuan Dai et al.

2022], [Cédric Desprez et al. 2023], [Frédéric Dufour et al. 2016], [Nicolas Ile et al. 2014] [8].

La réparation, la restauration, la réhabilitation et l'étude des bâtiments revêtent donc aujourd'hui une importance capitale en raison des nombreux problèmes qui affectent diverses structures surtout après les séismes. Les dommages et la destruction de bâtiments surviennent à toutes les époques, même si leurs causes varient. L'émergence de ce domaine d'étude, partie intégrante de l'architecture et du génie civil, n'est pas le fruit du hasard. En effet, il est crucial de comprendre les dommages et la détérioration qui affectent les bâtiments et les structures, à l'instar des maladies qui touchent le corps humain. Nous devons appréhender les causes profondes, les méthodes de détection de ces problèmes, ainsi que les moyens de les traiter et de les prévenir avant qu'ils ne s'aggravent, rendant ainsi leur prise en charge beaucoup plus complexe.

Compte tenu de la diversité des formes architecturales, des méthodes de conception et des techniques de construction, les problèmes rencontrés varient en conséquence et sont souvent plus marqués. De ce fait, identifier les causes des dommages et de la détérioration afin d'y remédier s'avère extrêmement complexe. Par exemple, le problème de la fissuration des bâtiments en béton est lié à plusieurs facteurs. Il peut résulter de charges dépassant la capacité de conception du bâtiment, de la conception et de ses détails, voire des matériaux de construction eux-mêmes, de leur qualité et des méthodes utilisées pour leur préparation. Dans la plupart des cas, voire systématiquement, il découle d'une combinaison de ces facteurs et de leurs interactions. Par conséquent, identifier une cause plutôt qu'une autre et prioriser le traitement en tant que source de détérioration et de dommages est crucial et exige une expertise considérable et une étude approfondie. C'est pourquoi les processus de restauration, de réparation et de réhabilitation sont complexes et d'une importance capitale. Ils constituent un domaine de recherche technique qui existe depuis toujours et qui nécessite une attention et des efforts constants pour son développement et son progrès, notamment dans notre pays.

Les méthodes de restauration varient d'un bâtiment à l'autre et d'un quartier à l'autre en raison des différents types de dommages et de problèmes structurels affectant chaque bâtiment. Les bâtiments représentant une part importante du patrimoine national algérien, il est devenu essentiel de les protéger par l'entretien, la restauration et le renforcement de leurs éléments porteurs, afin de garantir leur

conformité aux normes de construction modernes. Ceci est d'autant plus crucial compte tenu des récentes catastrophes naturelles qui ont entraîné de nombreux décès et des pertes matérielles considérables, pertes qui auraient pu être évitées, ou du moins réduites de moitié, par l'inspection et l'entretien des bâtiments et la restauration des bâtiments endommagés. Si la vie humaine est irremplaçable, l'aspect économique joue un rôle essentiel dans le processus de restauration. Avant d'opter pour la restauration, son coût doit être nettement inférieur à celui de la démolition de l'ancien bâtiment et de sa reconstruction. Cependant, si un bâtiment possède une valeur archéologique ou historique significative, sa restauration devient impérative, quel qu'en soit le coût. Par conséquent, l'ingénieur doit maîtriser tous les aspects du processus afin que son étude soit exhaustive et complète, et permette d'obtenir des résultats concrets pour le bâtiment ou le projet à restaurer et à réparer. De plus, cette étude doit servir de guide aux ingénieurs, techniciens supérieurs, entrepreneurs et à tous les acteurs du secteur de la construction, afin d'éviter de reproduire les mêmes erreurs. Le problème et la catastrophe ne résident pas dans la fissuration et l'effondrement des bâtiments, mais plutôt dans leur effondrement dû à des causes et des symptômes pourtant étudiés et identifiés, pour lesquels nous n'avons pas su tirer les leçons du passé.

La problématique de cette recherche peut se formuler ainsi :

Comment évaluer et améliorer la performance sismique des structures en béton armé existantes, en tenant compte des défauts structurels les plus fréquents, et proposer des stratégies de réhabilitation efficaces et économiquement réalisables ?

Cette question soulève plusieurs sous-problèmes :

- Quelle est l'influence de chaque type de défaut (irrégularité, poteaux courts, connexion poutre-poteau, etc.) sur la réponse globale de la structure ?
- Quelles méthodes numériques permettent de quantifier cette influence ?
- Quelles interventions de réhabilitation sont les plus efficaces pour corriger ces faiblesses ?

La présente thèse s'inscrit dans le cadre de la continuité des travaux de recherche visant à approfondir la connaissance du comportement sismique des structures en béton armé et à optimiser les techniques de réhabilitation. Les objectifs principaux sont les suivants :

1. Identifier les causes structurelles majeures de défaillance observées lors des séismes, à partir d'une analyse bibliographique et d'exemples réels.
2. Analyser, par modélisation numérique, l'effet de ces causes sur la réponse sismique des portiques en béton armé.
3. Évaluer la performance des structures après réhabilitation en comparant différents scénarios d'intervention.
4. Proposer des recommandations techniques et des lignes directrices pouvant contribuer à l'amélioration des pratiques de conception et de réhabilitation parasismique en Algérie.

Au-delà de ces objectifs scientifiques, le travail vise également à fournir des éléments pratiques aux ingénieurs et décideurs pour la mise en œuvre de politiques de réhabilitation réalistes et adaptées au contexte socio-économique national.

Pour atteindre ces objectifs, la recherche repose sur une approche analytique et numérique.

Une série de modèles de portiques en béton armé a été élaborée à l'aide du logiciel ROBOT 2014, conformément aux prescriptions du Règlement Parasismique Algérien RPA 2003.

Chaque modèle représente une configuration structurelle typique rencontrée dans le bâti existant :

- Portiques présentant des poteaux courts de hauteurs variables,
- Structures avec défaut de continuité au niveau des jonctions poutre-poteau,
- Et structures avec conditions d'appuis inadéquates.

Ces modèles ont été soumis à des sollicitations sismiques représentatives afin de comparer leur comportement avant et après réhabilitation. Les principaux paramètres étudiés sont le déplacement latéral, les efforts de cisaillement. Les résultats obtenus permettent d'évaluer quantitativement l'efficacité des interventions de renforcement et de proposer des orientations pratiques pour la réhabilitation des bâtiments en béton armé.

Cette thèse contribue à mettre en lumière la valeur et l'importance des processus de réparation, de renforcement et de réhabilitation des bâtiments en béton armé avant et après des séismes dévastateurs.

Ce manuscrit est structuré de la manière suivante :

- L'introduction générale présente le contexte, la problématique, les objectifs ainsi que la méthodologie adoptée dans le cadre de cette recherche.
- Le premier chapitre est consacré à une initiation au génie parasismique. Il expose les notions fondamentales relatives à la sismologie, à l'interaction sol-structure et aux principes de conception parasismique.
- Le deuxième chapitre aborde le processus de réhabilitation parasismique, en détaillant les étapes de diagnostic, d'évaluation et de renforcement des structures en béton armé.
- Le troisième chapitre analyse la conception parasismique des constructions et l'influence de différents paramètres structurels sur la stabilité des bâtiments.
- Le quatrième chapitre présente une étude comparative sur des portiques en béton armé comportant des poteaux courts, considérés comme l'une des principales causes de défaillance lors des séismes.

Enfin, une conclusion générale synthétise les principaux résultats obtenus, met en évidence les apports de cette recherche et propose des perspectives pour la poursuite des travaux dans le domaine de la réhabilitation parasismique des structures.

Chapitre I

Initiation au génie parasismique

I.1. Introduction

Le génie parasismique est une discipline de l'ingénierie qui vise à étudier, concevoir et construire des structures capables de résister aux forces dynamiques engendrées par les séismes. Cette branche s'appuie sur les principes de la mécanique des sols, la dynamique des structures et les réglementations spécifiques du pays pour assurer la sécurité des populations et la préservation des infrastructures. Chaque séisme significatif entraîne des destructions considérables. Les scènes de ruines interpellent directement ceux qui construisent. Quelles stratégies peut-on adopter pour éviter, ou à tout le moins, atténuer les pertes causées par les tremblements de terre ? Quelles fautes doivent être évitées ? Bien que le comportement sismique effectif des bâtiments soit complexe, il existe des solutions claires à ces interrogations. Comme il n'est pas possible d'intervenir sur la cause, la conception résistante aux séismes représente la méthode principale et la plus efficace pour diminuer les impacts sismiques[9]. Les bases théoriques de l'ingénierie antisismique sont généralement inspirées ou validées par des expériences réalisées sur le terrain ou en laboratoire [9].

Ce chapitre présente les notions fondamentales nécessaires à la compréhension du comportement sismique des structures. Il expose d'une façon générale l'application de génie parasismique aux structures de génie civil.

I.2. Eléments de sismologie

La sismologie est la discipline scientifique qui analyse les séismes et la diffusion des ondes sismiques au sein de la Terre. Elle aide à saisir les processus responsables des tremblements de terre, à explorer les configurations internes de notre planète et à concevoir des dispositifs afin de réduire les dangers associés à ces événements naturels.

Les tremblements de terre résultent principalement des mouvements des plaques tectoniques, qui libèrent une grande quantité d'énergie sous forme d'ondes sismiques. Ces ondes, enregistrées par des sismomètres, permettent d'analyser la magnitude et la localisation des séismes. De plus, les données sismologiques offrent une fenêtre unique sur les couches profondes de la Terre, révélant des informations sur le manteau, le noyau et la croûte terrestre. La sismologie joue également un rôle clé dans la prévention et la gestion des catastrophes naturelles en fournissant des données cruciales pour la conception parasismique des bâtiments et les systèmes d'alerte précoce, contribuant ainsi à sauver des vies et à protéger les infrastructures. Il convient de préciser trois choses :

- Analyse de la réponse dynamique des sols meubles aux ondes sismiques.

- Études sur l'amplification des vibrations sismiques dans les zones urbaines (effet de site).
- Influence des fondations profondes sur la performance globale des bâtiments en zone sismique.

I.3. Ondes sismiques

Les ondes sismiques sont des vibrations produites par un séisme, une explosion ou d'autres événements énergétiques à l'intérieur de la terre. Elles se propagent à travers les différentes couches de la planète. Ces ondes se divisent en deux catégories principales : les ondes de volume et les ondes de surface [10].

I.3.1. Les ondes de volume

Elles proviennent du foyer du séisme et se propagent à l'intérieur de la croûte terrestre. Elles sont de deux types :

I.3.1.1. Ondes primaires (Ondes P)

Ce sont les ondes les plus rapides et elles arrivent en premier. Elles génèrent un mouvement vertical, provoquant des forces de compression et de traction dans le sol, capables de traverser les solides, liquides et gaz.

I.3.1.2. Ondes secondaires (Ondes S)

Plus lentes que les ondes primaires, elles génèrent un mouvement horizontal et produisent des forces de cisaillement, qui ne se propagent que dans les solides, fournissant des indices cruciaux sur la nature du noyau terrestre [11] [12].

I.3.2. Les ondes superficielles (Ondes de Surface)

Ces ondes se forment lorsque les ondes volumétriques atteignent la surface de la Terre. Elles se propagent lentement et se déplacent le long de la surface. Malgré leur vitesse plus faible, en raison de leur grande amplitude, causent généralement les plus grands dégâts lors d'un séisme :

I.3.2.1. Les ondes de Love : responsables de mouvements horizontaux.

I.3.2.2. Les ondes de Rayleigh : provoquent des mouvements elliptiques semblables à des vagues [10].

L'étude des ondes sismiques permet aux sismologues d'évaluer la magnitude des tremblements de terre, de localiser les épicentres et de mieux comprendre la structure interne de la terre.

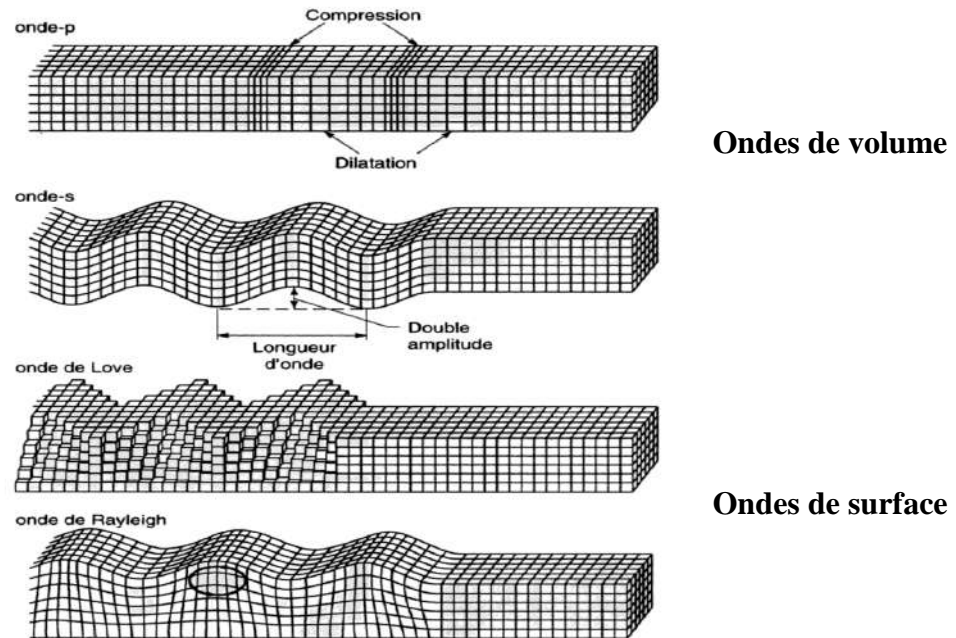


Figure I. 1 : Différentes types d'onde sismique [10,12].

L'intensité du séisme, ainsi que les dommages causés en surface, dépendent de plusieurs facteurs, dont la profondeur du foyer, la magnitude du tremblement de terre, ainsi que la distance par rapport aux zones habitées. Le point situé à la surface, directement au-dessus du foyer, est appelé l'épicentre. La proximité de l'épicentre avec les zones urbaines ou les infrastructures critiques détermine en grande partie l'ampleur des destructions.

Le foyer d'un séisme, également appelé hypocentre, est le point d'origine de l'activité sismique à l'intérieur de la Terre. Il se situe généralement à plusieurs kilomètres sous la surface terrestre, dans la croûte ou parfois dans le manteau terrestre. C'est là que l'énergie accumulée sous forme de contraintes tectoniques se libère brusquement, provoquant des ondes sismiques qui se propagent à travers la Terre.

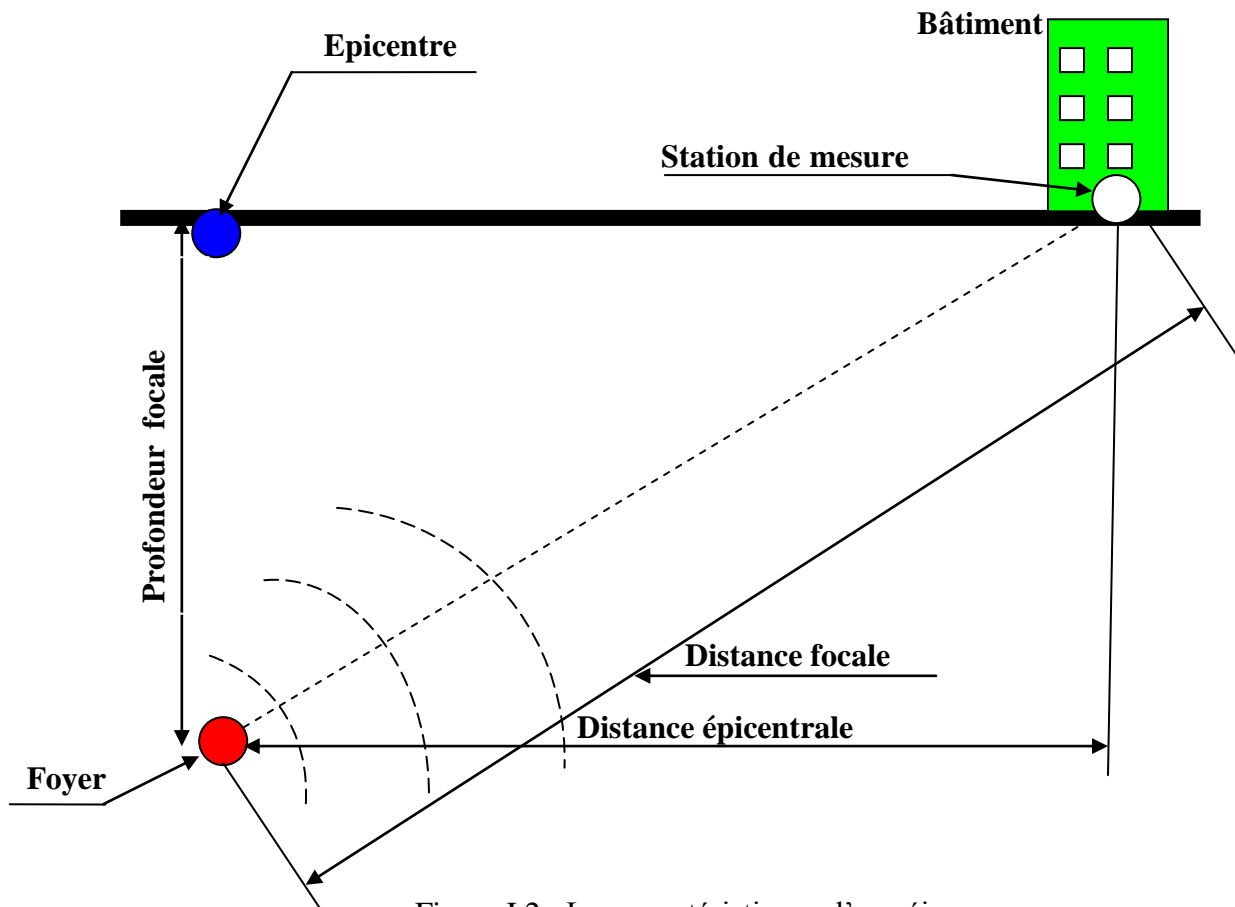


Figure I.2 : Les caractéristiques d'un séisme

La terminologie employée en ingénierie parasismique pour indiquer le chargement sismique est : « Risque sismique ». Ce terme reflète précisément que la force qui influence une construction est intrinsèquement imprévisible. Il est vrai que pour un endroit précis, les Sismologues peuvent nous éclairer :

- sur les zones de rupture, origines des tremblements de terre ;
- sur l'historique sismique de la région et par conséquent sur les intensités potentielles pour une période de retour déterminée. [13] ;
- L'intensité du séisme.

I.4. Liquéfaction de sol

La liquéfaction des sols représente un processus dans lequel un terrain saturé ou à moitié saturé diminue sa solidité et sa fermeté lorsqu'un poids est appliqué. Les tremblements de terre ou une variation brusque de charge entraînent une transition d'un comportement solide ou plastique du sol vers un état qui ressemble à celui d'un liquide. Ce type de modulation de comportement peut engendrer des effets délétères considérables sur les constructions et les infrastructures. De nombreuses ruptures de barrages, des mouvements de

terrain, des affaissements du sol et d'autres dysfonctionnements des structures géotechniques ont été liés à la liquéfaction des sols provoquée par divers types de charges statiques ou dynamiques. La liquéfaction peut entraîner des dommages aux terrains et aux structures selon quatre modes essentiels :

- ✓ Mouvements de terrain ou coulées de boue ;
- ✓ Déplacement horizontal ;
- ✓ Vibrations du sol ;
- ✓ Diminution de la capacité portante.

Le mot liquéfaction englobe tous les phénomènes de déformations excessives observés dans les sols saturés constitués de granulés figure I.3. Pendant des événements courts sur le terrain, comme un tremblement de terre ou un impact, les sols subissent une charge presque non-drainée. Cela entraîne une diminution de leur rigidité et de leur résistance à cause de l'apparition d'une surpression dans les espaces interstitiels. Sur le terrain, les conséquences de la liquéfaction peuvent se manifester par des écoulements sur des sols inclinés.

La liquéfaction est un thème qui existe depuis longtemps dans le domaine de la recherche géotechnique. Plusieurs études ont été réalisées sur ce phénomène, parmi lesquelles on peut mentionner les travaux de (Castro, 1969), (Canou, 1989), (Ishihara K, 1993), (Bruno D, 2006) et (Philippe R, 2022)... Cependant, il y a de nombreuses opinions diverses concernant certains aspects de cette question, tels que l'impact des particules fines, l'évaluation de la vulnérabilité à la liquéfaction du sol, l'effet de la surcharge ou le niveau de saturation. Par ailleurs, les techniques destinées à renforcer les sols sujets à la liquéfaction n'ont pas reçu l'attention nécessaire.

Les récents désastres causés par la liquéfaction à Petobo en Indonésie en 2018 ou à Brumadinho au Brésil en 2019, ainsi que l'incident en 2015 où le navire Bulk Jupiter de 56 000 tonnes a coulé rapidement à environ 300 km au sud-ouest du Vietnam à cause de la liquéfaction de sa cargaison de bauxite, ayant un seul survivant parmi ses 19 membres d'équipage, soulignent le besoin de mener des études plus précises. [14].

Pour des sables fins imprégnés d'eau, qui montrent peu de cohésion, ce phénomène peut se produire encore plus particulièrement dans un cadre sismique ; (la liquéfaction des sols). Lorsque se produit un tremblement de terre significatif, cela entraîne des mouvements latéraux du sol, générant des déplacements conséquents qui peuvent atteindre plusieurs mètres. La vulnérabilité d'un sol à la liquéfaction peut être évaluée grâce à des tests effectués en laboratoire.



Figure I.3 : La liquéfaction des sols (séisme de Boumerdes Algérie 2003)[15].

I.4.1. Prise en compte du phénomène de liquéfaction de sol

Le phénomène de liquéfaction des terres est mentionné pour la première fois en 1819 par James MacMurdo à la suite d'un séisme qui a touché la zone entre Karachi et Bombay, dans le Nord-Ouest indien. À cette époque, MacMurdo représentait la couronne britannique dans ce secteur, et il a expliqué (sans employer le mot liquéfaction) des événements où l'eau et le sable étaient projetés du sol, ainsi que des affaissements lents qui sont désormais associés à ce phénomène (Seed et Idriss, 1982). MacMurdo a aussi évalué les dommages causés aux bâtiments reposant sur divers types de sols, mettant en évidence l'effet local de ceux-ci sur les impacts des séismes (Seed et Idriss, 1982). Hazen (1918) a été le premier à introduire le mot « liquéfaction » pour caractériser et clarifier le mode d'effondrement du barrage Calaveras en

Californie. Il a décrit la défaillance de ce barrage comme étant un matériau granulaire soumis à un état complètement saturé ; on peut identifier deux situations de chargement :

- Une situation standard où la pression est transférée entre les particules à leur surface, il n'y a donc pas de changement de pression interstitielle, ce qui équivaut à une condition de sol non saturé.
- L'autre situation dans laquelle la charge (ou une fraction de la charge) est portée par le fluide, entraînant une augmentation de la pression interstitielle et une diminution de la résistance du matériau.

Le mot « liquéfaction » a aussi été mentionné par Mogami et Kubo en 1953 lors de la 3ème conférence sur la mécanique des sols et les travaux de fondations à Zurich, comme l'a rappelé Kramer en 1996. Bien que le phénomène ait été décrit de cette manière, c'est seulement en 1964 que l'intérêt scientifique a vraiment émergé, à la suite de deux tremblements de terre majeurs survenus à Anchorage aux États-Unis et à Niigata au Japon, lesquels ont entraîné de sévères dommages à de nombreuses constructions, en partie attribués au phénomène de liquéfaction des sols. Les inquiétudes relatives à la sécurité de structures à risque élevé, telles que les barrages et les centrales nucléaires, ont engendré des études visant à approfondir la compréhension de ce phénomène ainsi qu'à élaborer des outils de prévision. Ce sujet demeure l'un des plus cruciaux, fascinants, compliqués et débattus dans le domaine de la géotechnique sismique, selon Kramer en 1996.

Hazen (1920) a clarifié le phénomène de la liquéfaction en lien avec une accumulation de pressions causée par un mouvement ou une déformation dans le matériel. Ce phénomène, lorsqu'il se produit rapidement, entraîne une mise sous pression de l'eau contenue dans les pores. Cette élévation incessante de la pression interstitielle entraîne une réduction des forces entre les grains dans le sol, et le matériau ne possède plus de résistance quand la pression interstitielle atteint le niveau de la contrainte effective initiale, conformément à l'équation suivante (qui a été d'abord suggérée par Terzaghi) :

$$\sigma' = \sigma - U_w \quad \text{avec :}$$

σ' = contrainte intergranulaire ou effective

σ = contrainte totale

U_w = pression interstitielle

Ainsi, l'élimination des forces de contact entre les grains qui composent les particules résulte de l'annulation de la contrainte moyenne effective, laquelle représente la distinction entre la contrainte moyenne totale et la pression interstitielle, influençant les impacts

mécaniques causés par une variation de l'état de contrainte auquel un élément du sol est soumis [16]. Voir la figure I.4.

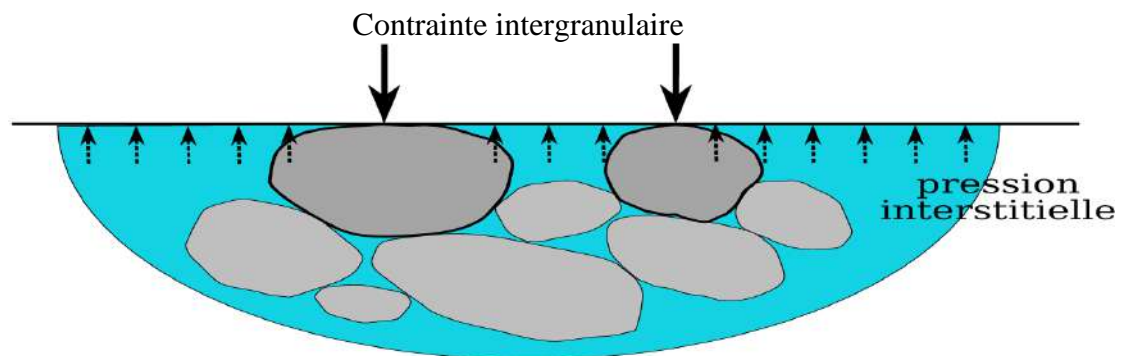


Figure I.4 : L'effet des contraintes effectives dans un sol saturé [16].

I.5. Tassement

Des arides terrains de sable exposés à des vibrations peuvent connaître des affaissements considérables, qui peuvent être évalués par la détermination des espaces vides dans le sable. Ces affaissements peuvent aller jusqu'à plusieurs dizaines de centimètres. Qu'ils soient uniformes ou non, ils ont le potentiel d'empêcher une structure d'être fonctionnelle.

I.6. Tsunami

Lorsque le mouvement relatif des bords de la faille implique un glissement vertical et se produit en profondeur sous la mer, cela peut entraîner soit une aspiration de l'eau (si le sol s'enfonce d'un côté de la faille, tandis que l'autre reste immobile), soit une pression sur l'eau (si le sol s'élève d'un côté de la faille, l'autre restant stable). Ce phénomène engendre la formation d'une onde à la surface de l'eau (vague); cette onde se déplace depuis la zone épiscopentrale sur des centaines de kilomètres; sa hauteur peut atteindre plusieurs mètres lors de séismes significatifs; le « tsunami » résulte du déferlement de cette vague sur les rivages : destruction d'infrastructures, transport de navires à l'intérieur des terres, etc...

I.7. Les sollicitations particulières des séismes

Un tremblement de terre se manifeste par des secousses terrestres. Il résulte de la rupture des roches situées en profondeur; cette rupture est causée par l'accumulation d'une immense énergie qui s'épanche, provoquant des fractures, lorsque les roches atteignent leur seuil de résistance mécanique. Les destructions visibles en surface dépendent de l'intensité, la fréquence et la durée des secousses. (Principalement la tectonique des plaques, mais également : les volcans, les effondrements de cavités souterraines,... etc.

Un tremblement de terre est un phénomène intense et exceptionnel qui cause des dommages aux constructions en dépassant leurs limites de résistance (en termes techniques, cela signifie sortir de la zone élastique pour entrer dans la zone plastique). Néanmoins, la raison pour laquelle les secousses sismiques entraînent des désastres réside principalement dans leur impact unique sur les structures, distinct de l'effet des autres types de charges. Comparées aux charges standards, les forces sismiques présentent quatre caractéristiques suivantes :

- Horizontale ;
- Cyclique ;
- Dynamique ;
- charge interne.

I.8. Enregistrement des mouvements sismiques, outils et techniques de mesure

Les sismographes sont des instruments scientifiques conçus pour enregistrer les mouvements du sol en réponse aux ondes sismiques qui se propagent à travers la Terre lors d'un séisme. Figure I.5. Les sismographes se composent généralement d'un détecteur de mouvement, appelé un sismomètre, qui est fixé au sol, et d'un enregistreur de données qui enregistre et stocke les données enregistrées par le sismomètre. Les sismographes sont utilisés pour détecter et enregistrer les tremblements de terre, mais ils peuvent également enregistrer d'autres types de vibrations telles que les explosions, les avalanches, les éruptions volcaniques, les glissements de terrain, et même les mouvements dus aux activités humaines.

Les données collectées par les sismographes sont utilisées par les scientifiques pour étudier les séismes, pour cartographier les zones sismiques, pour évaluer les risques sismiques et pour concevoir des bâtiments et des infrastructures résistantes aux séismes. Il existe deux types de sismographes couramment utilisés : le sismographe horizontal et le sismographe vertical.

Le sismographe horizontal est conçu pour enregistrer les mouvements horizontaux du sol pendant un séisme. Il se compose d'un séismomètre horizontal, qui est installé de manière à pouvoir se déplacer librement dans deux directions perpendiculaires l'une par rapport à l'autre. Les mouvements horizontaux du sol provoquent des mouvements relatifs du sismomètre, qui sont enregistrés par l'enregistreur de données.

Le sismographe vertical, quant à lui, est conçu pour enregistrer les mouvements verticaux du sol pendant un séisme. Il se compose d'un sismomètre vertical, qui est fixé au sol et ne peut se déplacer que dans une seule direction verticale. Les mouvements verticaux du

sol provoquent des mouvements relatifs du sismomètre, qui sont enregistrés par l'enregistreur de données. Il convient également de noter que certains sismographes sont fixes et sont installés dans des endroits spécifiques, tels que les stations sismiques, pour surveiller en permanence l'activité sismique dans une région donnée. Ces sismographes fixes sont souvent utilisés pour cartographier les zones sismiques et pour suivre les tendances d'activité sismique au fil du temps. D'autres sismographes sont portables et peuvent être déplacés sur le terrain pour effectuer des mesures temporaires ou pour répondre à des événements sismiques spécifiques. Ces sismographes portables sont souvent utilisés pour étudier les séismes dans des régions éloignées ou difficiles d'accès, ou pour effectuer des études spécifiques sur des structures ou des infrastructures potentiellement vulnérables aux séismes.

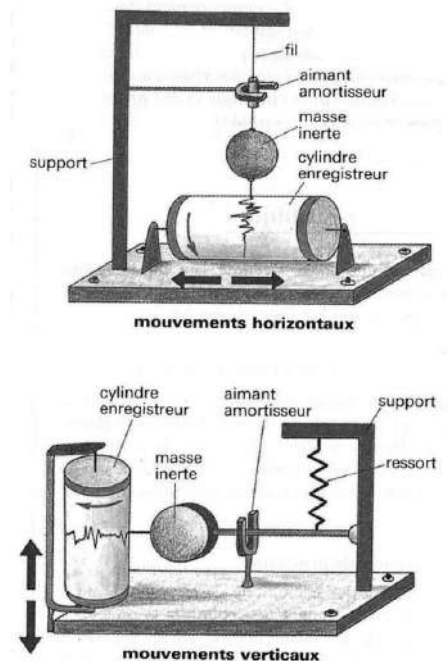


Figure I.5: Mécanisme de détection de mouvement sismique [17].

I.8.1. Échelles de mesure de la magnitude sismique

Les échelles d'évaluation des séismes sont des systèmes de classification qui permettent de mesurer l'intensité et les effets d'un tremblement de terre. Il existe plusieurs échelles, mais les plus courantes sont les suivantes :

I.8.1.1. Echelle de Mercalli

Cette échelle mesure l'intensité du tremblement de terre en fonction de ses effets sur l'environnement et les populations. Elle est basée sur l'observation des dommages causés aux bâtiments, aux routes, aux ponts, aux conduites d'eau et aux autres infrastructures. L'échelle

de Mercalli est graduée de I à XII, chaque degré correspondant à des effets de plus en plus importants sur l'environnement et les populations [16].

I.8.1.2. Echelle de Richter

Cette échelle évalue l'intensité d'un tremblement de terre, représentant la quantité d'énergie dégagée par celui-ci. Elle repose sur l'analyse de l'amplitude des ondes sismiques captées par les sismographes. L'échelle de Richter adopte un format logarithmique, ce qui indique qu'un séisme classé à 7 degré sur l'échelle est dix fois plus fort qu'un séisme classé à 6 degré [16].

I.9. Zonage de l'aléa sismique et comparatif entre RPA99 V 2003 et RPA2024

Le zonage relatif aux risques sismiques, aussi désigné comme la classification des dangers sismiques, consiste en une répartition d'un territoire en diverses zones en fonction du risque sismique présent dans chaque secteur. Cette division prend en compte plusieurs éléments tels que l'histoire sismique de la région, la nature et la composition géologique du sol, ainsi que les traits de construction des bâtiments et infrastructures. En Algérie, cette classification des risques sismiques repose sur le « Règlement Parasismique Algérien (RPA et ses versions)», qui segmente le pays en sept zones de sismicité croissante voir la figure I.6:

La Zone 0 avec une sismicité très faible,

La Zone I avec une sismicité faible,

La Zone II avec une sismicité faible à moyenne,

La Zone III avec une sismicité moyenne.

La Zone IV avec une sismicité moyenne à élevée.

La Zone V et VI avec une sismicité élevée.

L'annexe I de l'RPA 2024 propose une classification sismique par région et par localité, particulièrement dans les cas où une région est divisée en plusieurs zones sismiques distinctes. Ce zonage sert à encadrer l'édification de nouveaux ouvrages ainsi que la réhabilitation d'immeubles déjà existants, en exigeant des normes de construction plus rigoureuses dans les zones considérées comme à haut risque [18].

La structure de ce DTR reste inchangée mais le contenu est presque totalement différent à la version précédente à savoir : le zonage, les critères de classification, les règles de calcul, le coefficient de comportement, le spectre de réponse, le coffrage taux de ferrailage, les combinaisons d'action, l'infrastructure, et autre....

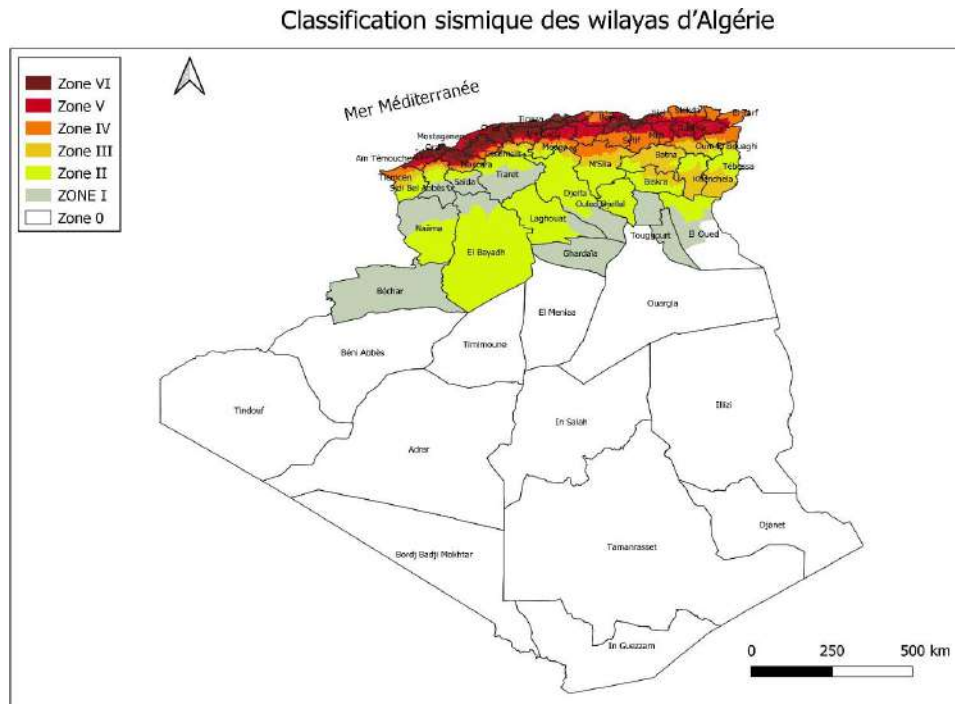


Figure I.6 : Carte de zonage parasismique en Algérie[18].

I.10. Interaction sol-structure

La prise en compte de l'interaction sol-structure (ISS) en conception parasismique est essentielle car elle modifie la manière dont une structure réagit aux tremblements de terre en fonction des propriétés du sol. Cette interaction complexe implique que la réponse du sol influence le mouvement de la structure, et inversement, que la structure modifie la réponse du sol. L'analyse de l'ISS, qui se divise en interaction cinématique (due aux différences de rigidité) et d'inertie (due aux forces d'inertie de la structure), permet d'évaluer des paramètres cruciaux comme les déplacements et les efforts tranchants, optimisant ainsi la conception et la sécurité des bâtiments dans les zones sismiques [19].

I.10.1. Modélisation de la réalité

Ignorer l'ISS reviendrait à considérer le sol comme un appui fixe, ce qui est une simplification excessive. Dans la réalité, le mouvement du sol influence le mouvement de la structure, et le mouvement de la structure influence à son tour la réponse du sol, créant un couplage dynamique.

I.10.2. Impact sur la réponse sismique

L'ISS peut modifier significativement les fréquences propres du massif du sol et de la structure, ainsi que l'amortissement, influençant la réponse sismique globale du bâtiment.

I.10.3. Amélioration de la sécurité

Une analyse précise de l'ISS est cruciale pour la conception de fondations plus efficaces, la sélection des matériaux et l'optimisation de la disposition des éléments porteurs, tout cela concourant à une meilleure protection des populations contre les effets des séismes [19][20].

Comment l'ISS est-elle analysée ?

I.11. Identification des types d'interaction

I.11.1. Interaction cinématique

Causée par la différence de rigidité entre le sol et la structure, entraînant des déformations différentes.

I.11.2. Interaction d'inertie

Liée aux forces d'inertie générées par la masse de la structure lorsqu'elle bouge.

I.11.3. Utilisation de modèles de ressorts

L'interaction est souvent modélisée à l'aide de ressorts élastiques discrets, caractérisés par des coefficients de rigidité, qui représentent la connexion entre le sol et la fondation.

I.11.4. Intégration dans les méthodes d'analyse

L'ISS peut être prise en compte lors de l'analyse de la réponse sismique 3D d'un bâtiment, influençant les déplacements, les moments et les efforts tranchants [19][20].

I.12. Conception parasismique du bâtiment en béton armé

La création de bâtiments capables de résister aux séismes repose sur des principes fondamentaux à respecter. Ces principes concernent principalement la conception ainsi que les méthodes de construction.

Le design et la sélection des détails constructifs de la structure porteuse, ainsi que des éléments qui ne soutiennent pas, sont cruciaux pour la résistance des bâtiments (comportement avant une éventuelle défaillance) et leur exposition aux risques de dommages lors des tremblements de terre. Ces principes sont principalement destinés aux constructions récentes[21,22].

I.12.1. Notions générales sur la stabilité des structures face aux forces sismiques

Tous les immeubles fonctionnent comme des caissons, et leur stabilité ainsi que leur fonctionnement dépendent du respect des trois critères suivants :

- Une rigidité suffisante des éléments formant le caisson :
 - contreventements verticaux : murs, structures triangulaires, portiques
 - contreventements ou diaphragmes horizontaux ou presque horizontaux : planchers, toits, poutres, etc.
- Un choix approprié de ces éléments, de sorte que la forme générale du caisson demeure inchangée lors des secousses sismiques : contrôle des mouvements hors plan, déformation, etc. ; cela nécessite : un nombre adéquat des éléments de contreventement verticales et horizontales, une bonne disposition relative de ces éléments et des liaisons appropriées entre ces éléments.
- Des liaisons appropriées entre ces surfaces.

I.12.2. Principes de conception parasismique des bâtiments

I.12.2.1. Principe (1) – Simplicité

Il est plus aisé de comprendre le comportement d'une structure simple. Il est important de noter que le risque d'ignorer un phénomène spécifique, tel qu'une interaction entre différentes pièces de rigidité ou une combinaison d'effets variés entre ces pièces, est minime. L'aspect global de la simplicité contribue à la simplicité des détails. Figure I.7.

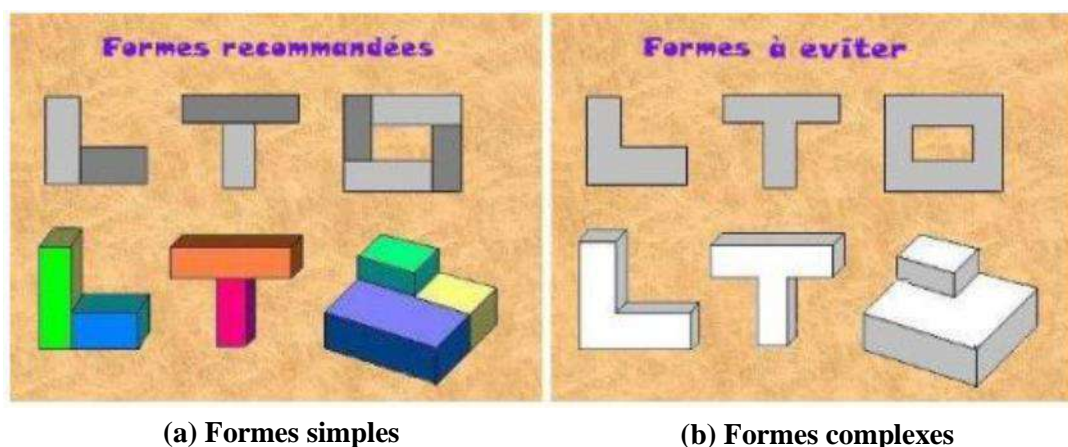


Figure I.7 : Des formes complexes aux formes simples [22].

I.12.2.2. Principe (2) – Continuité

Toute irrégularité dans la forme d'une structure entraîne une accumulation de contraintes et de déformations. Une structure discontinue est toujours défavorable, car elle engage un mécanisme de ruine qui est localisé. Le concept de continuité influence la conception globale des structures, comme détaillé dans les principes 3 et 4 [21].

I.12.2.3. Principe (3) - Régularité en plan

Afin d'assurer une meilleure résistance aux tremblements de terre, il est préférable que les structures présentent, d'une part, des formes simples et, d'autre part, une répartition aussi uniforme que possible des masses et des rigidités, aussi bien en plan qu'en élévation (Principe (4)).

L'objectif est d'assurer une distribution optimale des sollicitations à travers la structure, afin d'impliquer tous les composants dans l'absorption et la dissipation de l'énergie générée par l'activité sismique. [18].

Le mouvement sismique horizontal est un phénomène qui se produit dans deux directions. La structure du bâtiment doit avoir la capacité de résister à des forces horizontales venant de tous les côtés, et les composants structuraux doivent présenter des propriétés de robustesse et de rigidité comparables dans les deux orientations principales. Cela implique l'adoption de formes symétriques.

La forme parfaite n'est pas uniquement symétrique par rapport à deux axes, mais tend vers l'axisymétrie – comme le montrent les Figures : Figure I.7 et Figure I.8, car on a souvent observé de lourds dommages à l'interface des segments dans des structures composées de plusieurs segments perpendiculaires, figure I.9 et figure I.10.

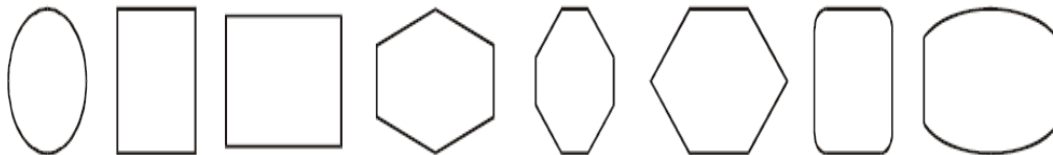


Figure I.8 : Formes de base de la régularité en plan [21]

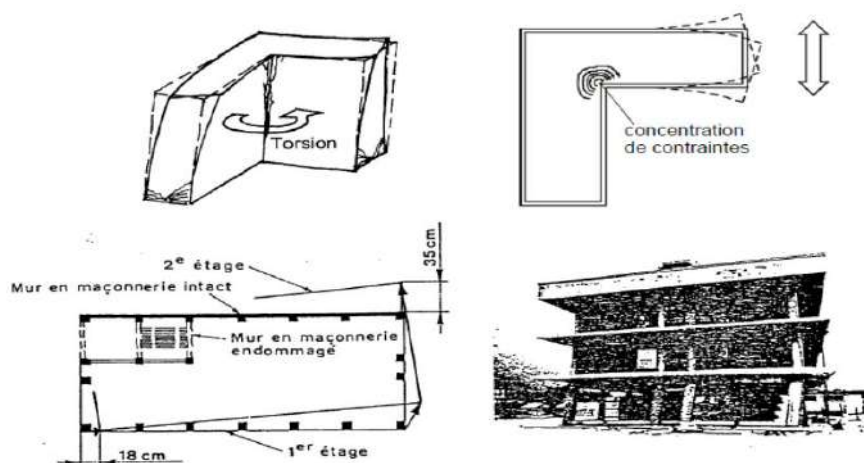


Figure I. 9 : Les dégâts observés à la jonction des pans dans les structures

La même règle s'applique à la torsion qu'à la flexion : les composants qui supportent la torsion doivent être répartis de manière suffisamment symétrique. Le non-respect de ce principe peut entraîner une distorsion permanente déformée de la structure, figure I-10.



Figure I.10 : Les dégâts observés à la jonction des pans dans les structures composées [22].

I.12.2.4. Principe (4) - Régularité en élévation

Dans la perspective en élévation, les principes de simplicité et de continuité se manifestent par une apparence uniforme de la structure primaire, sans changement abrupt de rigidité. Ces fluctuations provoquent des demandes locales importantes. Pour ce qui est des décrochements en hauteur, l'écart des dimensions horizontales du bâtiment entre deux étages consécutifs ne dépasse pas 20% dans les deux axes de calcul et se manifeste uniquement par une réduction avec l'élévation. La plus grande dimension horizontale du bâtiment ne dépasse pas 1,5 fois sa dimension la plus réduite. [18]. Figure I.11 et figure I.12

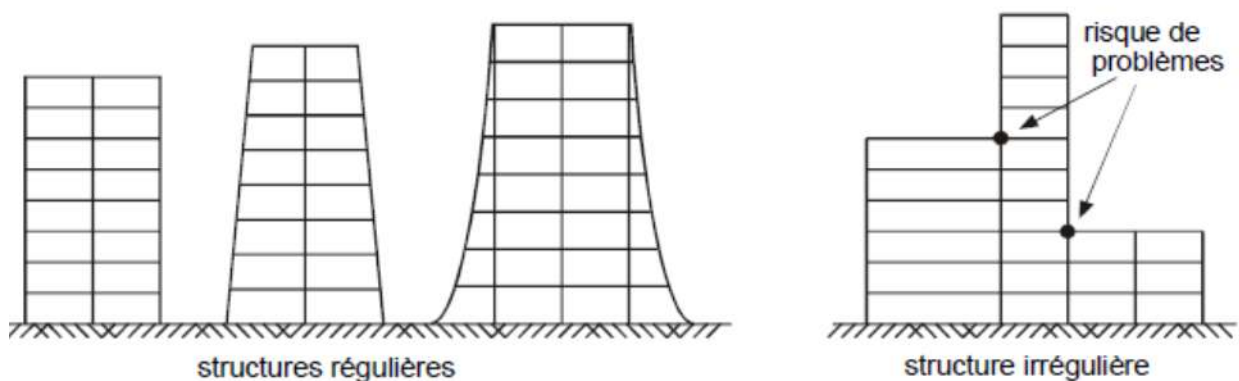


Figure I.11 : la régularité des structures en élévation [21].

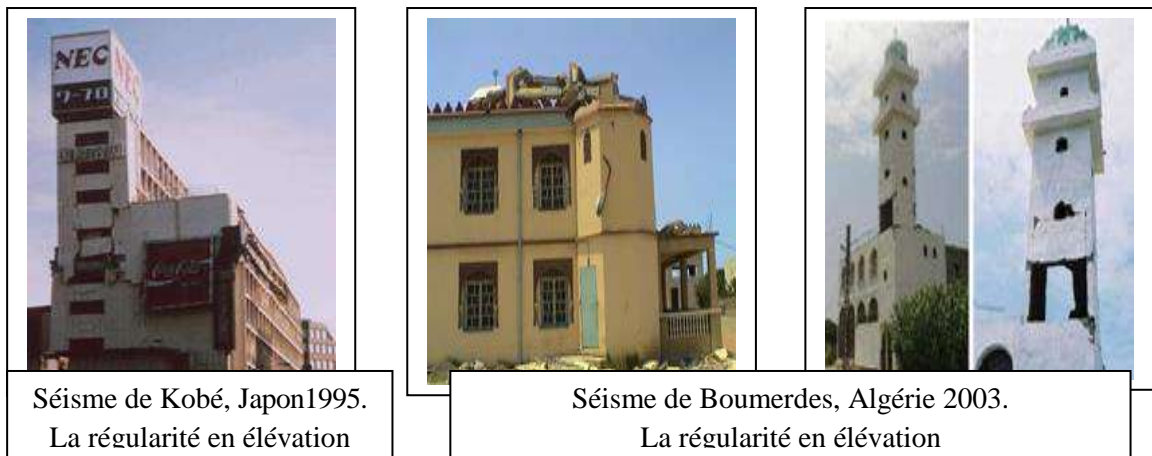


Figure I.12 : Endommagement des structures avec régularité en élévation [15,22]

Niveaux décalés

Les variations de niveaux à l'intérieur du bâtiment génèrent des effets de colonnes courtes sur les éléments porteurs verticaux qui risquent d'échouer par cisaillement, figure I. 13.

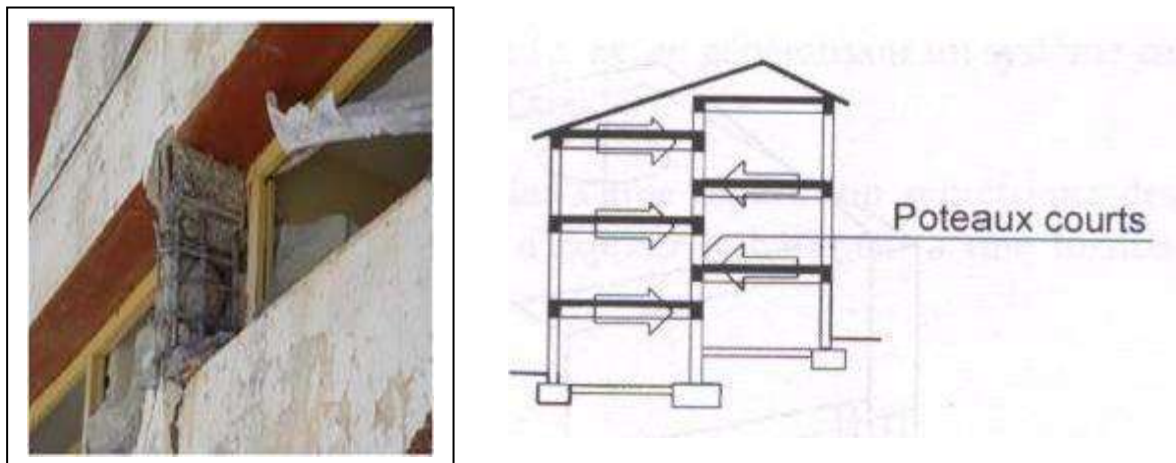


Figure I.13 : Destruction par cisaillement du poteau court
Séisme de Boumerde, Algérie 2003 [15,21]

I.12.2.5. Principe (5) - Raideur et résistance à la torsion

La répartition des contraintes dans un solide soumis à torsion exige que les éléments pouvant conférer rigidité/résistance à la structure soient placés autant que possible vers l'extérieur du bâtiment pour maximiser leur impact. Il est essentiel d'avoir une résistance et une rigidité adéquates face à la torsion pour minimiser les déplacements du bâtiment et les contraintes sur les composants structuraux résultant de la torsion. Dans une zone non sismique, la configuration structurelle traditionnelle, où un unique noyau central assure toute

la contreventement, présente une rigidité torsionnelle limitée et peut entraîner des contraintes importantes sur les portiques périphériques [21]. Figure I.14.



Figure I.14 : Endommagement des structures causé par le phénomène de torsion [22].

I.12.2.6. Principe (6) -Diaphragmes efficaces

Les diaphragmes d'un édifice sont les structures horizontales qui transmettent l'effort horizontal, résultant du déplacement des masses de planchers et de leurs charges, vers les structures verticales de contreventement. Les diaphragmes doivent présenter une déformation minimale dans leur plan afin de garantir une répartition efficace de l'effort horizontal entre les diverses structures verticales. L'idéal serait qu'ils garantissent à chaque niveau où ils sont présents une absence de mouvement horizontal relatif entre les structures verticales. Dans ce contexte, la force horizontale résultante à un niveau se distribue sur les supports verticaux en fonction de leur rigidité relative. Ainsi, les éléments verticaux les plus rigides supportent les charges les plus lourdes. Lorsque la rigidité d'un contreventement vertical se réduit en raison de fissures ou de sa défaillance, les charges qu'il ne peut plus supporter sont automatiquement réparties par le diaphragme horizontal vers les autres contreventements verticaux. Il est donc recommandé que le nombre de contreventements verticaux dépasse le seuil minimal requis pour assurer la stabilité de la structure. La toiture et les planchers assurent la fonction de diaphragme, ceux-ci pouvant être réalisés de diverses manières : un plancher en béton armé, mixte, grillage de poutres contreventées, treillis spatial ou portiques horizontaux. La souplesse des diaphragmes est déterminée par :

- leur configuration : les diaphragmes qui sont longs et étroits ont plus de flexibilité.
- Les diaphragmes qui ont des angles concaves peuvent être soumis à des concentrations de

contraintes pouvant causer des dégradations. Figure I.15.

- des rigidités respectives du diaphragme et du contreventement vertical. Lorsque la solidité du contreventement vertical (comme les murs en maçonnerie ou les voiles de béton) est significative, il est préférable d'opter pour des portées modérées du diaphragme afin de restreindre leur flexibilité.
- L'existence de trémies provoque des concentrations de contraintes, particulièrement importantes dans les angles rentrants. Les ouvertures doivent être minimisées autant que possible et leur bord doit être fortifié.

Donc les plancher dans le contexte de l'ingénierie structurelle fonctionnent comme des diaphragmes rigides dans leur plan. Cette rigidité leur permet de répartir les efforts latéraux (comme les charges de vent ou de séismes) entre les poteaux et les murs de cisaillement du bâtiment. La rigidité est d'ailleurs un critère crucial utilisé dans les règles de construction parasismique pour déterminer si un plancher peut être considéré comme rigide [18].

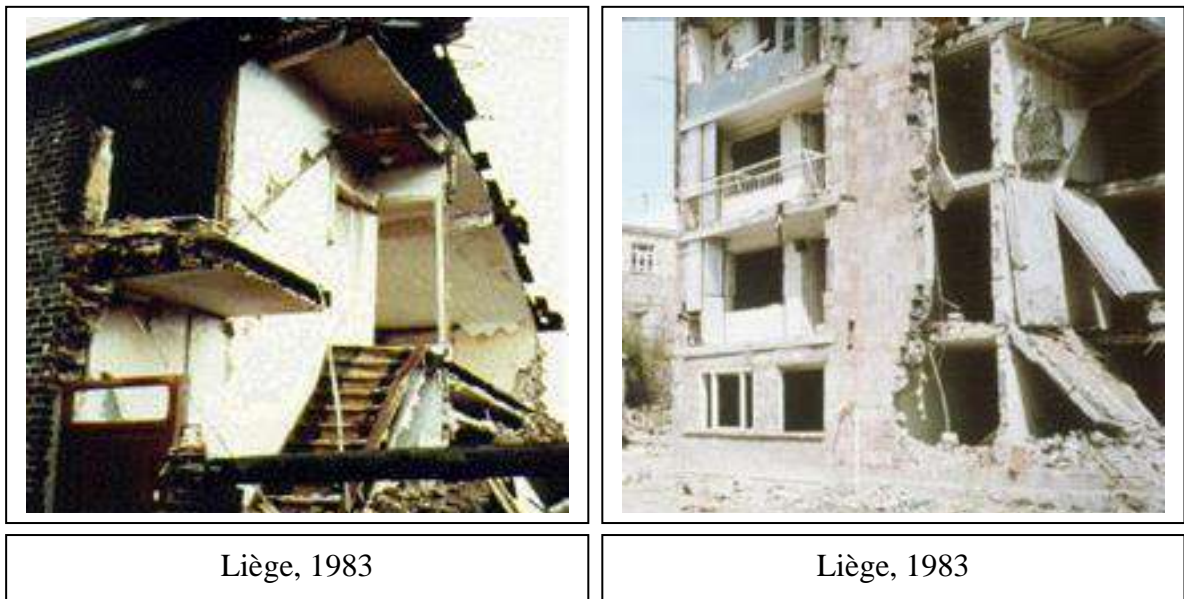


Figure I.15 : Effet de la faiblesse des diaphragmes [21].

I.12.2.7. Principe (7) -Des éléments structuraux verticaux surdimensionnés

L'effondrement des structures verticales d'un édifice a inévitablement de graves conséquences, car il provoque la descente d'un niveau, ce qui conduit généralement à l'effondrement complet de l'édifice. Figure I.16. Il est donc crucial pour des raisons de sécurité d'empêcher à tout prix la destruction des composants verticaux structurels.

Par ailleurs, si les composants verticaux structurels subissent des moments de flexion M associés à la tension ou la compression N , leur moment de résistance à la flexion : - peut perdre toute caractéristique « plastique » ductile, surtout dans le cas du béton armé, étant

donné que la capacité de ce matériau à se contracter dans le domaine plastique est très limitée et sa défaillance en compression est fragile peut être considérablement diminué comparativement à une condition de simple flexion.

Dans les poteaux aussi, la région du nœud est exposée à un cisaillement intense en raison des moments de flexion de signe contraire qui se manifestent dans les poutres. Dans les structures en béton armé, la rupture par cisaillement de la zone de jointure n'est absolument pas ductile. En revanche, le cisaillement plastique de la zone de joint d'un poteau en acier est particulièrement ductile et admise seulement dans des proportions restreintes [21].

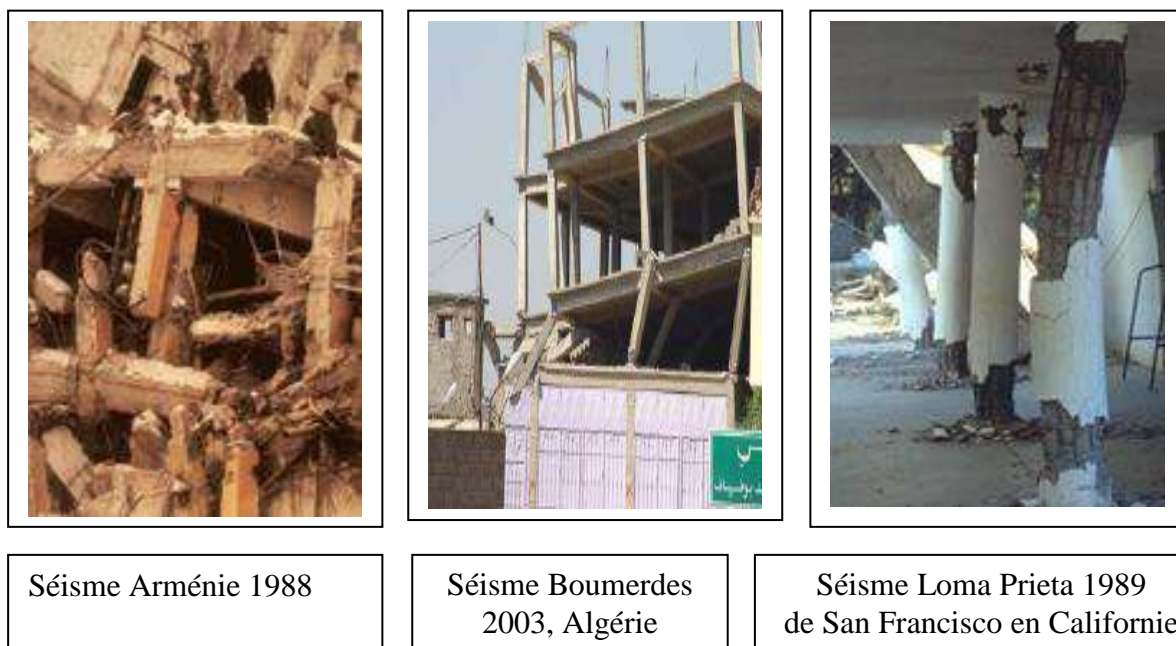


Figure I.16: Rupture fragile des poteaux lors des séismes [22]

I.12.2.8. Principe (8) -Créer les conditions d'un mécanisme plastique global

Le concept «poteaux forts-poutres faibles» ou «poutres fortes-poteaux faibles» pour la création de joints plastiques au sein des poutres plutôt que dans les poteaux des structures portiques. (Nous examinerons ce cas dans le chapitre III).

Il est crucial pour la sécurité de favoriser les déformations plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux, lorsque l'on souhaite exploiter les portiques en matière plastique dans des bâtiments soumis à des tremblements de terre simulés.

Il existe plusieurs motifs pour opter pour cette option :

- Il est essentiel de créer un mécanisme plastique d'ossature de type global comprenant la formation de multiples rotules plastiques ; en revanche, la création de zones plastiques au sein des poteaux pourrait se restreindre au simple stade des premières rotules formées.

- Dans ce contexte, l'effet $P - \Delta$ est moins significatif.
- Les planchers et poutres, même gravement détériorés, ne se rompent pas de manière isolée. Ils demeurent en suspension grâce aux armatures ou aux fragments restants des assemblages. En revanche, les dommages causés aux poteaux peuvent facilement provoquer un effondrement global. Figure I.17. et figure I.18.
- La ductilité est plus aisément atteignable dans des éléments uniquement soumis à la flexion [23].

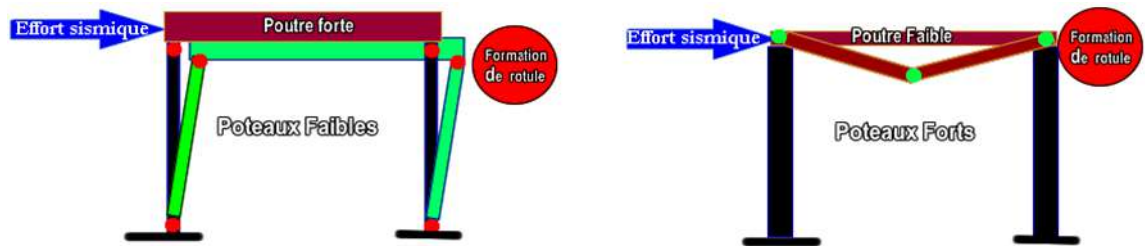


Figure I.17 : La formation des rotules plastiques dans les poutres plutôt que dans les poteaux [23].

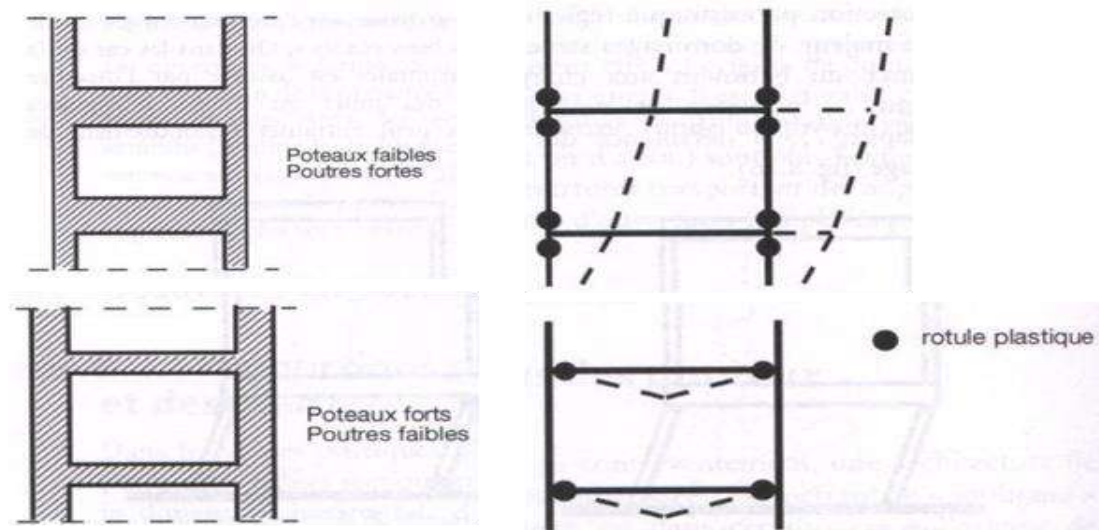


Figure I.18 : Le principe «poteaux forts-poutres faibles» ou «poutres fortes-poteaux faibles»[21].

I.12.2.9. Principe (9) - Choix rationnels relatifs aux masses

L'adoption de planchers plus performants et légers peut donc aboutir à une diminution des volumes et des coûts liés à l'ossature et aux fondations, étant donné que les planchers constituent approximativement 80% du poids d'un édifice. Cette diminution du coût de la structure peut compenser le supplément de prix des planchers plus efficaces. En ce qui concerne les masses associées aux actions de service, lorsqu'un choix est possible, il convient d'éviter de les positionner dans des zones de la structure où elles provoquent d'importantes sollicitations en flexion ou en torsion. Pour minimiser le cisaillement et la flexion, il serait

préférable de situer des espaces importants comme les bibliothèques, les archives, la salle de radiographie, etc. au sous-sol ou au rez-de-chaussée plutôt qu'aux niveaux supérieurs. Pour minimiser la torsion, ces espaces, s'ils sont positionnés en hauteur, devraient se trouver le plus près possible du centre de torsion de l'édifice, comme illustré par la figure I.14 et la figure I.15.

I.12.2.10. Principe (10) -Largeur des contreventements

Les forces horizontales correspondant au tremblement de terre sont compensées à la base de la structure par une combinaison de cisaillement et de moment de flexion. Cela entraîne :

- Des tractions sur les poteaux ou voiles
- Des compressions sur les poteaux ou voiles.

On peut atténuer les contraintes liées à ces sollicitations dans la structure en élargissant le contreventement : le bras de levier des efforts dans le plan vertical est amplifié, ce qui entraîne une diminution constante des sollicitations. Figure I.19.

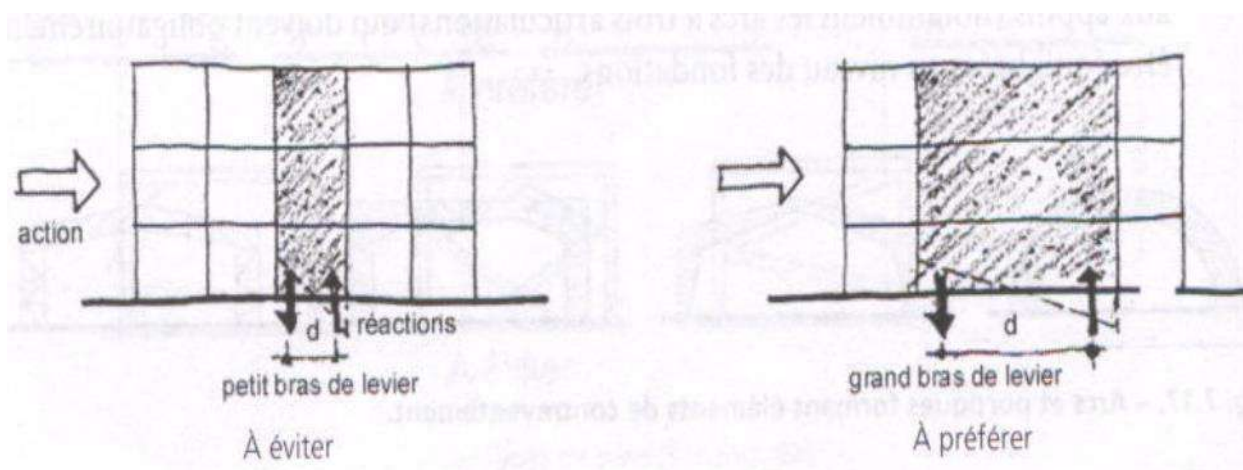


Figure I.19 : l'influence de la largeur du voile sur la force sismique [21]

I.12.2.11. Principe (11) -Largeur des fondations

Les forces horizontales correspondant au tremblement de terre sont compensées à la base de la structure par une combinaison de cisaillement et de moment de flexion. Ce dernier entraîne :

- des tractions à la fondation,
- des compressions à la fondation,
- un risque de soulèvement en bas du côté traction.

À l'instar des composants de la structure de contreventement, on a la possibilité de diminuer les contraintes sur la fondation en mettant en place un radier général renforcé par

des murs en béton armé au lieu d'une multitude de fondations sur semelles. Ce radier diffuse les réactions sur la plus vaste surface possible, diminuant ainsi les contraintes exercées sur le sol lors de fondations directes, ou réduisant les charges dans les pieux.

Cela est vrai peu importe le genre de contreventement employé : Structure en porte-à-faux, mur de soutènement triangulé... L'option de minimiser les contraintes à la base est séduisante, parce que :

- Elle favorise la conformité à la condition «contrainte calculée S contrainte admise».
- Les fondations fractionnées (semelles indépendantes) présentent davantage de risques de comportements hétérogènes et de tassements différentiels, car les capacités portantes du sol peuvent être très variables, même sur la largeur d'un édifice ;
- Il subsiste constamment des incertitudes quant à l'intensité précise des charges appliquées à la fondation pour diverses raisons :

Les motifs sont les suivants :

- L'incertitude générale concernant le degré d'activité sismique dans une certaine région.
- L'incertitude quant à la réponse précise de l'ossature : période, cisaillement correspondant à l'entrée dans la phase de plasticité du squelette, cisaillement associé à un certain degré de déformation.
- Il est envisageable qu'il y ait un soulèvement à la fondation, du côté de la traction.

Cette situation n'est pas intrinsèquement problématique, mais elle conduit à une distribution différente des forces au sol requises pour équilibrer les effets du séisme. Figure I.20 .

Les contraintes de compression à la fondation s'accroissent plus vite que le cisaillement de base, car on passe d'une répartition des contraintes de compression qui touche l'ensemble de la largeur de la fondation à une répartition qui ne concerne qu'une section limitée de celle-ci

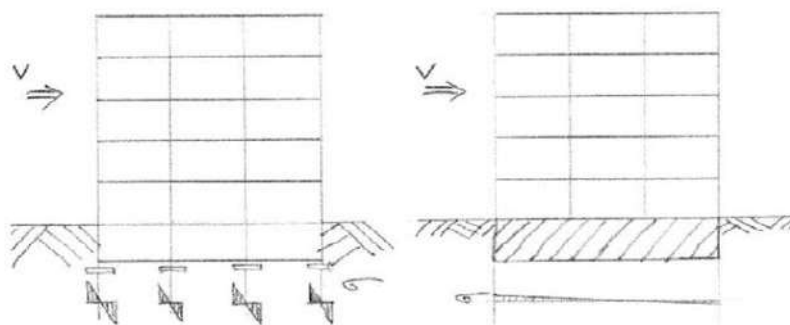


Figure I.20 : L'influence de la largeur de la fondation sur la force sismique [21]

I.12.2.12. Principe (12) -Partition en sous structurent

Dans le cas où les principes de régularité en plan et de symétrie ne peuvent être respectés pour des raisons diverses (utilisations, esthétiques), on peut envisager de diviser le bâtiment en plusieurs « blocs » ou sous-structures. Ces derniers sont dissociés du point de vue structurel, mais restent joints du point de vue fonctionnel. Figure I.21 et figure I.21.

Le défi de cette approche réside dans la mise en œuvre de joints appropriés entre les sous-structures.

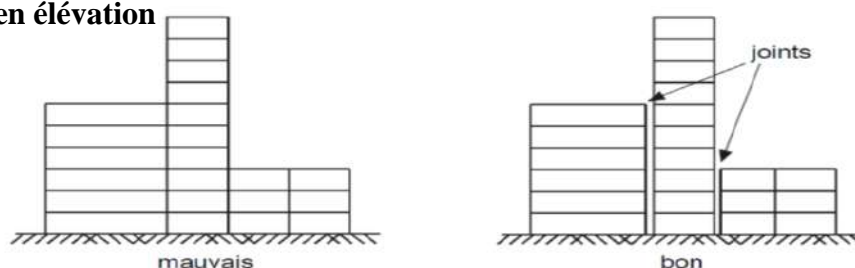
Ces joints doivent avoir une largeur adéquate pour empêcher le martèlement entre les sous-structures en cas de séisme, car ces dernières ne vibrent pas forcément à la même fréquence. Il est nécessaire d'additionner leurs mouvements maximaux possibles pour établir l'écart minimal qui doit les séparer. Il est également nécessaire de compléter cette solution par des passerelles flexibles entre les différentes unités ainsi mises en œuvre. Il est possible d'appliquer cette solution sans nécessité de duplication des poteaux de la structure, à condition que les mouvements aux joints soient minimes (zone de faible sismicité, constructions de hauteur modeste).

Il est à noter qu'il n'est pas conseillé de remplir les joints sismiques de grande taille, tels que les murs mitoyens, par un matériau même faiblement résistant (comme le polystyrène ou autre), car une légère contrainte appliquée à une très large surface peut correspondre à une force résistante importante empêchant le bon fonctionnement du joint. Dans cette situation, on choisit simplement de dissimuler le joint avec un composant flexible, par souci d'esthétique. Si le joint interrompt des composants structurels de petite taille (comme une poutre), la pression qui peut se générer dans un matériau d'interface est suffisamment forte pour le détruire [21].

a) Vues en plan



b) Vues en élévation



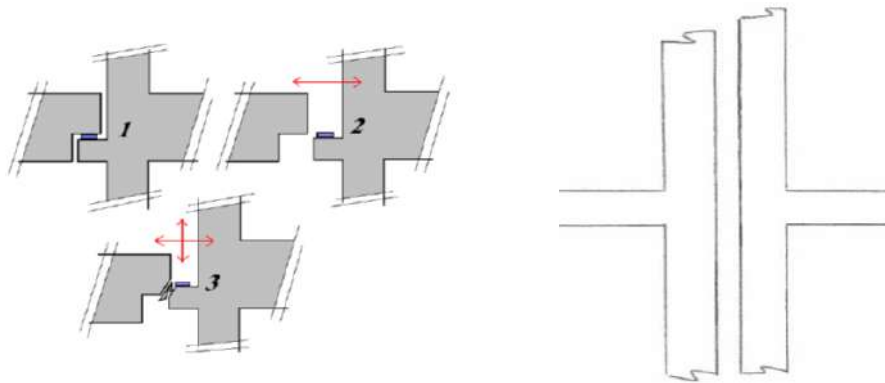


Figure I.21 : Principe de sous structure et largeur de joint en plan et en élévation [21,22].



Joint parasismique trop étroite [24].



Joint parasismique trop étroite [24].



Joint de dilatation Boumerdès 2003.

Figure I.22 : Effondrement des structures par entrechoquement [21,24]

I.12.2.13. Principe (13) -Fixation des éléments non structurels

La principale source de mortalité lors d'un tremblement de terre de faible magnitude provient des éléments non structuraux mal fixés ou peu robustes situés en hauteur : cheminées (mortiers dégradés), éléments décoratifs extérieurs, cloisons ou vitres fixées aux murs, parois intérieures simplement posées au sol (maçonneries internes des bâtiments) et non maintenues à leur point le plus haut, bibliothèques, matériels techniques, etc. [21]. Figure I.23 .



Figure I.23 : Effondrement de la structure causée par la mauvaise conception des porte-à-faux et la mauvaise fixation des éléments de la façade [21, 24]

I.13. Conclusion

Le génie parasismique est une science qui vise à préserver les vies et le patrimoine humain. En préservant les bâtiments des dommages ou de l'effondrement, les habitants sont protégés du danger et leurs biens restent intacts. Ce chapitre présente un aperçu du génie parasismique, un élément important de la conception et de la construction dans les zones à forte activité sismique.

Concevoir et construire des bâtiments parasismiques n'est pas une simple option ; c'est une nécessité pour protéger les vies et les infrastructures. Cela implique le respect strict des normes d'ingénierie et règles de conception et construction en zone sismique, l'utilisation de matériaux de construction de haute qualité et la conception de structures capables d'absorber l'énergie sismique. Un entretien régulier est également nécessaire pour garantir la résistance continue du bâtiment, permettant ainsi aux villes de se remettre des catastrophes naturelles.

En résumé :

- **La sécurité avant tout**
- ✓ L'objectif ultime est de prévenir les effondrements catastrophiques et d'assurer la sécurité des habitants. Cela nécessite une conception prenant en compte les énormes forces latérales des tremblements de terre.
- **De fondations consistantes**
- ✓ La sécurité commence à la base ; il est donc essentiel de concevoir des fondations isolées ou flexibles qui contribuent à absorber l'énergie sismique.
- **Structure flexible et robuste**

✓ Le contreventement global d'une construction doit être suffisamment rigide et flexible. Les poteaux et voiles doivent être plus résistants que les poutres afin que les dommages se produisent en premier dans les poutres et que la structure puisse se déformer sans s'effondrer complètement.

○ **Matériaux de haute qualité**

✓ L'utilisation de matériaux de construction conformes aux normes, tels que le béton armé et l'acier à haute résistance, améliore la durabilité de la construction.

○ **Entretien régulier**

✓ Un entretien régulier doit être effectué pour garantir que la structure et les matériaux ne se détériorent pas au fil du temps, préservant ainsi la résistance sismique de la construction.

○ **Innovation et technologie :**

✓ Des technologies telles que le contrôle des vibrations et les amortisseurs peuvent améliorer considérablement la résistance sismique d'une construction.

○ **Sensibilisation :**

✓ Il est essentiel de sensibiliser la population aux comportements à adopter lors d'un tremblement de terre afin de réduire les blessures et les pertes humaines.

Chapitre II

Déroulement du processus de réhabilitation et réhabilitation parasismique

II.1. Introduction

Comparativement aux études plus anciennes sur la réhabilitation et le renforcement des bâtiments, qui se concentraient principalement sur la réparation légères et des aménagements intérieurs sans tenir compte de l'impact des mouvements de terrain sous les structures, la réhabilitation actuelle vise à améliorer la résistance sismique des bâtiments. Ceci s'applique aussi bien aux situations où un fort séisme cause des dommages importants (réparation) qu'à celles où un bâtiment risque de s'effondrer en raison d'une violente secousse (renforcement). Les séismes, ou mouvements de terrain, figurent parmi les catastrophes naturelles les plus importantes et les plus dangereuses, menaçant la vie de millions de personnes et leurs civilisations. Les dommages causés par un séisme peuvent entraîner des pertes matérielles estimées à des milliards de dollars, en plus de la perte incommensurable de millions de vies humaines.

Par ailleurs, les villes modernes sont constituées d'un ensemble d'installations souvent distinctes, chacune remplissant des fonctions spécifiques, comme les centrales de production et de distribution d'électricité. Plutôt que de disposer de nombreuses installations indépendantes, il est préférable de regrouper ces diverses structures, essentielles au fonctionnement de la ville entière. C'est pourquoi les objectifs du génie parasismique visent désormais à prévenir les perturbations du fonctionnement des grandes villes lors d'un séisme majeur. Malgré de nombreux efforts, parvenir à une résistance sismique totale des bâtiments exige des investissements considérables. De plus, des séismes plus puissants que ceux pour lesquels le bâtiment a été conçu peuvent toujours se produire. Cela signifie que même si des bâtiments entièrement parasismiques sont techniquement réalisables, ils sont impraticables pour un usage public. Il est généralement admis que les fissures et les crevasses dans les poteaux et les murs sont difficiles à éviter sous l'effet des contraintes croissantes des forts séismes, mais l'effondrement de la structure est inacceptable. Concernant les infrastructures résidentielles, une brève période d'inactivité après un séisme est inévitable, et les recherches actuelles portent sur des plans complets et efficaces pour leur réparation dans les meilleurs délais. Dans le cas contraire, non-respect des concepts cité au chapitre I, ce chapitre traite les points nécessaires pour la réhabilitation.

II.2. Notions de réhabilitation

Dans le secteur de construction des bâtiments en béton armé, les interventions sur les constructions existantes ou endommagées par les tremblements de terre regroupent différentes approches dont il est utile d'éclaircir les terminologies suivantes [26] :

II.2.1. Définitions générales

II.2.1.1. Conservation

Comprend toutes les actions visant à étendre la durée de vie d'un bâtiment. Cela comprend l'adoption de mesures visant à protéger et à prévenir la détérioration, y compris les interventions d'entretien indispensables au bon état de toutes les parties et composantes d'un bâtiment [26].

II.2.1.2. Restauration

Comprend toutes les opérations requises pour la préservation d'une structure et la récupération de son apparence, qu'elle concerne sa conception initiale ou le monument historique où elle a atteint son sommet, tout en respectant au mieux les méthodes et matériaux de construction de l'époque [27].

II.2.1.3. Revitalisation

Inclut les actions visant à revitaliser l'économie et la société dans une partie de la ville en déclin. Cette idée, qui est étroitement liée à la réhabilitation urbaine, peut être appliquée à n'importe quelle partie de la ville, qu'elle ait ou non une identité et des caractéristiques distinctives [26].

II.2.1.4. Rénovation urbaine

Comprend les mesures visant à traiter un tissu urbain dégradé, en le supprimant pour le substituer par une utilisation récente et pertinente, conférant à la zone une nouvelle configuration urbaine et fonctionnelle généralement avec ou sans relation avec l'existante [28].

II.2.1.5. Entretien et maintenance

Travaux visant à préserver l'état initial et le bon fonctionnement des infrastructures existantes, en combattant leur vieillissement et leur dégradation naturelle, sans modifier leur utilisation ni la nature des services qu'elles peuvent proposer [29].

II.2.1.6. Réhabilitation

Comprend toutes les actions visant à renouveler et à améliorer un bâtiment en le réadaptant pour un usage moderne confortable.

L'objectif principal est de supprimer les défaillances structurelles ou opérationnelles accumulées au fil du temps, de mettre à jour les installations, le matériel et l'organisation des espaces afin d'améliorer son efficacité et de le rendre apte à une utilisation contemporaine [26].

II.2.1.6.1. Réhabilitation urbaine

Il s'agit d'une approche de gestion urbaine visant à revaloriser la ville actuelle par diverses actions destinées à exploiter des potentiels socio-économiques et fonctionnels, dans le but d'améliorer les conditions de vie des résidents. Cela nécessite l'amélioration des conditions physiques du patrimoine bâti à travers sa réhabilitation, ainsi que la mise en place d'équipements, d'infrastructures et d'espaces publics, tout en préservant l'identité et les caractéristiques de la zone urbaine concernée.

En fonction du niveau d'usure des ouvrages, la réhabilitation peut être divisée en trois catégories :

II.2.1.6.2. Réhabilitation légère

Elle s'applique aux édifices insuffisamment équipés dont la structure porteuse ne présente pas de défaut spécifique notable. Elle implique une restructuration des espaces ou une optimisation du confort thermique et sonore. Elle concerne :

- Les revêtements ;
- Le nettoyage ;
- Le changement de la menuiserie. [30-32].

L'une ou plusieurs des stratégies énoncées dans cette section peuvent être utilisées pour la réhabilitation des bâtiments.

Même si cela n'est pas explicitement demandé par aucune des stratégies, il est fortement bénéfique que le système de résistance aux forces latérales de l'édifice rénové ait un degré approprié de redondance, pour éviter qu'une défaillance localisée de certains éléments du système ne provoque un effondrement localisé ou une instabilité. Il faut considérer cela lors de la planification des travaux de réhabilitation [33].

II.2.1.6.3. Réhabilitation moyenne

Cela concerne les bâtiments nécessitant une amélioration de certains aspects de confort et le renforcement des structures porteuses, ainsi que la substitution de certains équipements :

- Remise en état de l'électricité et des revêtements muraux ;
- Optimisation de l'isolation phonique ;
- Montage des éléments sanitaires ou d'ascenseur.

II.2.1.6.4. Réhabilitation lourde

Elle s'applique aux édifices dont la structure porteuse est gravement détériorée et qui un état d'usure très prononcé. Dans ce contexte, il est question soit de consolider la structure, soit de la substituer. La différence entre la restauration et la réhabilitation réside

dans leur relation avec la continuité et le changement. L'une est chargée de préserver l'état du bâtiment, sans se soucier particulièrement de l'évolution potentielle de son contenu ; l'autre a pour but de modifier un édifice afin de mettre à jour à la fois son programme et sa structure. Cette transformation d'un site existant exige des compromis entre les critères patrimoniaux, sociaux et économiques, qui nécessitent l'intervention d'une œuvre architecturale profondément marquée par la culture [26].

II.2.2. Réhabilitation et diagnostic

L'amélioration d'un bâtiment consiste à orchestrer sa transition entre deux états : son état actuel et son futur état. Il est donc nécessaire d'avoir des idées tout aussi claires sur l'état futur du bâtiment après les travaux que sur son état actuel avant transformation.

En l'absence de plans préexistants, le premier acte de diagnostic exige de réaliser une mesure dimensionnelle du bâtiment existant, permettant non seulement d'obtenir les données chiffrées indispensables, mais aussi d'identifier les observations faites lors de l'inspection des lieux. Il s'accompagne d'une analyse méthodique et globale des différents aspects de la construction, tant en termes de structures que de finitions.

L'identification de tous ces signes d'évaluation ne peut être déléguée qu'à un individu possédant une solide compréhension des différents systèmes de construction et de leurs pathologies, en plus d'une expérience pratique significative.

Pour ce qui est des structures, il faut identifier les positions et les spécificités des composants majeurs (murs, piliers, poutres, poutrelles...), les dégradations visibles ou invisibles (fissures de murs et de cloisons, détachement de revêtement, affaissement de plancher, inclinaison du mur de façade...) ainsi que localiser les travaux spéciaux influant sur la stabilité du édifice (cheminées, conduits divers, chevêtres...).

En ce qui concerne les travaux de finition et les équipements, il est essentiel de rassembler toutes les données concernant leur composition, leur condition, leur capacité à remplir le rôle ou la fonction pour laquelle ils sont destinés, en prenant en compte les normes actuelles dans ce secteur.

Cette étude sera menée par le biais de l'examen visuel des éléments visibles, l'auscultation à l'aide de techniques non invasives, dans les zones sensibles ou via des forages ciblés à des endroits critiques.

Au cours de cette étape, le diagnostiqueur sera amené à se servir de différents équipements qui lui offriront la possibilité de :

- ✚ Affiner ses observations visuelles, ou les enrichir ;

- ✚ Identifier les éléments métalliques intégrés dans les structures ou divers conduits desservant édifices ou pièces ;
- ✚ Repérer les surfaces ou ambiances humides ;
- ✚ Juger la performance de l'isolation thermique ou acoustique ;
- ✚ Détailler les spécificités de résistance, de dureté superficielle de certains composants ou l'épaisseur du revêtement peint [26].

II.2.3. Pourquoi réhabiliter

Il existe de nombreux facteurs subjectifs qui influencent la préservation des bâtiments : pour les résidents, l'emplacement est essentiel ; pour les historiens, la conservation de la mémoire est primordiale ; pour les architectes, l'excellence du design est déterminante ; et pour les groupes associatifs, l'apparence du quartier est prépondérante. La décision de réhabilitation peut se baser sur des facteurs économiques, de patrimoine ou sociaux.

Toutefois, les défis techniques et économiques en cours réduisent généralement l'équation à un nombre restreint de facteurs :

- La valeur patrimoniale de l'édifice (dans le sens culturel, englobant l'âge, la rareté et l'esthétique), ou son intégration dans un ensemble dont l'harmonie doit être préservée ;
- L'espace qu'il occupe, comparé au permis de construire en cas de démolition/reconstruction, ainsi que les servitudes d'éclairage et de vue qui ont pu aussi changer ; ces éléments sont fréquemment cruciaux pour les édifices situés en zone urbaine.
- L'adéquation de son type (épaisseur construite, trame structurelle, éclairage) à l'évolution envisagée pour son utilisation et le volume des travaux nécessaires pour y parvenir sont essentiels.
- La possibilité d'interrompre ou non les opérations du bâtiment ;
- L'évaluation globale des coûts - incluant les travaux, l'éventuel soutien social et les frais d'entretien ou d'exploitation post-rénovation - entre la réhabilitation de l'infrastructure et sa démolition/reconstruction [26].

II.3. Entretien / réhabiliter / reconstruire

C'est au diagnostic de passer en revue ces paramètres et de justifier l'option d'intervention sur le bâtiment.

Dans certaines circonstances, il est préférable d'augmenter sa maintenance ou son coût opérationnel plutôt que de procéder à sa réhabilitation. Cela s'applique, par exemple, aux problèmes de chaleur ou à un défaut qui rend les façades sales : le remplacement par une chaudière plus performante ou un entretien régulier seront comparés à la possibilité d'une rénovation totale. Dans certaines situations, il est préférable de reconstruire plutôt que de réhabiliter : les rénovations « lourdes » entreprises sur des édifices vétustes ou difficilement appropriables donnent lieu à des restructurations plus onéreuses que la construction neuve, et engendrent un manque de qualité en matière d'utilisation et de gestion. Ce genre de travaux devrait être destiné à des bâtiments présentant des caractéristiques uniques ou se situant dans un cadre urbain remarquable.

Une caractéristique distincte de la réhabilitation réside dans l'utilisation des spécificités d'un édifice. Les modifications qui altèrent radicalement le caractère structurel ou distributif original et ne laissent, par exemple, qu'une façade intacte, négligent l'importance de ce dialogue à travers les âges, et nuisent à la cohérence d'une construction généralement conçue comme un tout. Ils allouent des fonds considérables et cela a un impact majeur sur les utilisateurs qui sont contraints de se reloger ou de subir de longs travaux [36].

II.4. La gestion et réduction des risques de catastrophes naturelles

La gestion et l'atténuation des risques de catastrophes naturelles examinent le parcours des initiatives de reconstruction résidentielle suite à des événements tels que les tremblements de terre ou les inondations. Ce contexte s'inscrit dans un cadre global de minimisation et de maîtrise des risques liés aux catastrophes. L'étude de cas se basera sur ce domaine, d'où seront tirés des concepts qui seront mobilisés. L'analyse des contextes internationaux dans ce domaine et de leur progression nous aidera à situer les études. La clarification des concepts utilisés sera facilitée par la compréhension de l'état actuel des connaissances en matière de terminologie. Nous commencerons par exposer le contexte général de la réduction des risques de catastrophes (principes fondamentaux, développement des cadres internationaux, idée de résilience et cycles de gestion des risques de catastrophes). Ensuite, notre attention se portera sur les méthodes de reconstruction après une catastrophe (les concepts de reconstruire avec amélioration et reconstruire en sécurité,

qui sont des réponses aux catastrophes dans le domaine de l'abri et du logement). En troisième point, nous examinerons l'évolution des méthodes et les diverses manifestations de la solidarité internationale en matière de réduction des risques de catastrophes [36].

II.4.1. Cadre global, terminologie et concepts de base

II.4.1.1. Risques et catastrophes naturelles

L'univers dans lequel nous habitons est exposé à des phénomènes naturels susceptibles de représenter un danger pour l'homme et son cadre de vie. Ils représentent une menace pour les entreprises et, de ce fait, sont gérés à divers échelons : local, national, régional et international. L'Office des Nations Unies pour la Réduction des Risques de Catastrophes (UNDRR), précédemment appelé UNISDR, a été fondé au sein de l'organisation onusienne pour gérer l'élaboration et la supervision des cadres stratégiques mondiaux concernant la Réduction des Risques de Catastrophes. Ce Bureau dispose d'une équipe de spécialistes intergouvernementaux qui œuvrent à une harmonisation des définitions des termes en usage dans le domaine de la RRC. L'UNDRR définit actuellement le « risque de catastrophe » de la manière suivante :

Le risque de catastrophe se définit comme « le risque associé à des pertes humaines, à des blessures, à la destruction ou aux dommages matériels affectant un système, une société ou une communauté sur une période spécifiée, et dont la probabilité est calculée en tenant compte du danger [aléa], de l'exposition, de la vulnérabilité et des capacités [capacité d'adaptation ou résilience] existantes. »

Cette définition s'exprime en grande partie sous la forme de l'équation (II.1)

$$\text{Risque de catastrophe} = \frac{\text{aléa} \times \text{exposition} \times \text{vulnérabilité}}{\text{capacité}} \dots\dots\dots(\text{II.1})$$

- **L'aléa** est défini comme « un processus, un phénomène ou une action humaine susceptible de provoquer des décès ou des blessures, d'avoir d'autres conséquences sur la santé, ainsi que de conduire à des dommages matériels, des troubles socioéconomiques ou une détérioration de l'environnement. ». Pour les risques naturels, l'aléa est généralement défini par son intensité, ainsi que par sa localisation et son occurrence dans le temps.
- **L'exposition** est définie comme la « situation des individus, infrastructures, habitations, capacités de production et autres actifs matériels localisés dans des zones

à risque. ». Elle est fréquemment formulée en termes de degré ou niveau d'exposition des divers systèmes lors de l'occurrence de l'événement imprévu.

- **La vulnérabilité** est décrite comme une « condition engendrée par des facteurs ou mécanismes physiques, sociaux, économiques et environnementaux qui rendent les individus, les communautés, les biens matériels ou les systèmes plus susceptibles aux risques ».
- **La capacité est** définie comme : l'agrégation des forces, des ressources et des moyens à la disposition d'une organisation, d'une communauté ou d'une entreprise pour gérer et atténuer les risques de catastrophes tout en renforçant la résilience .

Le risque de catastrophe peut être perçu comme le résultat de la combinaison entre le danger et les enjeux, qui comprennent les éléments d'exposition, de vulnérabilité et de résilience du système affecté. On retrouve fréquemment cette définition dans le milieu universitaire et au sein des institutions. l'expression de l'équation (II.1) du risque de catastrophe peut être simplifier comme suit.

$$\text{Risque de catastrophe} = \text{aléa} * \text{enjeux} \dots \dots \dots (II.2)$$

Lorsqu'on se concentre sur des phénomènes naturels tels que les tremblements de terre, les ouragans, les inondations, les sécheresses ou encore les éruptions volcaniques, on parle de risque de catastrophe naturel.

Il convient de mentionner qu'il existe d'autres types de risques, tels que les risques biologiques et sanitaires, ou encore ceux découlant des actions humaines, y compris les risques technologiques, économiques et les conflits armés. Dans ce travail de recherche, notre attention se porte sur les risques liés aux séismes.

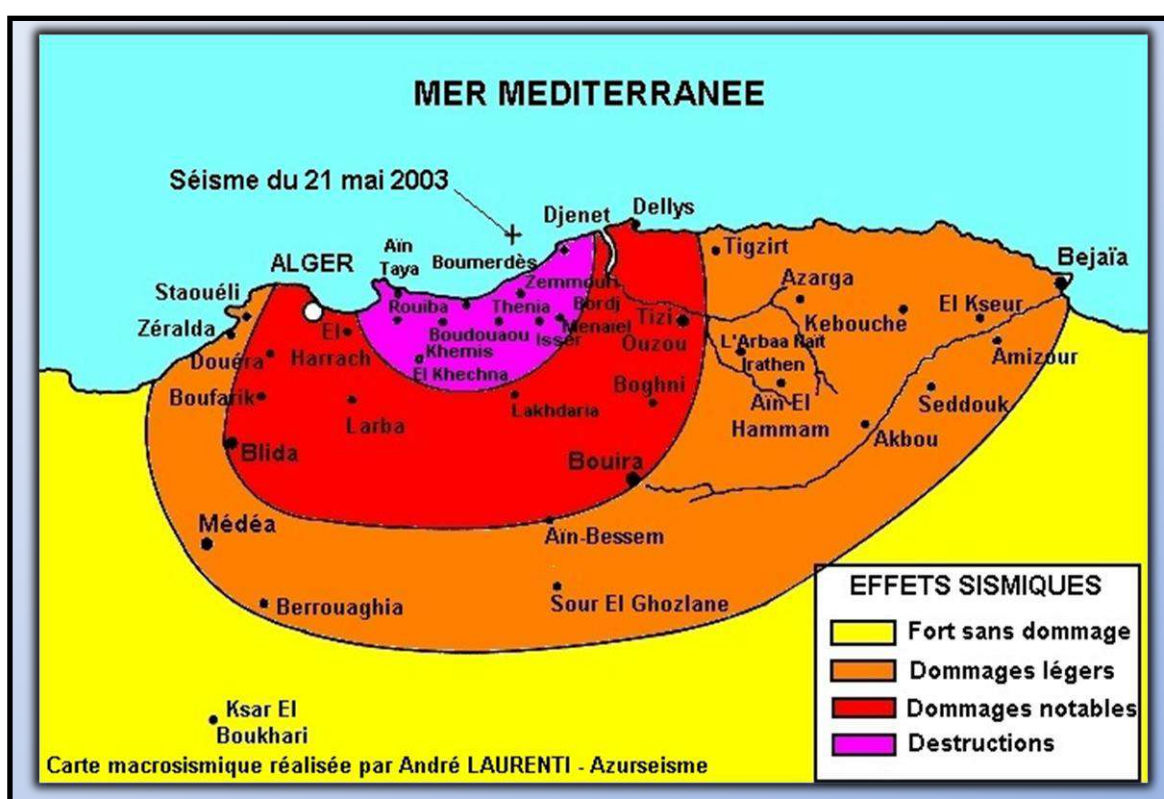
Un aléa naturel se transforme en catastrophe lorsqu'il perturbe le fonctionnement des éléments exposés à ses effets. Cette perturbation empêche le système concerné de revenir rapidement à sa normalité sans intervention spécifique, en raison des dommages subis (qu'ils soient d'ordre humain, matériel, économique ou environnemental).

On définit une catastrophe comme suit :

Une disruption sévère du fonctionnement d'une communauté ou d'une société à divers niveaux, résultant d'événements périlleux dont les impacts sont tributaires des conditions d'exposition, de la vulnérabilité et des ressources de la communauté ou de la société en question, pouvant entraîner des pertes humaines ou matérielles ou avoir des répercussions sur les sphères économique ou environnementale [36].

II.4.1.2. Représentation des résultats de niveau du risque

Pour illustrer les résultats relatifs à la vulnérabilité et à la gestion des risques en format cartographique, il est crucial de mettre en évidence les zones exposées au risque grâce à une gradation de couleurs qui indique le degré de vulnérabilité, allant du bas au haut. Il est aussi nécessaire d'incorporer diverses strates d'informations, telles que les risques, l'exposition, les compétences et les défis, pour offrir une perspective globale exhaustive. Il est nécessaire d'insérer une légende explicative concernant les niveaux de risque et les critères employés pour leur appréciation. Il est suggéré d'intégrer des symboles ou des annotations pour souligner les zones critiques ou prioritaires, ce qui facilite la prise de décision figure (II.1) et tableau (II.1).



Carte macrosismique

Figure II.1 : Cette carte explore les conséquences du tremblement de terre du 21 mai 2003. Carte élaborée par André Laurenti, basée sur les témoignages fournis sur « Azur séisme ».

II.4.2. Courbe de capacité et mesure de vulnérabilité

L'évaluation de la vulnérabilité des structures constitue un aspect primordial dans les approches de prévention et même de diminution du risque sismique. Selon l'échelle d'analyse (région, ville, construction...), divers modèles et approches d'évaluation de la

vulnérabilité et de diminution du risque sismique existent, ce qui permet d'estimer les dommages pour différentes catégories de structures.

La méthode utilisée pour évaluer les dommages se fonde sur l'approche de capacité spectrale. Elle s'articule autour de quatre phases clés voir la figure II-2 : l'établissement de la courbe de capacité voir la figure II-2 (a). La description du scénario sismique voir la figure II-2 (b), l'acquisition du point de performance Figure II-2 (c) ainsi que la définition des courbes de fragilité voir la figure II-2 (d). Pour évaluer les dégâts causés par un tremblement de terre spécifique. La figure II-2 (d) Modèle conceptuel pour l'évaluation des dommages en utilisant la méthode du spectre de capacité. La première phase consiste à identifier et reproduire le comportement général d'une structure sous pression croissante.

En général, la forme des forces sismiques appliquées à la structure est triangulaire ou trapézoïdale, et l'intensité de ces forces est proportionnelle aux premiers modes propres de la structure. Les masses de chaque niveau constituent simplement les coefficients de proportionnalité. La deuxième phase implique la détermination et la reproduction du chargement sismique : sélection d'un accélérogramme pour une analyse dynamique directe ou choix d'un spectre de réponse, dans le cas d'une étude pseudo-dynamique. La troisième phase nécessite la conversion tant du spectre de réponse, qui fixe la demande sismique, que de la courbe de capacité, qui évalue la performance structurale, en un spectre de capacité exprimé en déplacement spectral S_d par rapport à l'accélération spectrale S_a . L'objectif est ensuite d'identifier le point de performance résultant de l'intersection des deux courbes. L'étape finale consiste à déterminer les déplacements spectraux en fonction des niveaux ou degrés de dommages préétablis. Le déplacement spectral, qui correspond au point de performance de la structure examinée, sert à mesurer la vulnérabilité sismique en identifiant pour chaque degré de dommage la probabilité d'apparition d'un certain niveau de dégât de la structure [37].

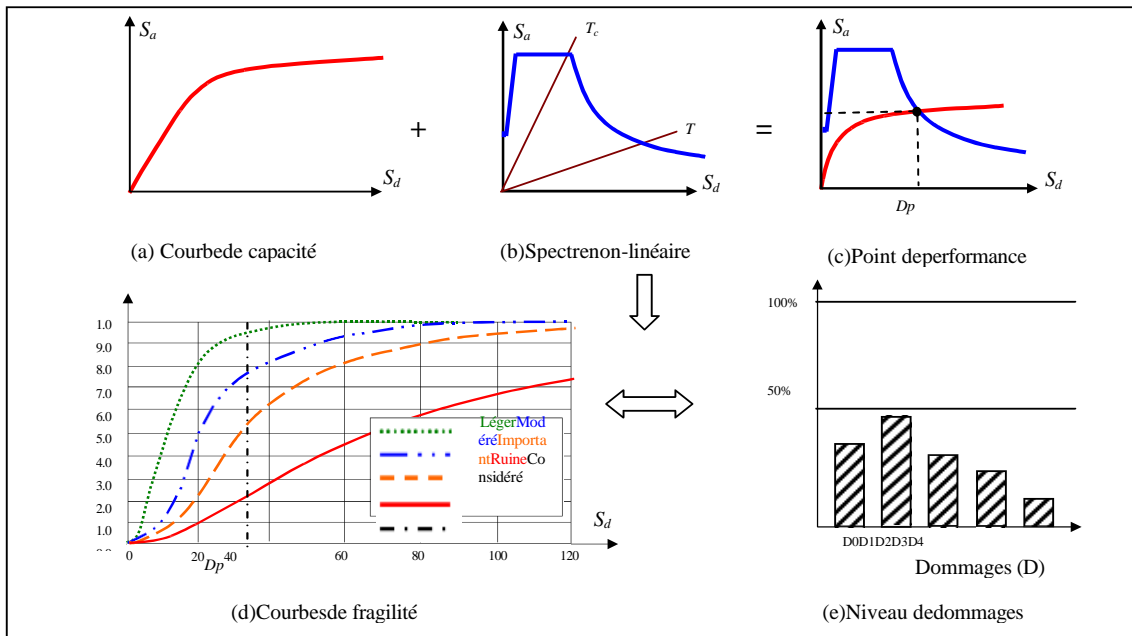







Figure II.2 : Courbe de capacité et mesure de vulnirabilité [37]

II.5. Déroulement du processus de réhabilitation et réhabilitation parasismique

Tableau II.1. Niveaux de dommages des structures [37].

Niveau de dommage		Indice	Description
	Pas de dommage	D ₀	Le comportement élastique de la structure illustre le niveau standard de conception parasismique.
	Domage Léger	D ₁	Niveau de dommage sous contrôle. La structure reste stable, bien qu'un léger dommage puisse se produire.
	Domage Moyen	D ₂	Condition de détérioration moyenne, la stabilité de la structure est menacée.
	Domage Important	D ₃	État de dégradation significatif. structure est irrécupérable.
	Domage complet	D ₄	La structure risque de se rompre, n'ayant plus la capacité de résister.

Notre expérience, obtenue à travers la réalisation de diverses opérations de réhabilitation, nous amène à suggérer l'intégration d'éléments que nous considérons essentiels dans la pratique d'une ingénierie spécialisée. La réhabilitation parasismique vise à adapter ou renforcer les bâtiments existants pour qu'ils répondent à des niveaux de performance sismique prédéfinis. Elle s'appuie sur une approche méthodique en plusieurs étapes, articulant diagnostic, conception, exécution et contrôle [26]:

II.5.1. Diagnostic et collecte de données

Les conclusions des diagnostics initiaux et de la coopération avec divers responsables devraient permettre d'établir les buts et les directives du programme, et de déterminer certaines exigences :

- Recensement des plans, notes de calculs et rapports d'expertise antérieurs ;

- Inspection visuelle générale (fissures, déformations, pathologies dues à l'humidité) ;
- Relevés topographiques et géotechniques du site ;
- Inventaire des matériaux et typologies structurelles ;
- Etat de lieu et dégradation de la structure.

II.5.2. Esquisse d'avant-projet de conception

En accord avec ces directives, il serait souhaitable d'encourager les concepteurs à envisager diverses options de transformation et à soumettre des suggestions pour enrichir et clarifier le cadre de programmation qui leur a été donné, tout en restant ouvert à la possibilité qu'il puisse être partiellement réajusté. Cette étape permet de cibler les zones à analyser plus finement, en limitant la portée des études détaillées.

II.5.3. Évaluation préliminaire de la vulnérabilité et vérification de la faisabilité

Une consultation préliminaire limitée des entreprises peut donc permettre de vérifier la faisabilité des projets initiaux, et de les modifier en fonction des défis potentiels qu'ils pourraient poser. Les résultats quantitatifs guident la définition des besoins de renforcement ou de modification des structures.

II.5.4. Information et consultation des locataires

Le cadre de programmation et les avant-projets peuvent par la suite être exposés aux résidents dans le but de les sensibiliser, d'observer leurs réactions et de collecter leurs propositions. Cette étape oriente le dimensionnement des interventions et la stratégie de réhabilitation.

II.5.5. Elaboration du programme provisoire

Ces explorations offrent la possibilité de restructurer le programme temporaire, de le perfectionner et de l'enrichir en y ajoutant les composants issus des étapes antérieures.

II.5.5.1. Elaboration du projet de conception

En s'appuyant sur les données collectées, les designers peuvent élaborer leur projet de conception sans crainte qu'il soit contesté ou déformé :

- Par le client estimant qu'ils ont mal compris le programme ;
- Par les entreprises jugeant que sa réalisation pose des problèmes ;

- Par les résidents et d'autres partenaires qui ne s'y retrouvent pas avec leurs préoccupations.

II.5.5.2. Présentation du projet retenu aux partenaires

Il est essentiel d'informer largement les partenaires du projet final afin qu'ils prennent conscience des changements effectués, en détaillant pourquoi certaines requêtes n'ont pas été intégrées.

II.5.5.3. Expérimentation sur un bâtiment test

L'expérimentation sur un bâtiment test équivaut à la conception d'un prototype dans le secteur industriel. Elle permet de repérer les problèmes pratiques de réalisation, de découvrir de nouvelles pistes, ainsi que de collecter et d'étudier les retours des utilisateurs.

C'est également un processus d'apprentissage collaboratif entre le maître d'ouvrage, les concepteurs et les entreprises, ainsi qu'un perfectionnement des méthodes et techniques qui contribuent à l'efficacité des responsables avant qu'ils ne s'engagent dans la mise en œuvre de l'ensemble du programme.

II.5.5.4. Mise en point du programme définitif en cours de lancement de l'opération

Les informations issues du test conduisent à une révision supplémentaire de certains aspects du programme et pourraient influencer la façon dont l'opération est menée.

Il est effectivement nécessaire que le programme prévoit des possibilités de modifications pendant sa mise en œuvre, tout en laissant une marge d'incertitude concernant l'état réel de la construction, la faisabilité de certains travaux et la pertinence des choix faits.

II.5.5.5. Rectification lors de la réception des travaux

Lors de la réception des travaux, il est important de procéder à une évaluation de l'opération et de collecter les opinions des locataires en vue d'effectuer certains ajustements.

Des omissions ou des erreurs qui semblent anodines peuvent causer le mécontentement des locataires ou provoquer rapidement une détérioration de l'immeuble.

II.5.5.6. Programme post réhabilitation et ajustement un an après la remise en service

La finalisation de la réhabilitation ne doit pas entraîner un désengagement soudain de ses promoteurs. Ces derniers sont tenus de surveiller le développement du quartier pendant une période minimale d'un an et de répondre promptement à tout indice de détérioration.

Après un an, il est recommandé d'évaluer la situation, de solliciter une fois de plus les opinions des résidents et de réaliser les modifications requises [26].

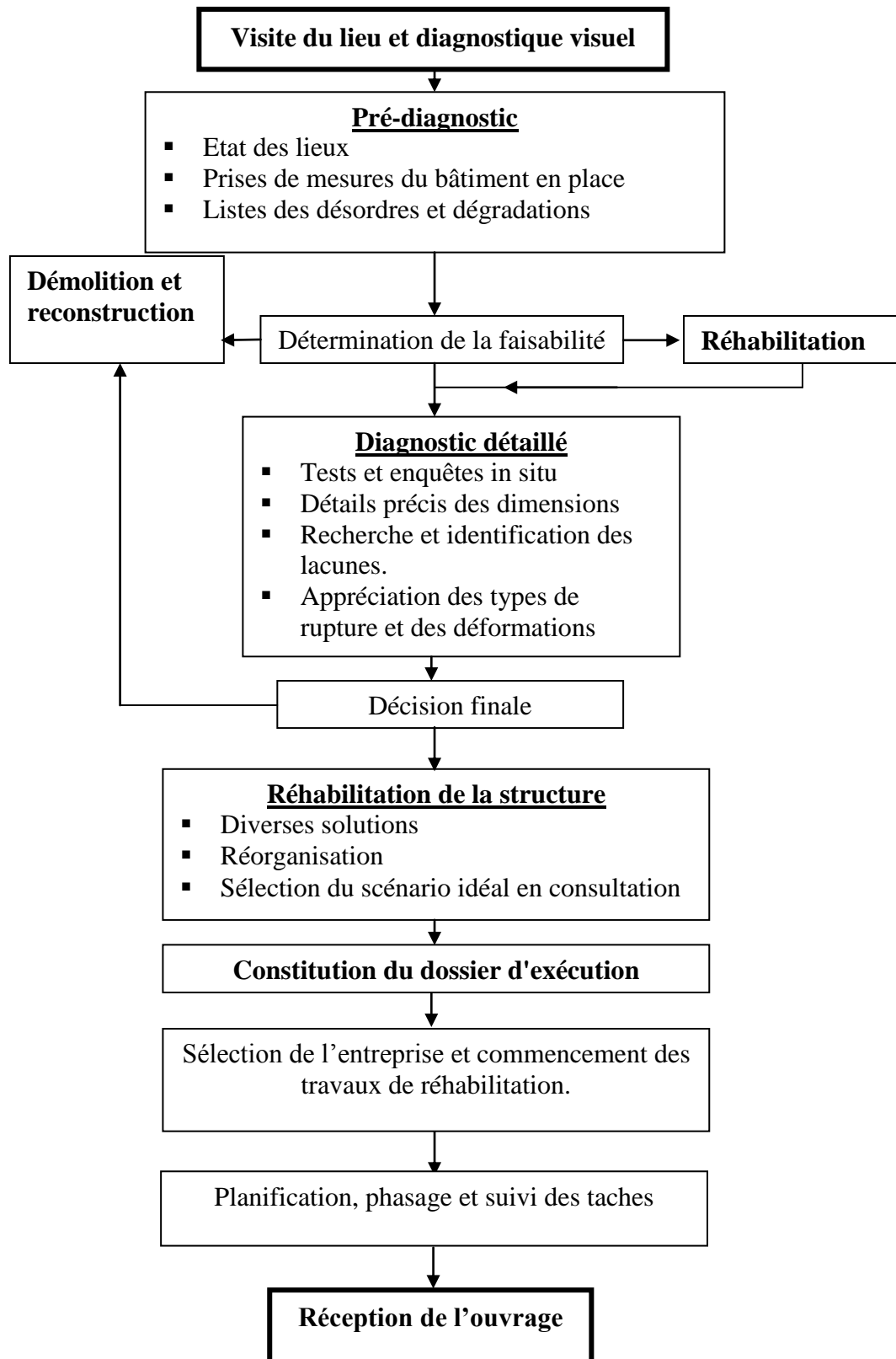


Figure II.3: Procédé de conception d'une opération de réhabilitation et réhabilitation parasismique [26]

II.6. Réparation et renforcement des structures

II.6.1. Définitions

II.6.1.1. Réparation

La réparation d'une structure implique des interventions visant à rétablir un niveau de service dégradé, qui peut être dû à diverses raisons ; les causes les plus courantes incluent la détérioration progressive des matériaux (conditions météorologiques, altération des caractéristiques des matériaux), l'exploitation intensive (répétition fréquente des charges) voire excessive (usage au-delà des charges anticipées), ainsi que les incidents et catastrophes (incendies, collisions, séismes, etc.).[27][29][35].

II.6.1.2. Renforcement

Le renforcement est un processus visant à améliorer le degré de service, notamment (renforcement de la ductilité, de la résistance) d'une structure, afin de permettre son usage dans des conditions non anticipées initialement ou pour lui offrir une protection adéquate contre des contraintes qui n'ont pas été prises en compte lors des calculs.[26][31].

Un renforcement est susceptible d'être lié à une réparation.

II.6.2. Préparation d'une opération de réparation ou de renforcement

Pour jauger la possibilité de réparation d'une structure, on doit tout d'abord établir un diagnostic minutieux et exact des problèmes survenus, tenter de cerner leurs origines, apprécier l'ampleur des charges que la structure peut encore supporter (dans l'objectif de mettre en place rapidement d'éventuelles protections) et enfin envisager les solutions susceptibles de lui redonner ses capacités initiales de résistance.

Une fois que l'origine de la détérioration a été identifiée et que la robustesse de la structure a été confirmée, il est nécessaire de prendre une décision :

- On peut soit laisser la dégradation continuer ;
- Soit renforcer la structure ;
- Soit prendre des mesures pour maintenir l'édifice dans son état présent sans tenter de le renforcer ;
- Si la dégradation est particulièrement avancée, reconstruire ou éventuellement abandonner l'édifice.

Cette décision est basée sur des critères de sécurité, d'économie et d'esthétique. La décision concernant la méthode de réparation n'est pas simple ; il faut sélectionner la technique la plus économique qui parvienne efficacement à l'objectif visé. Il faut prendre en compte les considérations suivantes :

1. Le prix ne se limite pas uniquement à l'investissement initial : il englobe tous les coûts, y compris la première mise de fonds, les dépenses d'entretien et l'intérêt généré par l'argent non utilisé immédiatement.
2. Le travail doit être effectué ponctuellement, sans attendre qu'une situation d'urgence se présente. Pour qu'une réparation soit effectuée correctement, elle nécessite réflexion et minutie, ce qui requiert du temps. De plus, le coût de la réparation augmente à mesure que l'état se détériore.
3. Si les dommages sont plutôt limités et dispersés, des réparations partielles sont recommandées. Si les dommages sont importants, il pourrait être nécessaire de considérer une reconstruction complète du travail.
4. On doit s'assurer que la réparation empêchera l'aggravation des dommages, sinon il est nécessaire d'envisager une marge de sécurité supplémentaire lors de l'intervention pour prendre en compte la continuité du processus de dégradation ou l'éventualité d'une nouvelle forme d'altération.
5. Si la structure a été gravement détériorée (situation post-sismique), la restauration doit rétablir sa solidité d'origine et ne pas se limiter à empêcher une nouvelle dégradation.
6. L'esthétique pose-t-elle un souci ? Si c'est le cas, les options de réparation sont restreintes et il serait peut-être indispensable de masquer la réparation par divers procédés architecturaux (ce camouflage ne doit pas masquer des dégradations sévères ou irréversibles, ni entraver l'accès à l'édifice). Sur quoi il se cache.
7. Il est essentiel que les réparations, pendant qu'elles sont en cours, n'entravent pas l'usage de l'ouvrage. Sinon, des actions doivent être entreprises pour garantir que l'ouvrage demeure opérationnel.
8. Une réparation nécessite fréquemment l'élargissement de la section d'un composant. Cela renforce la rigidité de l'élément, altère la répartition des forces et des moments résultant des surcharges tout en soulageant certains autres.

Ces modifications peuvent être significatives, il est essentiel de garantir qu'elles n'affectent pas d'autres structures ou d'autres éléments du même édifice.

Une fois sélectionné une méthode de réparation appropriée et en ayant considéré les diverses implications de sa mise en œuvre, l'étape finale sera de concevoir les plans, de rédiger le cahier des charges et d'initier le travail [26].

II.7. Exécution d'une opération de réparation ou de renforcement

II.7.1. Renforcement des poteaux et poutres par chemisage

Ces dernières années, de nouvelles techniques ont été mises en œuvre pour renforcer les bâtiments face aux séismes. Ces techniques servent à consolider les éléments porteurs des bâtiments endommagés par des charges sismiques (renforcement post-sismique). Elles sont également utilisées à titre préventif pour renforcer les bâtiments soumis à une augmentation des charges d'exploitation suite à un changement d'usage, ou encore pour les mettre en conformité avec les dernières normes de construction (renforcement pré-sismique).

Concernant le renforcement des poteaux circulaires en béton armé, la technique de construction de chemises hybrides, qui combine les avantages de différents matériaux et techniques de renforcement, s'est largement répandue car elle est souvent considérée comme l'une des méthodes les plus efficaces pour accroître la résistance, la rigidité et la ductilité des poteaux [38]. En bref, les types de chemises couramment utilisés sont (1) les chemises en béton armé [39-48] telles que a) : chemises en béton armé (type traditionnel), b) chemises en béton projeté (gunite), et c) chemises en béton spécial ; (2) des gaines en matériaux composites telles que a) des gaines en polymères renforcés de fibres (PRF) [49-61] et (b) des gaines en acier [62-72].

La réhabilitation des portiques en béton armé (BA) après un séisme est cruciale pour restaurer leur intégrité structurelle et renforcer leur résilience sismique face aux futurs séismes. Le béton ultra-haut performance (BUHP) se distingue par sa résistance exceptionnelle, sa capacité à contrôler la fissuration, sa ductilité et sa durabilité [73]. L'ajout de fibres a contribué à limiter l'absorption d'eau, à réduire la porosité et à améliorer la résistance aux attaques acides et aux sulfates. Les bétons fibrés ont démontré une dégradation plus lente dans les environnements acides, confirmant leur meilleure résistance aux agressions chimiques. Cette amélioration de la durabilité est cruciale pour les applications en environnements hostiles [74]. Malgré de nombreuses études sur son utilisation pour le renforcement structurel, son application à la réhabilitation des portiques en BA endommagés demeure limitée. Cette étude présente un nouveau chemisage préfabriqué en BUHP en forme de U, conçue pour la réhabilitation post-sismique des portiques en BA. Cette méthode de chemisage favorise l'action composite des éléments réhabilités grâce à des recouvrements et des barres de goujon, complétés par des connexions coulées en place en BUHP afin de minimiser la longueur des recouvrements et de renforcer les zones potentiellement fragiles sous charges externes.

L'efficacité de cette approche de chemisage a été rigoureusement évaluée par des essais de chargement cyclique sur deux spécimens de portique en BA. Les résultats indiquent que la méthode de réhabilitation en BUHP a non seulement permis de restaurer, mais aussi d'améliorer significativement la performance sismique du portique initialement endommagé, en améliorant la rigidité initiale, la limite d'élasticité, la résistance maximale, la ductilité en déplacement et la capacité de dissipation d'énergie. Cependant, le cadre réhabilité a présenté une déformation plastique réduite et un déplacement résiduel accru par rapport au cadre d'origine. Les résultats expérimentaux ont également mis en évidence la nécessité de prendre en compte le glissement d'adhérence lors de l'analyse et de la conception de la réhabilitation structurale afin d'éviter une surestimation de la rigidité latérale. De plus, l'étude a permis de développer un modèle de calcul intégrant les réponses en flexion, en glissement d'adhérence et en cisaillement, dans le but de simuler efficacement et avec une précision raisonnable le comportement charge-déplacement des cadres en béton armé réhabilités [73].

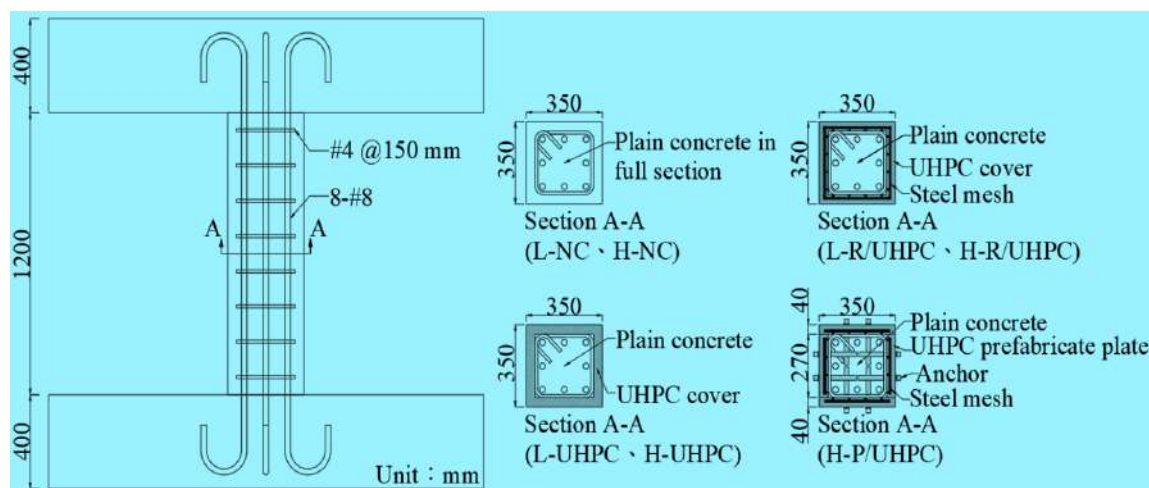


Figure II- 4 : Spécimen testé en compression après chemisage préfabriqué en BUHP [73].

Dans le cas des structures en béton armé, le confinement du béton par les cadres d'armature internes pourrait ne pas avoir été dimensionné de manière adéquate. On peut pallier cette insuffisance en intégrant une restriction externe, mise en œuvre par exemple grâce à un revêtement en acier. La méthode de chemisage en acier implique, pour les colonnes de section circulaire, l'installation de deux demi-coques en acier (d'un rayon supérieur de 12 à 25 mm par rapport au rayon initial de la colonne) autour du poteau. Ensuite, elles sont soudées sur site afin de créer un tube uniforme. Un mortier de ciment est ensuite utilisé pour remplir l'étroit espace annulaire créé entre le tube d'acier et le poteau. Pour les poteaux de forme rectangulaire, la méthode d'installation reste la même, toutefois l'emploi de chemisages elliptiques est préconisé. Toutefois, l'inconvénient du chemisage en acier est qu'il

est susceptible de corroder. Dans ce contexte, il est possible d'utiliser des chemisages en béton armé ; cette méthode a d'ailleurs longtemps constitué l'une des techniques de réhabilitation les plus répandues. Cela implique d'accroître les dimensions de la section du poteau en intégrant une couche supplémentaire de béton ainsi que des aciers longitudinaux et transversaux (Figure II.5). Tout comme pour les chemisages en acier, l'efficacité de l'action de confinement est supérieure pour les poteaux à section circulaire par rapport aux poteaux à section rectangulaire. En général, pour un rapport longueur / largeur de la section supérieur à 2, l'efficacité du confinement est considérablement réduite [75].

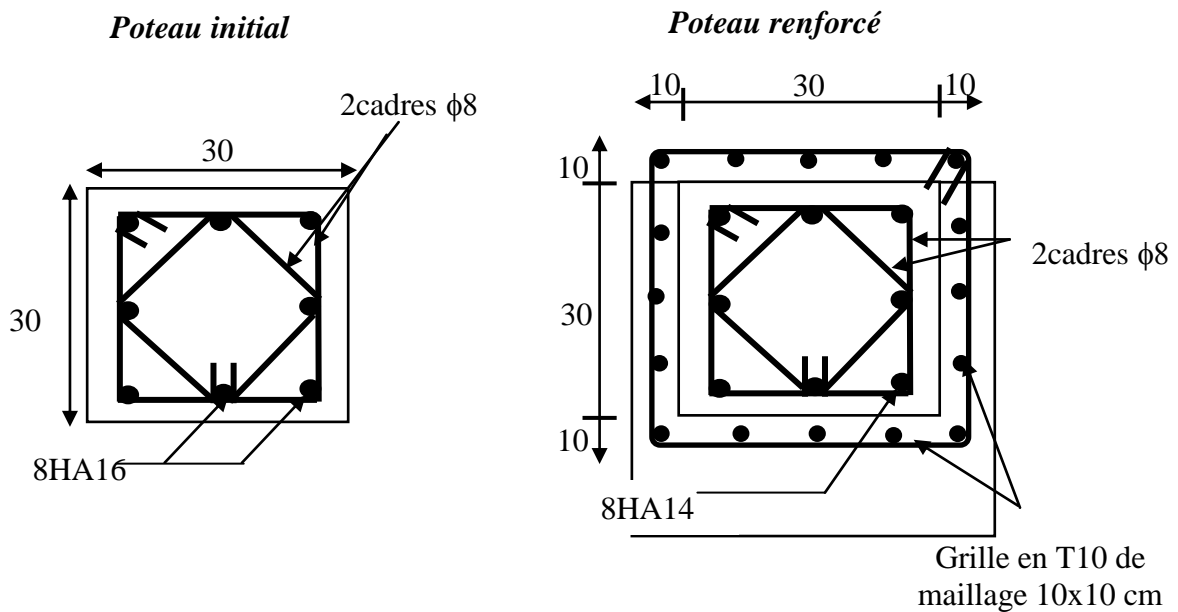


Figure II.5 : Montre l'augmentation de section d'un poteau carré et la disposition des aciers

II.7.2. Réparation des fissures et surface par les matériaux composites

De nombreux types de FRP sont commercialisés pour différents champs d'application : dans la construction la plus populaire sont les Carbon fibre-reinforced polymer (CFRP ou PRFC) et les Glass Fibre-Reinforced Polymer (GFRP ou PRFV). Dans le domaine de la réparation de structure en béton armé les PRF sont utilisés depuis le début des années 80 pour le renforcement de poutre ou de poteau, mais leur utilisation dans le renforcement des liaisons date du début des années 2000 [76]. Cette partie présente les propriétés des FRP, les champs d'application, les recommandations de dimensionnement en vigueur ainsi que leur principal point faible : le risque de décollement [77].

Les résines aussi jouent un rôle primordial dans le comportement mécanique du composite. Ces fonctions principales sont les suivantes :

- Traitement des fissures.

- Assurer la liaison composite/support et garantir le collage entre les fils.
- Maintenir le tissu et l'orientation des fibres.
- Garantir la protection chimique et physique (choc) des fibres.
- Transférer l'effort du support vers les fibres.

Le tableau II. 2, regroupe les propriétés mécaniques des résines époxy.

Tableau II.2. Propriétés mécaniques des résines époxy [77].

Résistance en Traction (MPa)	50 à 80
Module d'élasticité (GPa)	3 à 10
Allongement à la rupture (%)	1 à 1.5
Résistance en compression (MPa)	140 à 150
Température de transition vitreuse (°C)	80 à 150

II.7.3. Renforcement des voiles

Suite à une analyse approfondie des maladies des voiles de cisaillement, nous avons déterminé que l'insuffisance d'armature, l'absence d'armatures transversales et l'insuffisance des longueurs de recouvrement dans les joints entraînent des ruptures vulnérables par cisaillement, compression ou glissement qui limitent la capacité de déformation.

Certaines structures peuvent être sous-évaluées en raison d'un tremblement de terre de grande magnitude, de l'acceptation d'hypothèses de calcul erronées ou d'erreurs dans leur mise en œuvre. Les voiles pleins ou murs en béton armé sont particulièrement valorisés par les recommandations parasismiques. Ils participent à l'absorption d'une vaste quantité d'énergie. Leur capacité s'accroît en fonction de leurs dimensions transversales ; par exemple, si l'on double l'épaisseur d'un panneau de béton, on double aussi sa capacité énergétique. Le mode de fonctionnement mécanique des voiles varie en fonction de leur élancement (proportion de la hauteur (H) à la longueur (L)). Il est donc nécessaire de différencier les voiles élancés ($H / L > 2$) des voiles courts ($H / L < 2$). Cela permet de souligner deux principales catégories de modes de rupture, basées sur les descriptions de (*Paulay et Priestley 1992*).[78].

II.7.3.1. Voile élancés

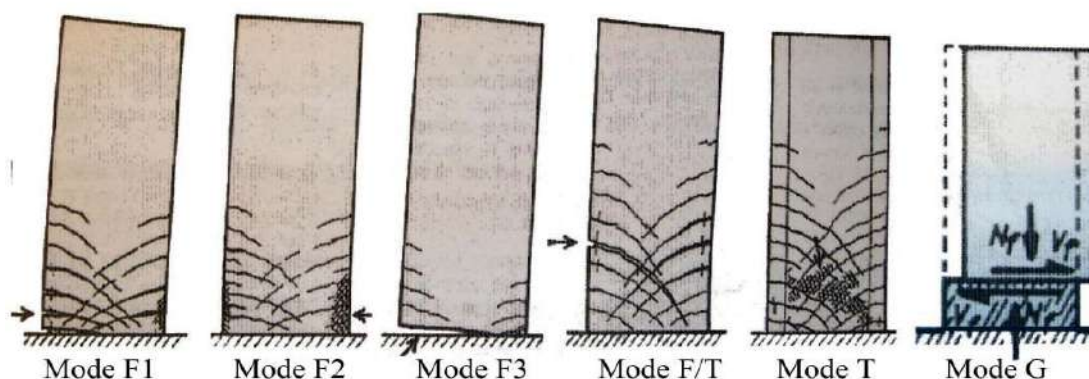


Figure II.6 : Mode de rupture des voiles élancés [Paulay and Priestley 1992] [78]

La rupture en flexion se produit généralement dans le plan du voile. On identifie 3 modes voir la figure II. 6 :

- Mode F1 : Rupture par écrasement du béton comprimé et plastification des armatures verticales tendues. Le scénario de ruine le plus anticipé correspond à la création d'une rotule en plastique au bas du voile, entraînant une dissipation significative d'énergie. Ce type de ruine est observable dans les voiles hautement élancées, qui sont soumises à une faible contrainte de compression et un cisaillement modéré.
- Mode F2 : Rupture du béton due à l'écrasement. Ce type de défaillance se produit généralement sur des voiles bien renforcées exposées à une contrainte normale significative. Le mode F2 présente une ductilité inférieure à celle du mode F1, notamment dans le contexte d'une section rectangulaire.
- Le mode F3 : Rupture fragile par des barres verticales sous tension. C'est un type de rupture que l'on observe dans les voiles faiblement armés, lorsque les files des barres verticales sont principalement répartis et non focalisés aux extrémités. On peut alors augmenter la ductilité et la capacité d'absorption d'énergie en rassemblant les armatures verticales aux extrémités.

La rupture en flexion-effort tranchant Figure (II – 6) : (Mode F/T) désigne une rupture par plastification des armatures verticales de flexion ainsi que des armatures transversales. C'est le phénomène observé dans les voiles de hauteur moyenne où la flexion n'est plus dominante et où les barres horizontaux ne sont pas suffisantes.

Pour la fracture par effort de cisaillement Figure (II - 6), on identifie deux types :

- Mode T : Rupture des bielles de compression élaborées au sein du l'âme du voile. On le constate dans les voiles avec des raidisseurs, fortement ferrillés longitudinalement et exposés à des efforts de cisaillement élevés.
- Mode G : Rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage. Ce type de rupture, typiquement associé aux voiles courtes, a également été noté dans le cas des voiles de hauteur moyenne. Ce genre de défaillance peut se produire si les armatures verticales dispersées sont inadéquates, si la qualité des reprises de bétonnage laisse à désirer, et si l'intensité de l'effort normal est faible. [78].

II.7.3.2. Les voiles courts

Ce genre de voiles subit des tensions tranchantes qui provoquent des cassures par glissement à l'encastrement, par cisaillement de la diagonale ou encore par écrasement du béton de l'âme. (*Paulay et Priestley, 1992*) On distingue trois types de rupture des

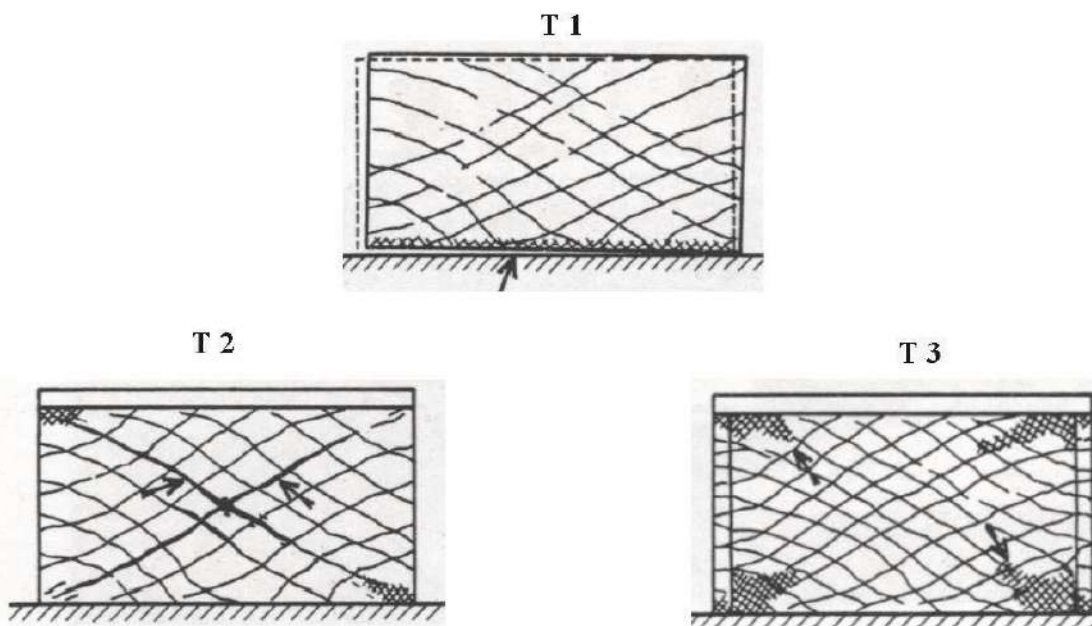


Figure II.7 : Mode de rupture des voiles courts[Paulay and Priestley 1992] [78].

- Mode T1 : rupture par cisaillement « slidingshear » à l'encastrement. Cette forme de rupture résulte de la plastification graduelle des barres verticales. Il est associé à d'importants glissements qui diminuent considérablement la rigidité et la dissipation hystérétique. On peut également obtenir ce type de rupture en cas d'insuffisance des armatures verticales réparties.
- Mode T2 : défaillance diagonale « diagonal tension failure » accompagnée de plastification ou rupture des barres d'armature le long des fissures en diagonale. On

observe ce mode dans les voiles à armature moyenne soumises à un léger effort normal.

- Mode T3 : défaillance par écrasement « diagonal compression failure » du béton de l'âme, au niveau des bielles qui transmettent les contraintes de compression. C'est une forme typique de destruction propre aux voiles fortement renforcées, notamment lorsqu'elles sont combinées avec des raidisseurs sur leur bord.

Concernant le renforcement des voiles, peu importe la méthode de rupture, on observe que :

- a. L'emploi du GFRP et du CFRP peut accroître la résistance à la flexion et la solidité des murs, néanmoins, l'usage du CFRP se montre plus efficace que celui du GFRP.
- b. L'application de FRP renforce la résistance au cisaillement.
- c. Le renforcement diminue les fissures de cisaillement, mais il est impossible d'éviter celles qui causent le glissement à la base du voile.
- d. L'énergie dissipée par les voiles réparées est considérablement supérieure à celle non renforcée.
- e. Le système d'ancrage en L s'est avéré efficace puisque durant les tests, aucun décollement n'a été observé sur le corps principal du voile. Toutefois, les ancrages de FRP situés dans des zones critiques (comme le bas des murs) sont vulnérables à la rupture sous tension [78].

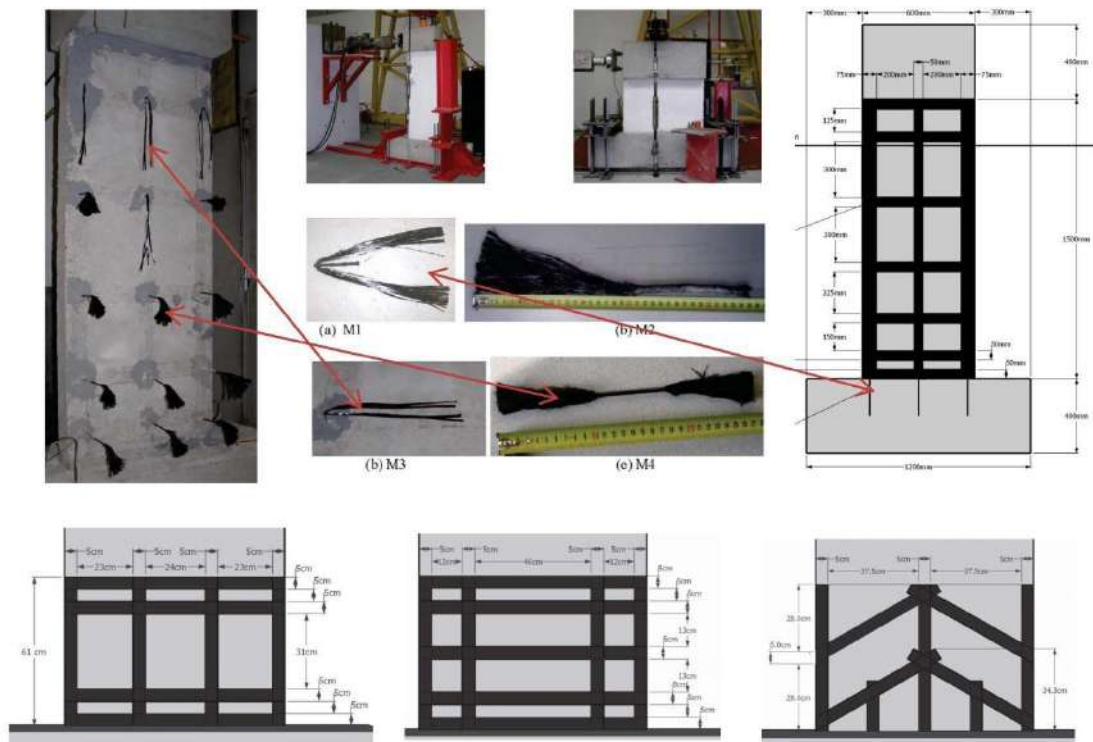


Figure II.8 : Renforcement des voiles par FRP [Khuong Le Nguyen 2015].

II.8. Conclusion

Réhabiliter, c'est adapter aux mieux une construction existante même en très mauvais état, au mode de vie actuel, tout en respectant le bâti, sa spécificité et son originalité. C'est toujours une opération délicate, dont la complexité et la spécificité posent généralement de nombreux problèmes aux maîtres d'ouvrages, concepteurs et constructeurs.

En ce qui concerne la réhabilitation parasismique, l'élaboration du design est une phase cruciale dans la procédure de réhabilitation. L'intégration des éléments parasismiques favorise une bonne réponse sismique sans coût supplémentaire significatif. Voici les principes de base pour une conception parasismique efficace :

- Structure simple et compacte.
- Symétrie et régularité.
- Aucun changement soudain dans la rigidité et la résistance.
- Résistance et rigidité face à la torsion.
- Sélection appropriée du contreventement.

Donc adapter une construction aux règles de la conception et réalisation parasismique, c'est la réhabilitation parasismique.

Chapitre III

Principaux facteurs de ruine et de dégradation des structures en génie parasismique

III.1. Introduction

Lors des sollicitations sévères, les constructions en béton armé sont en générale après diagnostic classées en trois catégories, (voir chapitre II) rouge dont des dommages importants survenus au niveau de la structure porteur, orange dont les dommages touchés la partie structurale est considérés faible, jaune dont la partie structurale est sain. Les deux derniers classes sont nécessairement exposées au plusieurs techniques de remédie tel que la réhabilitation, la réparation, le renforcement et autres. Ces techniques ne sont pas malheureusement bien détaillées dans l'ensemble des codes et règlements de construction parasismique. Ce chapitre identifie et quantifie, par une étude paramétrique numérique, les principaux facteurs qui aggravent la vulnérabilité sismique des portiques en béton armé (maçonnerie de remplissage, appuis, étage souple, qualité du béton, etc.). L'objectif est de comparer l'état « sain » et les états affectés afin d'orienter les stratégies de réparation et de renforcement.

III.2. Contexte et enjeux du renforcement des structures existantes

Les constructions des classes nécessitent une opération de remise à niveau, augmenter leur durée de vie, rendre fonctionnelle, respecter les nouvelles conditions de règlement parasismique de construction. Dans le cas du tremblement de terre, les éléments de la structure se trouvent endommagés (fissure, éclatement de béton, plastification des aciers, casse, ...) causés de les fautes d'exécution, défaut de conception architecturale, dispositions très préjudiciable à la réponse du construction au séisme. Pour cette raison, le but de présent travail est de tester un ensemble des cas sous chargement sévère et de les comparer avec l'état sain afin d'avoir une idée sur l'opération de remise en état. L'opération de remédiée sera basée sur le diagnostic et le rapport des résultats.

À la lumière des principes d'une économie durable et circulaire, la réparation appropriée des structures en béton armé (endommagées) doivent être appliquées, ce qui permet de prolonger la durée de vie obtenu. De nos jours, un grand nombre d'ouvrages en béton approchent de la fin de leur durée de vie prévue. Le besoin d'entretien et de réparation est élevé en raison de la détérioration continue du l'inventaire et l'infrastructure des bâtiments existants, ce qui entraîne un besoin important de réparation du béton à proximité avenir. La corrosion des armatures est le mécanisme de détérioration le plus important, provoquant des dommages au béton (fissuration le long des armatures et écaillage du béton de couverture) et perte de section en acier [79].

Les ouvrages en béton armé doivent résister d'une part à leurs poids propres, aux surcharges d'exploitations et d'une autre part, aux sollicitations accidentelles telles que les séismes les chocs et le vent. Malheureusement, un nombre important d'ouvrages se trouve dans l'incapacité de résister face à ces contraintes.

Par conséquent, ces ouvrages auront besoin de renforcement et / ou de réparation. Cette réhabilitation se fait généralement par le renforcement des éléments portants de la structure afin d'accroître la capacité portante de l'ouvrage lui permettant de faire face aux multiples contraintes supportées pendant sa durée de vie.

Il existe plusieurs techniques de renforcement à travers le monde. Ces dernières ont fait l'objet de nombreuses études enrichissant l'état de connaissance sur le sujet. Une activité qui a permis la mise en exergue des avantages et des inconvénients de chaque technique dans le but de les améliorer. L'évolution des techniques de renforcement conventionnelles difficiles à réaliser et parfois coûteuse et peu efficace a incité à l'élaboration de nouvelles techniques. Ces dernières se basent sur le renforcement par les matériaux composites PRF qui se caractérisent par leurs efficacités et leurs facilités d'exécution.

Les matériaux composites se distinguent par un rapport résistance légèreté très élevée comparé aux autres matériaux conventionnel, l'utilisation de ce matériau de renforcement se réalise suivant plusieurs techniques. Chacune de ces techniques à ces spécificités et ces limites ce qui fait que le choix d'une stratégie de renforcement n'est pas évident et que le choix d'une technique adéquate nécessite une bonne connaissance de cette dernière.

La technique la plus utilisée est la technique EBR (Externally Bonded Reinforced). Cette dernière est caractérisée par un mode de rupture brusque et prématuré, c'est le détachement du renfort. A cet effet, les chercheurs ont proposé une autre technique nommée NSM (Near Surface Mounted) Malgré cela, cette dernière présente un inconvénient majeur, c'est la rupture par séparation de l'enrobage du béton. Enfin, pour surmonter ces lacunes une technique appelée SNSM (Side Near Surface Mounted) est proposée [80]. En particulier pour les structures en béton armé construites à l'époque de la haute modernité, qui sont également souvent des bâtiments classés, des approches de réparation spécifiques à l'objet sont nécessaires. Il est toujours crucial de trouver un compromis entre la préservation maximale de la substance telle quelle et une solution de réparation durable de grande envergure [81].

Un autre souci, lors de puissants séismes tels que celui de L'Aquila en 2009 en Italie, Lorca en 2011 en Espagne, Emilia en 2012 en Italie, Céphalonie en 2014 en Grèce, l'Italie centrale en 2016 ainsi que Boumerdes en 2003 en Algérie, a mis l'accent sur la question de la vulnérabilité sismique des infrastructures existantes. Une caractéristique partagée par la

majorité des pays durant les années 80, 70 ou précédemment était le manque de normes contemporaines de conception, notamment en ce qui concerne les exigences de sécurité sismique pour les structures bâties. Ces édifices fragiles affichent souvent un fort taux d'usage et englobent des établissements éducatifs et médicaux, en plus de biens immobiliers commerciaux et résidentiels. Il est donc indispensable d'avoir des stratégies de rénovation rapides, sûres et performantes, pouvant être mises en œuvre à grande échelle pour l'ensemble du patrimoine immobilier existant. [82][83].

Donc, le monde est confronté à de graves enjeux de durabilité qui touchent une vaste gamme d'infrastructures, dont une part significative est constituée d'édifices en béton armé [84]. Actuellement, la montée de l'entretien des structures détériorées est en croissance, corrélée à l'augmentation du nombre de structures vieillissantes à travers le monde. Le renouvellement de ces structures pourrait engendrer un coût financier important et constitue indéniablement un gaspillage des ressources naturelles. Par conséquent, la réparation représente une option viable. Ainsi, la restauration des structures est perçue comme une démarche stratégique.

Cependant, l'examen des structures en béton armé est une étape hautement complexe. De nombreux éléments rendent cette tâche complexe, notamment la prise en compte du comportement non linéaire des matériaux, la simulation du comportement du béton fissuré et de son rôle une fois fissuré, le défi que représente la modélisation de l'interaction entre le béton et l'acier (adhérence), ainsi que l'impact de l'écrasement sur le béton et les aciers [85]. En Algérie, 90 % des bâtiments sont constitués de portiques en béton armé et ont été gravement endommagés par le séisme du 21 mai 2003. Ainsi, la réparation structurelle est jugée comme une démarche stratégique [86, 87].

Dans ce chapitre, nous nous efforcerons de répondre aux interrogations suivantes :

- L'effondrement total des bâtiments pour des raisons divers (l'écrasement d'étages inférieurs, basculements,.....) ;
- Cisaillement des poteaux ;
- Formation des rotules plastiques aux extrémités des poteaux, le plus souvent au niveau du rez-de-chaussée ;
- Eclatement du béton au niveau nodal. Le phénomène de flambement cause la rupture souvent à mi-hauteur des poteaux.
- Cisaillement et dislocation de nombreux remplissage en maçonnerie (dû à des déplacements inter-étage important).

III.3. Facteurs influençant le comportement des structures en portique

III.3.1. Maçonnerie de remplissage

Le portique auto-stable avec ou sans maçonnerie rigide est calculé en négligeant la rigidité de la maçonnerie ainsi que les effets d'interaction maçonnerie-structure, la présence de la maçonnerie de remplissage est alors prise en compte dans l'analyse sismique uniquement par sa masse, donc sa contribution à la rigidité d'ensemble est négligeable, ce qui suppose un bâtiment plus souple que la réalité or qu'en pratique la rigidité négligée entraîne des efforts élevés.

Il convient de noter que les règles concernant les maçonneries de remplissage et le second œuvre en général ne sont pas observées. De plus, selon la réglementation actuelle (RPA99), il n'y a pas de surveillance du second œuvre, contrairement à ce qui est prévu par le règlement qui stipule que la maçonnerie rigide doit être constituée de deux murs en brique creuse de 10 cm et 5 cm respectivement [88][89]. Cependant, lors des inspections, les experts a constaté la présence de toutes sortes de combinaisons :

10 cm (brique)+ 5 cm (vide)+ 10 cm (brique)

10 cm (brique)+ 10 cm (vide)+ 10 cm (brique)

10 cm (brique)+ 20 cm (vide)+ 10 cm (brique)

15 cm (brique)+ 10 cm (vide)+ 15 cm (brique)

III.3.2. Conception parasismique en poteau fort et poutre faible

Un autre facteur crucial susceptible d'aggraver le processus de dégradation du système portique est la négligence de la recommandation qui préconise de concevoir des portiques où l'évolution des rotules plastiques doit se produire en dehors des nœuds, de préférence dans les composantes horizontales (poutres, linteaux) plutôt que verticales. Effectivement, le principe de poteau plus résistant que la poutre est rarement appliqué, entraînant un processus de rupture au niveau des poteaux. Une compréhension approfondie du comportement sismique des structures via des modèles non linéaires facilite l'estimation de leurs réactions face à un chargement sismique, en se basant sur des lois simplifiées qui lient une déformation à son effort associé [90, 91].

III.3.3. Nœuds rigides

L'assemblage poutre-poteau dans les structures à ossature en béton armé est un élément sismique critique. Car son comportement sous de fortes secousses sismiques a un effet significatif sur le mode de défaillance et la capacité de résistance et de déformation des

structures du bâtiment [92]. Il est important que la résistance des nœuds soit supérieure à celle des éléments qu'ils relient, donc on doit veiller à réaliser des nœuds parfaitement rigides de sorte que la formation des rotules plastiques sera en dehors des nœuds, de préférence dans les poutres, parce que la formation des rotules plastiques dans les poteaux a pour conséquence la ruine de la structure, mais cette disposition est rarement respectée à travers les anomalies suivantes :

- Réalisation de dés en pieds de poteaux créant ainsi une double surface de discontinuité en tête, à travers la reprise de bétonnage, et en pied.
- Insuffisance d'armatures transversales en zones critiques autour du nœud.
- Mauvaise réalisation du nœud.

III.3.4. Largeur du joint parasismique

Une méthode pour empêcher la transmission de charges d'un bâtiment à un autre consiste à créer un joint parasismique dépourvu de tout matériau. Les joints doivent être parfaitement plats sans aucune irrégularité ni en plan ni en hauteur [93, 94].

Conformément à la réglementation parasismique, les joints doivent avoir une épaisseur minimale de 4 cm. Cependant, pour la majorité des édifices existants ou en construction, cette exigence n'est pas remplie. Cette situation est encore amplifiée par une conception parasismique inadéquate qui consiste à construire des édifices avec des planchers inclinés ; cela entraîne le cisaillement des poteaux d'un bloc par le plancher d'un autre bloc.

III.3.5. Qualité du béton

L'importance primordiale revient à la qualité et à la nature des matériaux employés. Ils doivent réagir de la façon la plus appropriée possible aux sollicitations mécaniques atypiques imposées par les tremblements de terre. Aucune matière n'est intrinsèquement plus « parasismique » qu'une autre ; cependant, il est clair que le béton armé ou la structure métallique offrira une résistance supérieure à celle de la maçonnerie ou du bois aggloméré. Il est donc important de porter une attention spéciale au choix des matériaux. [95-97].

La résistance de béton joue un rôle important dans la rigidité de l'ensemble de la structure, par ailleurs pour l'établissement des projets, un béton est défini par la valeur de sa résistance à la compression f_{c28} , dans les calculs cette valeur est supposée au moins égale à 25 MPa, mais dans la réalité, lors des essais de convenue et d'écrasement d'éprouvettes il est rarement obtenu un béton de résistance supérieure ou égale à 25 MPa. Le règlement parasismique algérien (RPA 99) exige une résistance minimale de 20 MPa.

III.4. Analyse numérique, présentation et comparaison des résultats

Cette partie consiste en une analyse numérique d'une structure pour déterminer les paramètres pouvant influencer le comportement des structures en portiques. Nous envisageons d'exposer les raisons fondamentales de la défaillance du comportement du système auto stable, en menant une étude paramétrique sur les paramètres clés :

- 1- Type d'appuis (encastrement, articulation)
- 2- Conception d'un étage souple (RDC).
- 3- Conception du type « poutres fortes » et « poteaux faibles ».
- 4- Qualité du béton (résistance $f_{c28} < 25$).

III.4.1. Types d'appuis (encastrement, appui double)

Dans les sols liquéfiables, les bâtiments sur des semelles peu profondes peuvent se tasser et s'incliner de manière excessive [98]. Généralement dans la conception et l'étude des projets, la structure est supposée parfaitement encadrée, or que dans la réalité cette condition n'est toujours vérifiée. Pour ce paramètre, on se propose d'analyser la structure, supposant dans les calculs des appuis double à la base au lieu des encastres et comparaison des résultats de cette dernière avec celles de la Structure à conception parasismique adéquate.

A- Déplacements inter étages

Dans le tableau III.1, sont donnés pour les deux structures, les déplacements relatifs maximaux et les déplacements entre les étages pour chaque niveau.

Tableau III.1 : Déplacements entre étages de la structure encadrée et de la structure avec appui double

	Niveau	Déplacement relatif (cm)	X (cm)	Déplacement horizontal admissible ($\Delta_{adm}=1\% \times h_e$) (cm)
Structure encadrée avec conception parasismique adéquate	3	1,9	0,5	2,80
	2	1,4	0,6	
	1	0,8	0,5	
	RDC	0,3	0,3	
Structure avec appuis double	3	3,1	0,3	2,80
	2	2,8	0,5	
	1	2,3	0,8	
	RDC	1,5	1,5	

D'après les résultats du tableau III.1 on remarque que:

Les déplacements relatifs sont importants pour la structure avec appui double, ils dépassent 1% de la hauteur d'étage et ils sont réduits de 38.70% pour la structure

encastrée. Figure III.1. Pour cette raison il est préférable de prendre en considération les remarques suivantes pour assurer un bon encastrement :

- Assurer l'encrage dans le bon sol.
- Choisir le meilleur type de semelle.
- Éviter le décapage en grande masse.
- Réaliser les remblais couche par couche avec un bon compactage.
- Éviter de réaliser les semelles sur terrain instable.

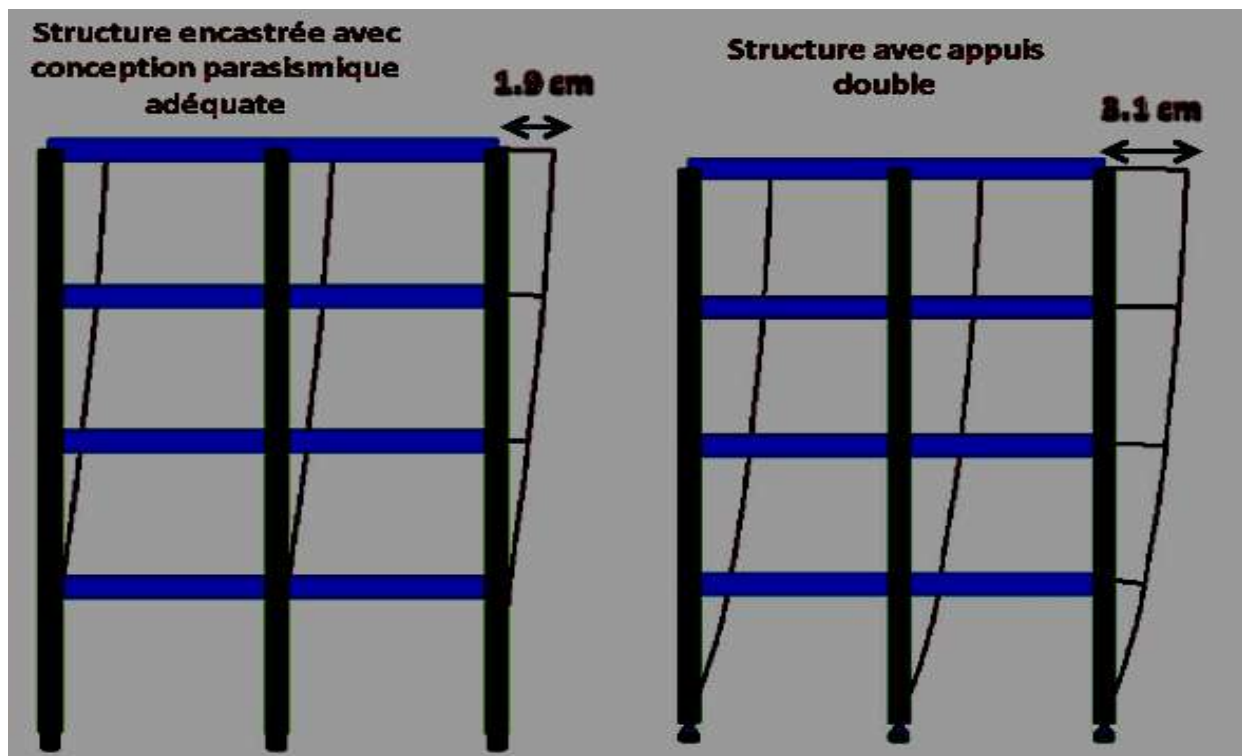


Figure III.1 : Déplacements inter-étages de la structure encadrée et de la structure adéquate

B- Effort tranchant

Les efforts tranchant de chaque niveau sont donnés dans le tableau III.2 pour les deux structures.

Tableau III.2 : Effort tranchant de la structure encastrée et de la structure adéquate

Structures	Structure encastrée avec conception parasismique adéquate	Structure avec appuis double
	V (t)	V (t)
L'effort tranchant à la base	139.90	140.20

D'après les résultats du tableau III.2 on constate que l'effort tranchant à la base de la structure avec appui double est plus élevé. Cet effort se trouve réduite de 0.21% pour la structure parfaitement encastrée.

C- Période et pulsation

Dans le tableau III.3, sont données les pulsations et les périodes fondamentales obtenues pour les deux types de structures :

Tableau III.3 : Périodes et pulsations des deux structures.

	Mode	Période (s)	Pulsation (rad/s)
Structure encastrée avec conception parasismique adéquate	1	0,44	2.25
Structure avec appuis double	1	0.63	1.60

D'après les résultats du tableau (III.3), la période est plus importante pour la structure avec appuis double. Cette période se trouve réduite de 30.15% pour la structure avec conception parasismique adéquate.

III.4.2. Conception d'un étage souple « RDC »

Le besoin de locaux de grande dimension, généralement fait appel aux constructions en portiques, et on réalise un niveau plus haut par rapport aux autres niveaux situés au-dessus. Souvent le premier niveau destiné aux locaux est réalisé comme un étage souple, c'est-à-dire, de rigidité inférieure à celles des autres niveaux.

Les cas identifiés lors du tremblement de terre de BOUMERDES se rapportent fréquemment au rez-de-chaussée, qui a été aménagé pour des activités commerciales et

affiche une hauteur d'étage notable par rapport aux autres étages supérieurs, lui conférant ainsi une plus grande flexibilité.

On définit un étage souple comme étant celui dont la rigidité latérale est inférieure à 70% de celle de l'étage placé immédiatement au-dessus, ou inférieure à 80% de la rigidité latérale moyenne des trois étages positionnés directement au-dessus (RPA99).

A- Déplacements inter étages

Dans le tableau ci-dessous Tableau III.4, sont donnés pour les deux structures, les déplacements relatifs maximaux et les déplacements entre les étages pour chaque niveau.

Tableau III.4 : Déplacements inter étages de la structure encadrée et de la structure avec un étage souple

	Niveau	Déplacement relatif (cm)	X (cm)	Déplacement horizontal admissible ($\Delta_{adm}=1\% \times h_e$) (cm)
Structure avec conception parasismique adéquate	3	1,9	0,5	2,8
	2	1,4	0,6	
	1	0,8	0,5	
	RDC	0,3	0,3	
Structure avec un étage souple	3	4,6	0,5	2.8
	2	4,1	0,9	
	1	3,2	1,2	
	RDC	2	2	

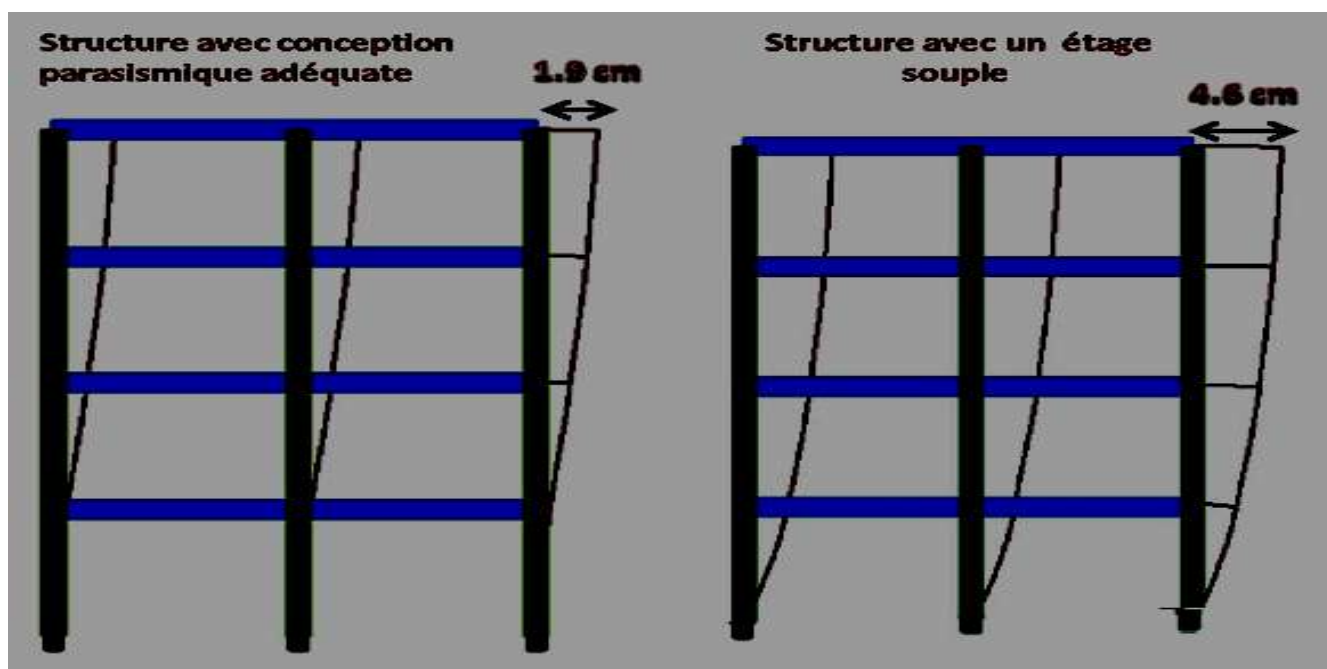


Figure III.2 : Déplacements inter étages de la structure encadrée et de la structure avec un étage souple.

D'après les résultats du tableau III.4 et la figure III.2 :

Les déplacements relatifs sont importants pour la structure avec un étage souple, ils dépassent 1% de la hauteur d'étage et ils sont réduits de 58.69% pour la Structure avec conception parasismique adéquate. Cette réduction est due à la chute de rigidité. A cet effet il est déconseillé de :

Construire des étages avec des panneaux vide (sans remplissage en maçonnerie rigide).

Construire des étages avec des panneaux transparents (trop de vitre).

Construire des étages avec un changement brusque dans les dimensions en plan des éléments porteurs.

Tableau III.5 : Effort tranchant de la structure encadrée et de la structure avec appui double.

Structures	Structure encadrée avec conception parasismique adéquate	Structure avec un étage souple
	V (t)	V (t)
L'effort tranchant à la Base	139.90	262.90

Assurer le maximum la régularité en plan tant que en élévation.

B- Effort tranchant

Les efforts tranchant de chaque niveau sont donnés dans le tableau (III.5) pour les deux structures.

D'après les résultats du tableau III.5, on constate que l'effort tranchant à la base de la structure avec un étage souple est important. Il est réduit de 46.78% pour la structure parfaitement conçue

C- Période et pulsation

Dans le tableau III.6, sont données les pulsations et les périodes fondamentales obtenues pour les deux types de structure :

Tableau III.6 : Périodes et pulsations des deux structures.

	Mode	Période (s)	Pulsation (rad/s)
Structure encadrée avec conception parasismique adéquate	1	0,44	2.25
Structure avec un étage souple	1	0.55	1.81

D'après les résultats du tableau III - 6, la période de la structure avec étage souple est supérieure que celle de la structure avec conception parasismique adéquate, la période de cette dernière se trouve réduite de 20%.

III.4.3. Conception en « poutre forte et poteaux faibles »

Selon l'article 7.6.2 du RPA, il est nécessaire de vérifier la somme des moments résistants ultimes dans les zones nodales où se rencontrent le poteau et la poutre. Cet article préconise que la rotule en plastique se développe dans les poutres et non les poteaux, suggérant que les moments résistants des poteaux devraient être au minimum 25% plus élevés que ceux des poutres. Il est associé à une approche de conception ductile généralement dénommée « poutre forte - poteau faible ».

Pour ce facteur nous avons fait une conception inverse c'est-à-dire structure avec poutres forte et poteaux faibles et étudié les résultats de cette analyse dans les tableaux suivants :

A- Déplacements inter étages :

Dans le tableau ci-dessous Tableau III – 7, sont donnés pour les deux structures, les déplacements relatifs maximaux et les déplacements entre les étages pour chaque niveau.

Tableau III.7 : Déplacements entre étages de la structure encadrée et de la structure avec une conception en Poteaux faibles poutres fortes.

	Niveau	Déplacement relatif (cm)	X (cm)	Déplacement horizontal admissible ($\Delta_{adm}=1\% \times h_e$) en cm
Structure avec conception parasismique adéquate	3	1,9	0,5	2,8
	2	1,4	0,6	
	1	0,8	0,5	
	RDC	0,3	0,3	
Structure avec une conception en poteaux faibles poutres fortes	3	3,8	0,5	2,8
	2	3,3	0,9	
	1	2,4	1,2	
	RDC	1,2	1,2	

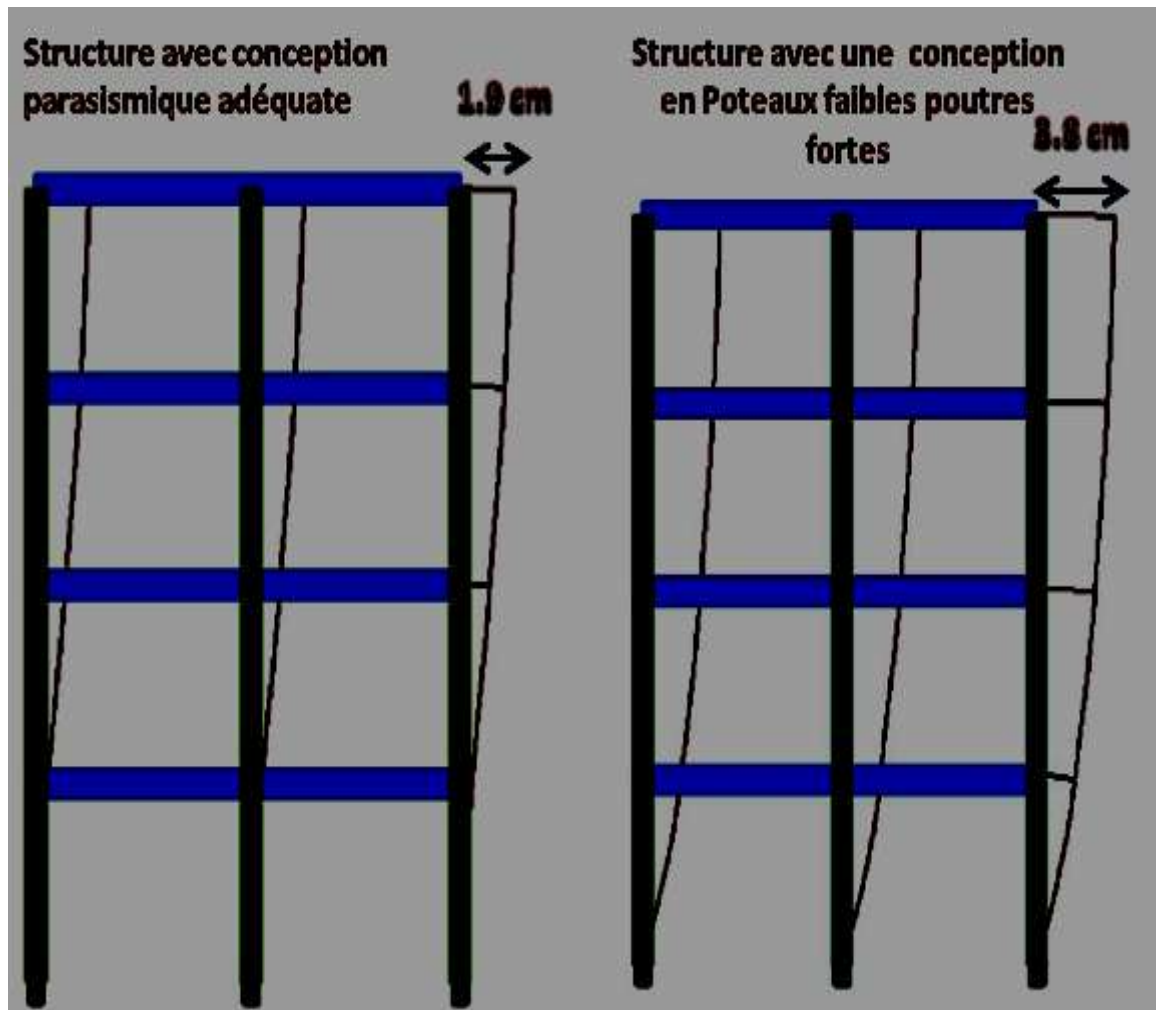


Figure III.3 : Déplacements entre étages de la structure encastree et de la structure avec une conception en poteaux faibles poutres fortes.

D'après les résultats du tableau III.7 et la figure III.3 :

Les déplacements enregistrés pour la structure en Poteaux faibles poutres fortes sont importants ils dépassent 1% de la hauteur d'étage et réduits de 50% pour la structure parfaitement conçue. Dans le cas d'un portique simple (poutre forte sur deux poteaux de faibles dimensions) la ruine est causée par chute de rigidité et l'apparition des rotules plastiques au niveau de la jonction poteau-poutre.

B- Effort tranchant

Les efforts tranchant de chaque niveau sont donnés dans le tableau III.8 pour les deux structures.

Tableau III.8 : Effort tranchant de la structure encastrée et de la structure avec une conception en Poteaux faibles - poutres fortes.

Structures	Structure encastrée avec conception parasismique adéquate	Structure avec une conception en poteaux faibles poutres fortes
	V (t)	V (t)
L'effort tranchant à la base	139.90	111.95

D'après les résultats du tableau III – 8 on remarque que l'effort tranchant à la base de la structure normalement conçue est important. Il est réduit de 19.97% pour la structure avec une conception en Poteaux faibles- poutres fortes.

C-Période et pulsation

Dans le tableau ci-dessous Tableau III.9, sont données les pulsations et les périodes fondamentales obtenues pour les deux types de structure :

Tableau III.9 : Périodes et pulsations des deux structures

	Mode	Période (s)	Pulsation (rad/s)
Structure encastrée avec conception parasismique adéquate	1	0,44	2.25
Structure avec une conception en poteaux faibles poutres fortes	1	0.71	1.4

D'après les résultats du tableau III.9, la Période est plus importante pour structure avec Poteaux faibles- poutres fortes. Elle est réduite de 38% pour la structure avec conception parasismique adéquate

III.4.4. Conception en structure avec qualité de béton $f_{c28} = 16$ MPa

La résistance aux secousses sismiques est fortement influencée par la qualité des matériaux employés dans la réalisation.

La résistance de béton est liée au module Young par la relation $E = 37000 \sqrt[3]{f_{c28}}$, et le module de déformation longitudinale influe sur la rigidité de la structure, pour cela, il se trouve que dans le cas où la résistance du béton est médiocre, il en résulte une rigidité médiocre de la structure. Pour ce facteur on a utilisé une résistance de béton $f_{c28} = 16$ MPa, inférieur à la valeur minimale exigée par le RPA.

Donc on a changé la résistance de béton $f_{c28} = 16$ MPa et les résultats sont comme suit :

A- Déplacements inter étages

Dans le tableau ci-dessous Tableau III - 10, sont donnés pour les deux structures, les déplacements relatifs maximaux et les déplacements entre les étages pour chaque niveau.

Tableau III.10 : Déplacements entre étages de la Structure avec conception parasismique adéquate et de la structure avec un béton de $f_{c28} = 16$ MPa.

	Niveau	Déplacement relatif (cm)	X (cm)	Déplacement horizontal admissible ($\Delta_{adm}=1\% \times h_e$) (cm)
Structure avec conception parasismique adéquate	3	1,9	0,5	2,8
	2	1,4	0,6	
	1	0,8	0,5	
	RDC	0,3	0,3	
Structure avec un béton de $f_{c28}=16$ MPa	3	0.6	0.1	2,8
	2	0.5	0.2	
	1	0.3	0.2	
	RDC	0.1	0.1	

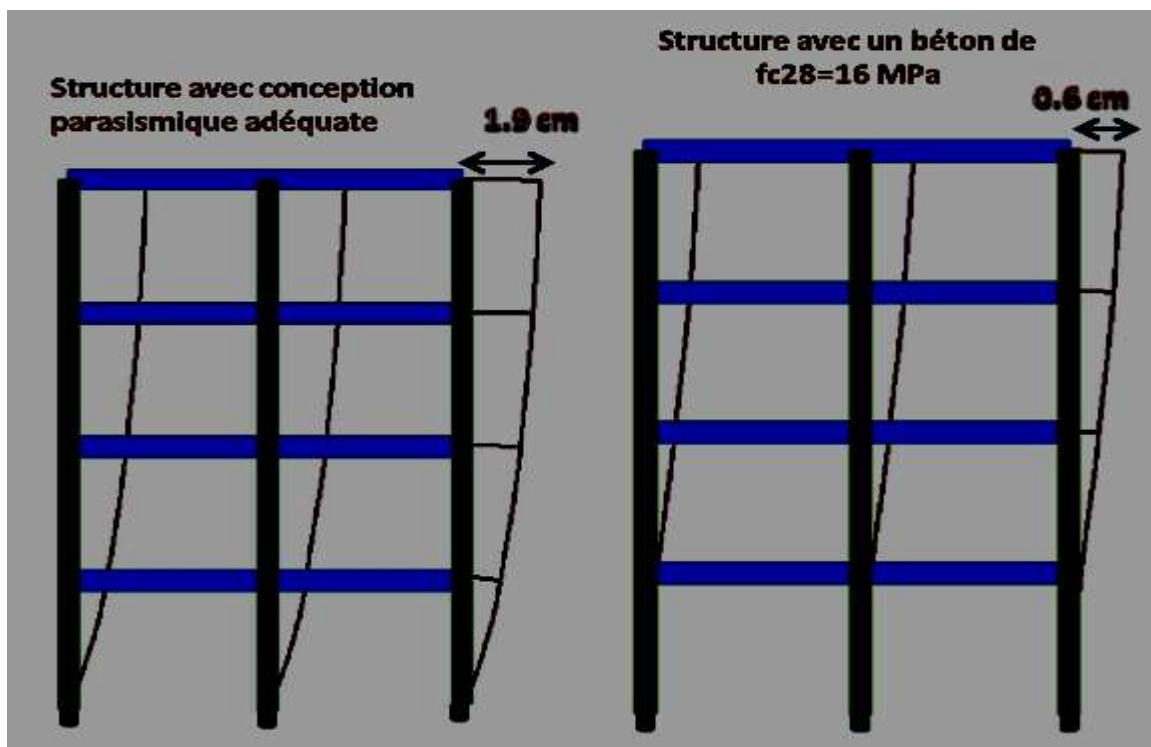


Figure III. 4 : Déplacements entre étages de la structure avec conception parasismique adéquate et de la structure avec un béton de $f_{c28} = 16$ MPa.

D'après les résultats du tableau III.10 et la figure III.4 :

Les déplacements relatifs sont importants pour la structure avec un béton médiocre, ils sont réduits de 68.42% pour la structure avec conception adéquate. Dans ce cas le béton médiocre a un module d'Young plus faible que celle de béton de très bonne résistance donc la structure de cette dernière a une capacité de se déformée élastiquement très importante que dans le cas de la structure à béton médiocre.

B- Effort tranchant

Les efforts tranchant de chaque niveau sont donnés dans le tableau (III.11) pour les deux structures.

Tableau III.11 : Effort tranchant de la structure encadrée et de la structure avec un béton de $f_{c28} = 16$ MPa.

Structures	Structure encadrée avec conception parasismique adéquate	Structure avec un béton de $f_{c28}=16$ MPa
	V (t)	V (t)
L'effort tranchant à la base	139.90	122.42

D'après les résultats du tableau III.11 on remarque que l'effort tranchant à la base est réduit de 12.5 % pour la structure avec un béton de $f_{c28} = 16$ MPa.

C-Période et pulsation

Dans le tableau ci-dessous Tableau III.12, sont données les pulsations et les périodes fondamentales obtenues pour les deux types de structure :

Tableau III.12 : Périodes et pulsations des deux structures.

	Mode	Période (s)	Pulsation (rad/s)
Structure encadrée avec conception parasismique adéquate	1	0,44	2.25
Structure avec un béton de $f_{c28} = 16$ MPa	1	0.24	4.09

D'après les résultats du tableau III -12, la pulsation est plus importante pour Structure avec un béton de $f_{c28} = 16$ MPa D'autre part, on constate que la période est réduite de 46%.

III.5. Conclusion

Une conception structurelle efficace repose essentiellement sur des choix précis et facilement compréhensibles. L'approche de dimensionnement en capacité est donc une méthode judicieuse et efficace [99]. Étant donné qu'il serait illusoire ou économiquement peu réaliste d'éviter toute forme de tremblement de terre sans dommages, on accepte généralement une certaine dégradation, qui peut être réparée si nécessaire, mais qui ne met pas en péril la sécurité des individus. Il incombe au concepteur d'identifier les zones où se concentre le dommage et de préciser les mesures de construction qui garantiront leur ductilité. Il devra garantir que les autres composants, et plus particulièrement ceux qui assurent la solidité du bâtiment, profitent d'une capacité de résistance supplémentaire et soient sauvegardés par ces zones fusibles. Si cette approche est mise en œuvre de manière scrupuleuse, le risque de comportement inattendue et non planifiée de la structure est considérablement réduit [100].

Les structures en portique de béton armé ont fréquemment subi des dommages considérables pendant les séismes. Après l'analyse numérique des trois structures nous a permis de déduire ce qui suit : le déplacement relatifs plus importants pour les structures ayants un défaut de conception et déplacements inter étages dépassent 1% de la hauteur de l'étage dans la majorité des cas, ce qui provoque généralement des dégâts pour les éléments non structuraux.

D'autre part l'effort tranchant transmis à la base pour la structure sur appuis doubles ainsi que celui de la structure avec L'étage souple est important comparé à celui de la structure parfaitement conçue. Par contre, l'effort tranchant à la base de la structure à conception poteau faible-poutre forte et celui de la structure avec $f_{c28} = 16$ MPa sont inférieurs à celui provoqué à la base de la structure normalement conçue et finalement les périodes fondamentales des structures, la plus grande période (la structure à conception poteau faible-poutre forte et structure sur appuis double) dépassent 36 %.

Chapitre IV

Comportement des poteaux courts et vulnérabilité des structures sous chargements sismiques

IV.1. Introduction

Ces dernières années, la sensibilité sismique des poteaux courts dans les portiques en béton armé a suscité un vif intérêt, notamment pour l'élaboration de plans de renforcement efficaces. Les différentes études explorant l'analyse numérique du comportement sismique et les techniques de renforcement de ces éléments structuraux vulnérables [101] apportent des connaissances fondamentales sur les structures parasismiques, soulignant l'importance de comprendre le comportement des portiques en béton armé sous charges sismiques. Leurs travaux ouvrent la voie à des recherches ultérieures sur des vulnérabilités spécifiques, en particulier celles liées aux poteaux courts, souvent plus susceptibles de céder lors de séismes. [102] approfondissent ces questions en présentant diverses techniques de réhabilitation, dont l'utilisation de revêtements en Polymère Renforcé de Fibres de Carbone (PRFC). Leurs résultats indiquent que le PRFC permet de résoudre efficacement les problèmes liés au recouvrement des armatures des poteaux, un aspect crucial pour améliorer la résilience sismique des portiques en béton armé. Ce constat est corroboré par les travaux de [62], qui proposent de déplacer les rotules plastiques loin des faces des poteaux afin d'atténuer les ruptures fragiles des assemblages, confortant ainsi l'utilisation du PRFC dans les stratégies de renforcement. [103] introduisent le concept d'Affaiblissement Sélectif (AS) comme stratégie de renforcement pour les portiques en béton armé non ductiles existants. Leur validation expérimentale et numérique met en évidence le potentiel de cette approche contre-intuitive pour améliorer la performance sismique des structures vulnérables, notamment au niveau des nœuds poutre-poteau. Cette stratégie innovante complète les résultats de [104], qui effectuent une comparaison des performances de différentes méthodes de renforcement, soulignant la susceptibilité accrue des portiques non ductiles à l'effondrement par rapport aux structures modernes. La réponse dynamique des portiques renforcés est étudiée plus en détail par [105], qui présentent les résultats expérimentaux d'une étude à grande échelle d'un portique en béton armé non ductile à deux étages renforcé par des chemises de poteaux en PRF. Leurs résultats démontrent des améliorations significatives de la performance sismique, confirmant l'efficacité du PRF comme matériau de renforcement. [106] élargissent le débat en examinant la vulnérabilité sismique des ponts à poutres continues à travées multiples avec différents matériaux de colonnes, notamment le Béton Armé de Fibres d'Acier (BAFA). Leurs conclusions suggèrent que le BAFA pourrait constituer une alternative viable pour améliorer la résilience sismique des structures dans les régions sismiques, ce qui pourrait s'appliquer aux colonnes courtes des portiques en béton armé. [107, 108] approfondissent la compréhension du

comportement des colonnes courtes en soulignant leur susceptibilité à la rupture par cisaillement sous charges sismiques. Leurs recherches démontrent que les fortes concentrations de contraintes de cisaillement dans les colonnes courtes entraînent un effondrement fragile et non ductile, un problème majeur pour la résilience sismique. Ces résultats soulignent la nécessité de stratégies de renforcement ciblées pour remédier à la vulnérabilité au cisaillement de ces éléments.

Des études récentes, telles que celle de [109], se concentrent sur les critères de conception analytique pour le renforcement des colonnes en béton armé avec des recouvrements de faible longueur. Leur analyse par éléments finis 3D fournit une approche systématique pour comprendre la distribution des contraintes le long des recouvrements, ce qui est crucial pour une conception de renforcement efficace. [110] contribuent à la compréhension des effets des colonnes courtes en étudiant l'influence du remplissage sur les portiques en béton armé reposant sur des pentes. Leur analyse numérique révèle comment un remplissage solide peut atténuer les effets néfastes des colonnes courtes sous charges cycliques latérales, suggérant une technique de renforcement global susceptible d'améliorer les performances structurelles globales. [111] démontrent que le chemisage en Mortier Renforcé de Textile (MRT), qui consiste à incorporer des tissus textiles dans une matrice cimentaire autour des colonnes, améliore efficacement la capacité portante et la résistance à la déformation des colonnes courtes critiques en cisaillement, tout en restant économique. Leurs recherches mettent en évidence les avantages mécaniques et économiques du MRT, tandis que [112] montrent en outre que les Matériaux Activés aux Alcalis (MAA) peuvent remplacer le Ciment Portland Ordinaire (CPO) dans les systèmes MRT sans compromettre les performances, offrant ainsi une alternative durable pour le renforcement sismique.

Enfin, [113] examinent l'interaction entre les remplissages en maçonnerie et les Contreventements à Résistance au Flambement (CRF) dans les portiques en béton armé à faible ductilité. Leur étude met en lumière les aspects critiques de la conception à prendre en compte lors de la mise en œuvre d'interventions de rénovation, notamment en ce qui concerne la réponse sismique et la fragilité des structures rénovées.

L'objectif principal de ce chapitre est d'étudier le comportement sismique des portiques en béton armé intégrant des poteaux courts de hauteurs variables. Grâce à des analyses numériques approfondies, la recherche vise à évaluer l'impact de la configuration des poteaux courts sur les déplacements latéraux et la distribution des contraintes de cisaillement sous des conditions de chargement sévères. Les résultats sont destinés à éclairer et à améliorer

les stratégies de rénovation sismique des bâtiments en béton armé existants, contribuant ainsi à leur amélioration.

IV.2. Méthodologie et modélisation envisagée

IV.2.1. Effets de poteaux courts

Dans la présente étude on s'intéresse au comportement des poteaux courts sous des chargements modélisant l'action des séismes. Depuis plusieurs années, beaucoup des travaux de recherche sont proposés également dans ce contexte soit pour caractériser la résistance des ouvrages en termes de ductilité soit pour améliorer la structure des ouvrages existants. Mais il est clairement admis par la communauté scientifique et technique que la réévaluation des structures industrielles existantes soumises à des chargements dynamiques extrêmes (séisme, explosion, impact...) doit s'appuyer en partie sur des analyses non linéaires. Les modèles de poutre non linéaires, tels que les modèles de poutre à fibre ou les poutres multicouches, sont particulièrement appréciés pour leur solidité et leur aptitude à modéliser les principaux phénomènes non linéaires : fissuration, plastification des aciers, rupture par compression du béton... Ces modèles de poutre peuvent également intégrer certaines configurations structurelles complexes et moins résistantes qui sont difficiles à représenter avec des modélisations 3D, comme les ancrages et les recouvrements des barres d'acier, ainsi que les ruptures fragiles par cisaillement aux nœuds de portique et en cas des poteaux courts. Par ailleurs, comme les calculs non linéaires dynamiques demeurent souvent complexes à effectuer et à analyser, l'approche consiste généralement à simplifier le chargement en optant pour un chargement statique équivalent : poussée progressive (ou push-over) pour les sollicitations sismiques, équivalence énergétique pour les impacts... [114].

L'évaluation des structures en béton armé exposées à de fortes secousses sismiques se fonde habituellement sur l'hypothèse de leur comportement dans le domaine non linéaire. Les complications et les défis du calcul post-élastique poussent fréquemment à privilégier des méthodes simples recommandées par les règlements parasismiques. Dans ces derniers, l'aspect non linéaire n'est considéré que via un facteur dénommé coefficient de comportement. L'élaboration du facteur de réduction, qui est responsable de la diminution de l'effort sismique, a été rendue possible grâce à une compréhension approfondie du comportement sismique des structures via des modèles non linéaires basés sur des lois simplifiées reliant une déformation à son effort associé, ainsi qu'au développement de nouvelles techniques non linéaires.

Dans le cas de sollicitation sismique de forte amplitude ont causé des dommages structurels importants dans de nombreuses provinces et sont considérés comme rares en termes sismologiques [115]. Il est indispensable d'effectuer une analyse non linéaire de la réaction de l'ouvrage, car il n'est pas crédible de penser que son comportement reste dans la zone linéaire pour ce genre de tremblement de terre.

L'examen de divers paramètres affectant le comportement non linéaire des structures nous a conduits à formuler les conclusions suivantes :

- Le comportement non linéaire des structures face aux séismes repose principalement sur leur ductilité.
- La ductilité d'une structure est fortement liée au taux d'amortissement de cette dernière.

Dans les programmes de calcul, la non-linéarité du comportement n'est considérée que via le coefficient de comportement. L'identification de ce facteur est quelque peu ardue étant donné qu'elle repose sur divers paramètres (genre de matériaux, formes de contreventement, etc.). Cependant, dans le calcul traditionnel, on retient un coefficient de comportement global. On peut noter que l'idée qui prédomine concernant les codes est que la phase de calcul représente l'élément le plus crucial dans la conception parasismique. Il est évident qu'une simple réflexion sur le concept du facteur de comportement et l'évaluation de ses valeurs démontre que cette idée n'est pas du tout suffisante. Bien que l'introduction du coefficient de comportement dans le calcul élastique représente une avancée par rapport à d'autres techniques, il demeure un calcul approximatif dont l'objectif principal est de fournir une procédure de dimensionnement plutôt qu'une représentation fidèle du comportement réel [116].

Le calcul dynamique d'une structure complexe est une étape difficile nécessitant une grande expérience de la part de l'ingénieur, ce qui lui donne la capacité de repérer les paramètres et caractéristiques qui auront un impact significatif sur le comportement dynamique des structures. Lors d'une analyse dynamique d'une structure de génie civil, trois étapes sont à suivre :

- a) La création du modèle analytique : Il s'agit d'identifier les paramètres qui affectent le comportement dynamique de la structure et de simplifier le système dynamique.
- b) L'élaboration d'un modèle mathématique continu ou discret.
- c) Le calcul des réponses temporelles proprement dites [117].

IV.2.1.1. Le premier aspect

La plupart des chercheurs dans ce domaine (endommagements des structures en béton armé dus aux effets de tremblements de terre dévastateurs) sont conscients que la plupart des

effondrements des structures en béton armé sont causés par le non-respect des règles de conception parasismique et leur exigence sur le plan de construction de ces dernières dans les zones à forte activité sismique. C'est ce que indique la plupart des chercheurs [118-123]

IV.2.1.2. Le deuxième aspect

La présence du poteaux courts fait partie intégrante de la cause de l'effondrement [124] et constitue une violation des règles de conception parasismique et de construction dans les zones à forte activité sismique et l'interdiction de ce type de portiques dans les bâtiments en béton armé sauf en cas d'extrême nécessité. Dans le cas où ils existent, cet axe a fait l'objet de nos travail de recherches pour parvenir à des résultats permettant le renforcement et la réhabilitation de ces bâtiments endommagés pour réduire les dégâts en cas de tremblement de terre dévastateur et permettre aux résidents de rentrer chez eux en toute sécurité..

Le phénomène de poteaux courts se produit lorsque, dans un bâtiment, des poteaux de différentes hauteurs mais ayant la même section transversale sont présents au même niveau. Prenons pour exemple, au rez-de-chaussée d'un terrain incliné, deux poteaux ayant des sections géométriques et des propriétés mécaniques identiques : un poteau en amont de longueur L et un poteau en aval de longueur $2L$. Lorsqu'une charge horizontale F est appliquée à la superstructure, le poteau en amont (le plus court) encaisse $\frac{8}{9}$ de cette charge tandis que le poteau en aval ne supporte que $\frac{1}{9}$ de F , comme l'illustre la figure IV.1 [125, 126].

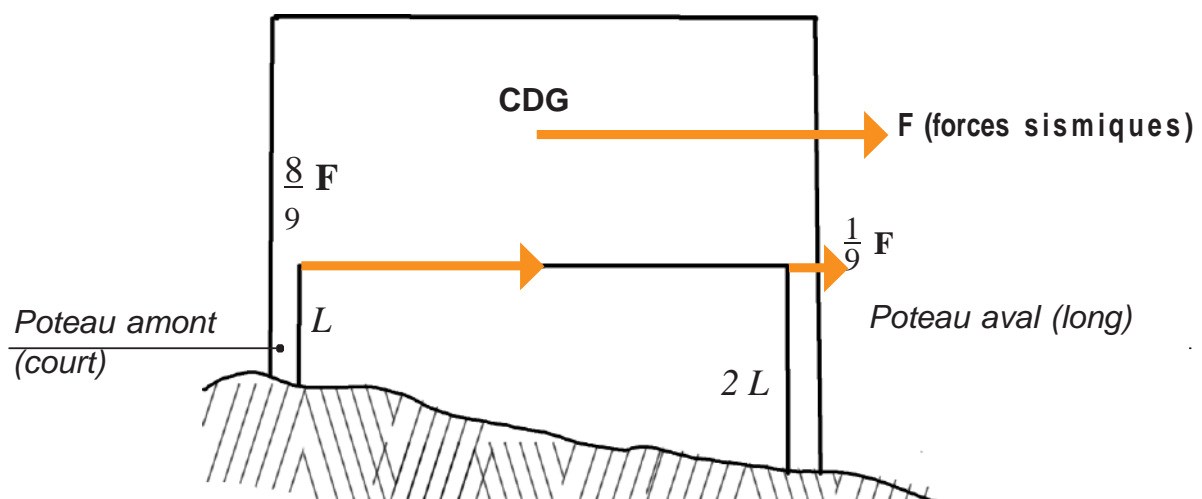


Figure IV. 1 : Distribution des efforts entre poteau long et poteau court [125].

L'effet du poteau court survient lorsqu'un poteau dans un bâtiment à ossature en béton armé est empêché de se déplacer en raison d'un obstacle.

L'obstacle peut être :

1. Présence de remplissages en maçonnerie non armée sur une partie de la hauteur du poteau attenant ;
2. Conditions résultant d'un terrain en pente, lorsque certains poteaux du sous-sol sont plus courts que d'autres ;
3. Présence d'une dalle mezzanine (qui rejoint les poteaux à une hauteur intermédiaire entre le système habituel de dalles poutres des planchers dans les bâtiments) [127].

La conception des structure en béton armé est fortement responsable de divers destructions des constructions lors de tremblement de terre tel que les formes irrégulières en plan de même qu'en élévation, le fonctionnement des poteaux courts, la présence des étages flexibles, etc. En vue d'une bonne compréhension du comportement sismique des constructions, beaucoup des études expérimentales ont été entreprise par des chercheurs ces dernières années, avec des maquettes et des modèles bien définis et dans le sens du bien fait. Ce qui n'est pas vraie dans la réalité. Contrairement la ruine est généralement causée par la non-conformité des structures aux normes considérées. Dans ce travail de recherche, la méthode de calcul est basée sur un modèle déjà déconseillé par la réglementation et les codes parasismique pour qu'on se rapproche bien aux phénomènes destructifs dans la plupart des cas, le modèle choisi est considéré comme une cause principale des dégâts observés. Pour répondre à la question : Pourquoi une telle conception est destructive ? Des structures avec un fonctionnement en poteaux courts ont été analysées pour aider les intervenants dans le processus da la réhabilitation parasismique.

IV.3. Description des modèles numériques

Les poteaux courts sur les bâtiments à plusieurs étages, qui sont formées à des fins architecturales, sont Défauts de conception critiques pouvant entraîner la destruction de bâtiments lors d'un événement sismique [128]. Les structures étudiées sont des portiques auto-stable en béton armé composé de deux poteaux de hauteur différent H_1 et H_2 et une poutre de longueur L , les deux poteaux sont supposés encastés à la base avec une rigidité EI constante ($E = E_1 = E_2$, $I = I_1 = I_2$), figure (IV.2). Ce système était principalement conçu sur la base de la dissipation d'énergie des matériaux structuraux et la capacité d'absorption [129].

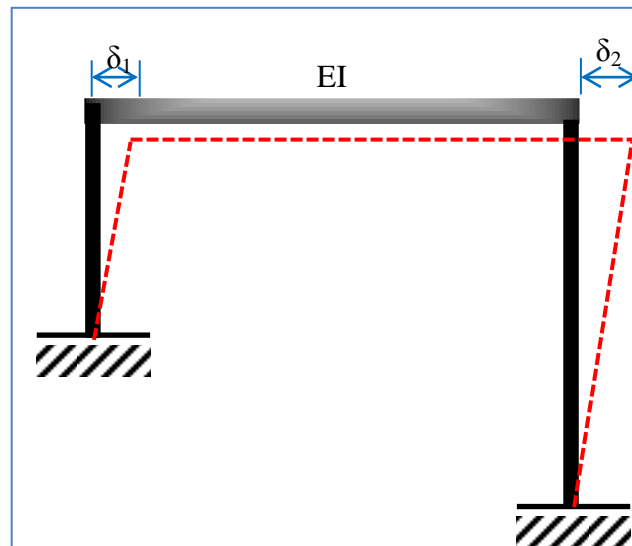


Figure IV.2 : Comportement de poteau court et les déplacements entre poteau long et poteau court.

Des investigations post-sismiques [115, 117, 118] et certaines études expérimentales [[126, 127, 128] ont montré que les poteaux courts en béton armé avec des étriers transversaux légers et mal détaillés étaient vulnérables aux échouer en mode de cisaillement sous forte excitation sismique. La rupture par cisaillement des poteaux courts en béton armé était susceptible d'entraîner un effondrement catastrophique du bâtiment. Cependant, de tels poteaux étaient répandus dans les bâtiments existants [129, 130]. La présence de poteaux longs et courts dans le même étage du bâtiment entraîne la soumission de ces colonnes à des efforts de cisaillement différents lors du séisme en raison de la différence de hauteur [131]. Il est donc nécessaire de renforcer ces poteaux insuffisamment cisailés pour assurer la sécurité des structures lors de futurs événements extrêmes.

Les cas analysés sont des portiques en béton armé plans, dont le comportement est supposé linéaire, et sont définis de la manière suivante :

- TYP1 : Un portique simple avec une travée et un seul étage (Figure IV. 3).
- TYP2 : Un portique simple avec une travée et deux étages (Figure IV. 4).
- TYP3 : Un portique simple avec deux travées et un seul étage (Figure IV.5).

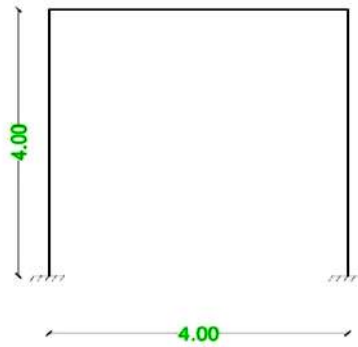


Figure IV. 3 : Portique simple avec une travée et un seul étage (TYP1)

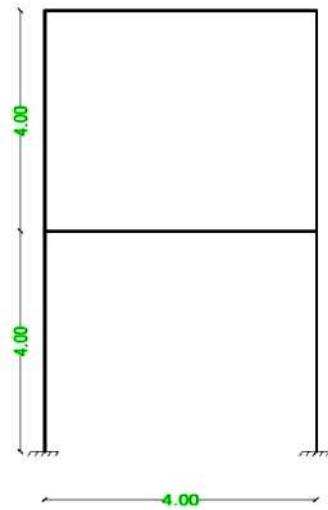


Figure IV.4 : Portique simple avec une travée et deux étages (TYP2)

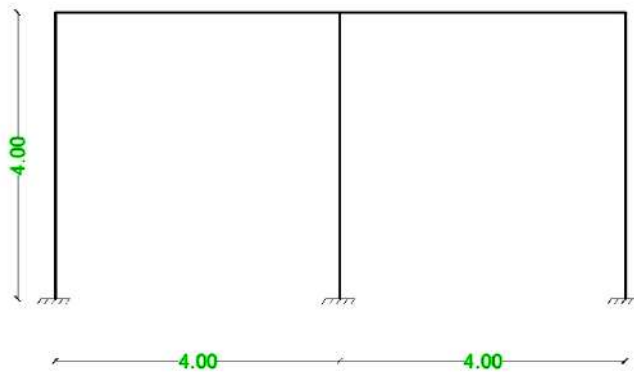


Figure IV.5 : Portique simple avec deux travées et un seul étage (TYP3)

Lors de la conception, il faut noter que les structures sur les pentes ne sont pas les mêmes que celles en terrain plat, c'est-à-dire qu'elles sont exceptionnellement imprévisibles et asymétriques dans les plans horizontaux et verticaux. Ces bâtiments ont une masse et une rigidité variables le long des plans verticaux et horizontaux ; par conséquent, le centre de masse et le centre de rigidité ne coïncident pas sur les différents étages et des torsions de structures se produisent [132, 133]. Dans la conception des structures, les effets tels que les poteaux courts et les irrégularités en plan tant qu'en élévation doivent être limitées [134].

Pour les poteaux et les poutres, la section transversale est de (30×30) cm². Le module d'élasticité longitudinal du béton est évalué à 32164,2 MPa, tandis que sa masse volumique s'établit à 2548 Kg/m³.

IV.4. Spectre de réponse utilisé

Le spectre de calcul utilisé dans l'analyse structurale est présenté à la Figure (IV - 6). Les valeurs des différents coefficients selon les règles parasismiques Algériennes (RPA 99 / Version 2024) sont [135] :

- Coefficient d'accélération de zone : $A = 0,25$. (Zone III, avec une sismicité élevée).
- Facteur de qualité : $Q = 1,35$ (selon les critères de qualité).
- Coefficient de comportement : $R = 5,0$ (Portiques auto stables sans remplissages en maçonnerie rigide).
- Période caractéristique 1 : $T1 = 0,15$
- Période caractéristique 2 : $T2 = 0,50$
- Pourcentage d'amortissement critique : $\xi = 7,00$ (Béton armé dense).
- Facteur de correction d'amortissement : $\eta = 0,88$ (η est en fonction de ξ).

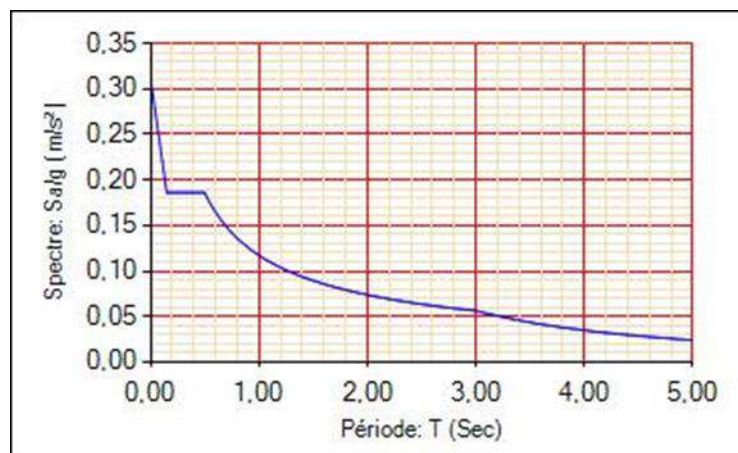


Figure IV.6 : Spectre de réponse pour le calcul.

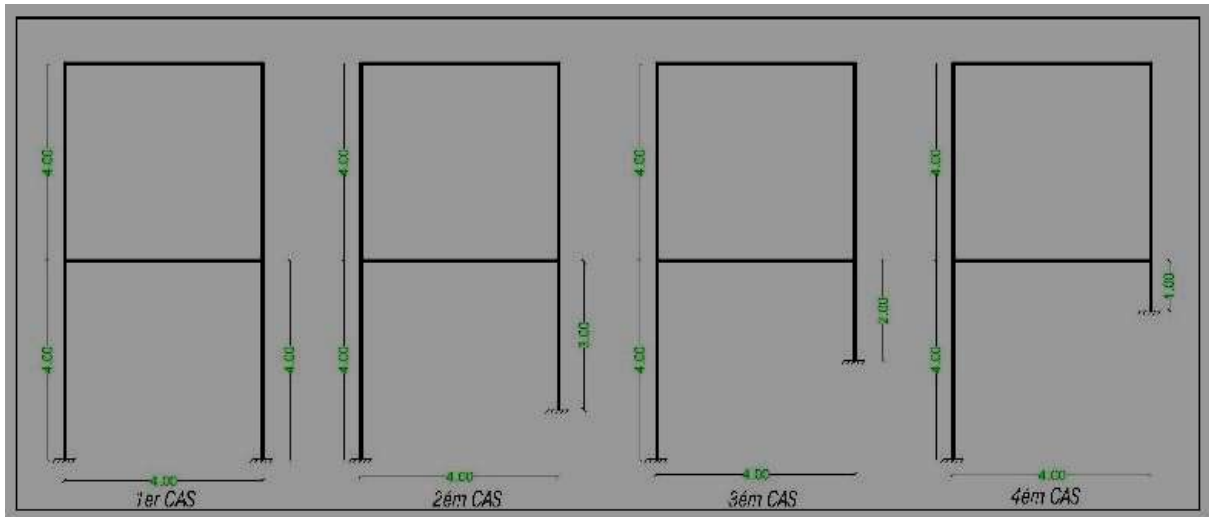


Figure IV.8 : Les différents cas choisis pour (TYP2).

De même pour la structure TYP3, quatre cas seront présentés pour voir l'effet du changement de la hauteur du poteau court en présence d'une travée adjacente en plus voir figure IV.9.

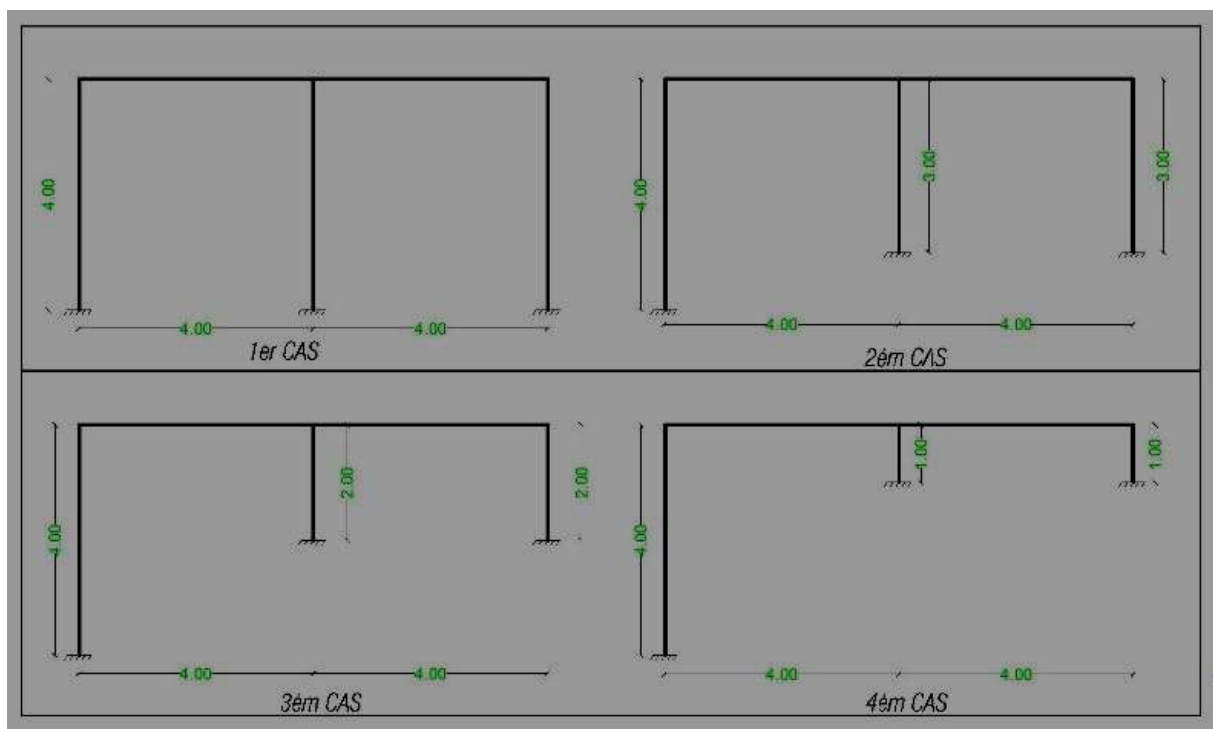


Figure IV.9 : Les différents cas choisis pour (TYP3).

Dans ce qui suit, nous étudions le comportement de chacun de ces portiques des structures (TYP1), (TYP2) et (TYP3) pour la détermination de l'effort tranchant à la base du poteau et le déplacement au sommet de chaque poteau. Sauf la structure (TYP2) le déplacement est mesuré à mi-hauteur en vue de présence d'un étage en plus au-dessus de la structure étudiée.

IV.6. Résultats et discussions

Il est possible que les poteaux subissent des dommages par cisaillement ou flexion. Des dégâts de cisaillement pourraient survenir à tout point le long du poteau, associés à une dégradation du béton et un flambement de l'armature longitudinale, en raison de l'insuffisance des sections de colonnes pour supporter les charges sismiques ainsi que du manque de longueurs de recouvrement. Les poteaux courts avec un élancement inférieur à 3 sont considérés comme trapus et se trouvent fréquemment intégrés dans des poutres robustes ou des sommiers. On constate alors que ce sont des composants d'une rigidité extrême. Cette rigidité locale provoque une concentration d'effort. Les colonnes courtes, possédant une forte capacité de résistance à la flexion, sont sujettes à un gradient de moment considérable et donc à un effort tranchant significatif, qui conduira fréquemment à une rupture par cisaillement avant que le moment plastique atteigne son seuil. En présence de secousses sismiques, les poteaux courts sont vulnérables aux dommages causés par le cisaillement et le flambage des barres longitudinales en raison d'un manque d'armatures transversales [98]. Les tableaux ci-dessous résument les résultats obtenus concernant les déplacements relatifs aux diverses structures ainsi que l'effort tranchant dû à la charge horizontale (sismique) pour les trois types de structure (TYP1, TYP2 et TYP3) :

Structure TYP1

Tableau IV.1 : déplacement relatifs maximum et effort tranchant des différents cas choisis pour (TYP1).

Cas	Cas 1		Cas 2		Cas 3		Cas 4	
Poteau	P1	P2	P1	P2	P1	P2	P1	P2
Effort tranchant (KN)	2.41	2.41	1.65	2.98	0.93	3.45	0.44	2.69
Déplacement (cm)	4.6	4.6	4.7	4.7	4.8	4.8	5	5.4

Structure TYP2

Tableau IV.2 : déplacement relatifs maximum et effort tranchant des différents cas choisis pour (TYP2).

Cas	Cas 1		Cas 2		Cas 3		Cas 4	
Poteau	P1	P2	P1	P2	P1	P2	P1	P2
Effort tranchant (KN)	5.17	5.17	2.89	6.68	0.75	7.44	-0.49	6.93
Déplacement (cm)	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	2.1	1.8	1.7

Structure TYP3

Tableau IV.3 : déplacement relatifs maximum et effort tranchant des différents cas choisis pour (TYP3).

Cas	Cas 1		Cas 2		Cas 3		Cas 4	
Poteau	P1	P2	P1	P2	P1	P2	P1	P2
Effort tranchant (KN)	2.54	2.54	1.46	2.91	0.69	3.13	0.43	2.63
Déplacement (cm)	2.1	2.1	2.1	2.1	2.2	2.3	2.3	2.8

Pour les nœuds internes, le type de défaillance est lié à l'apparition précoce de pénétration des deux côtés de l'articulation. Pour les nœuds externes et les angles, l'efficacité d'une portion de l'ancrage peut avoir un impact sur les poutres et provoquer des fissures sur leur longueur [139].

De plus, les figures ci-dessous présentent les diagrammes des efforts tranchants enveloppe pour chaque structure :

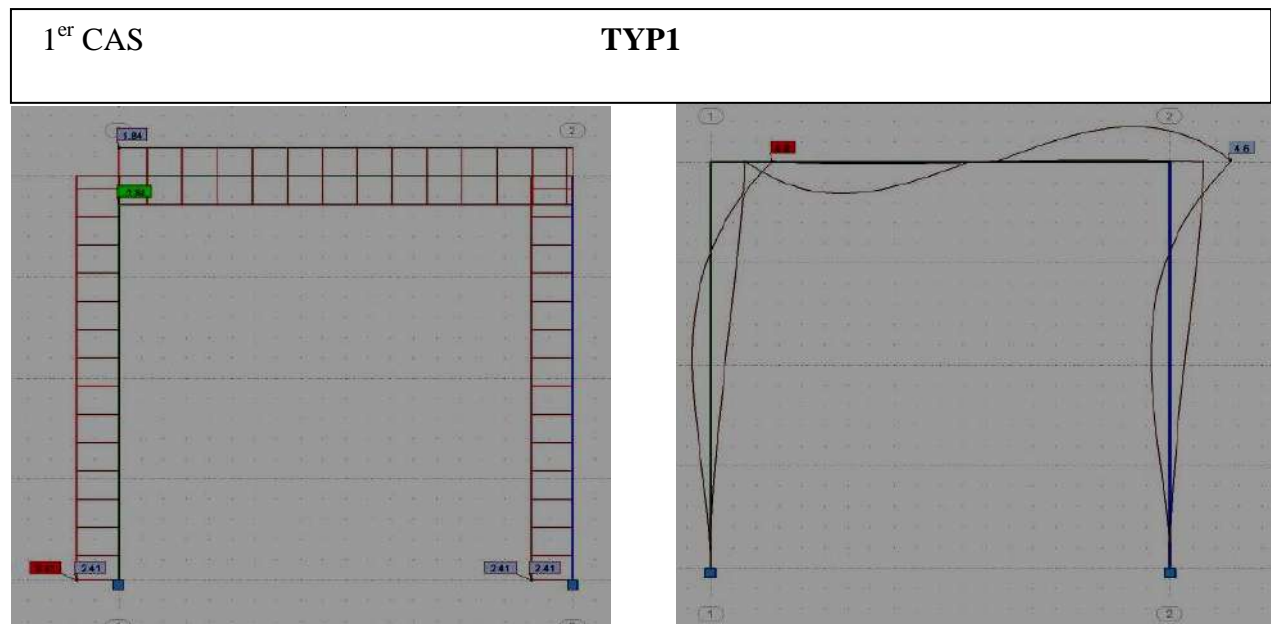


Figure IV.10 : Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 1^{er} cas du (TYP1).

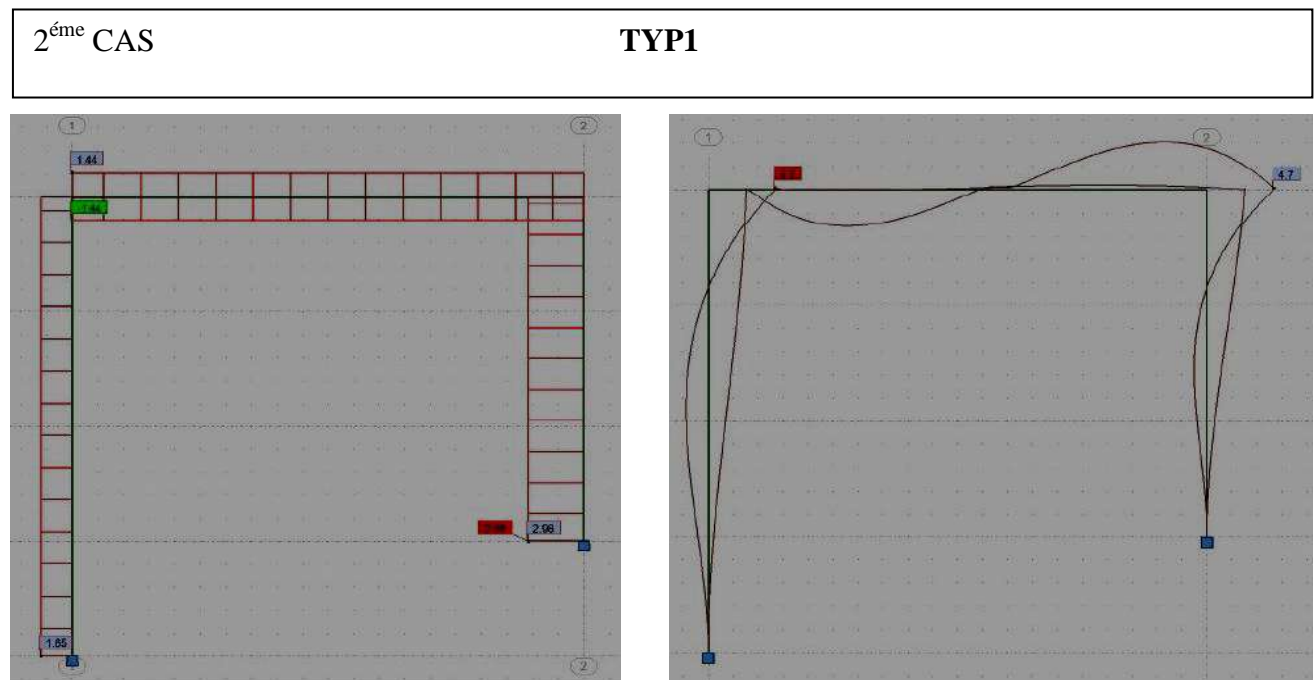
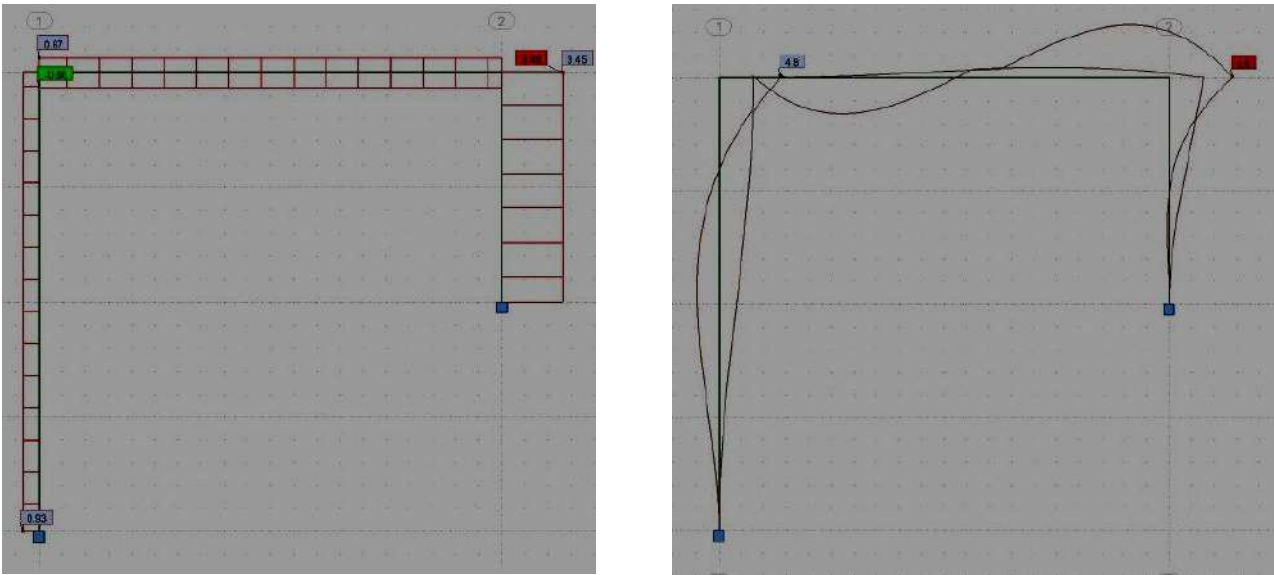


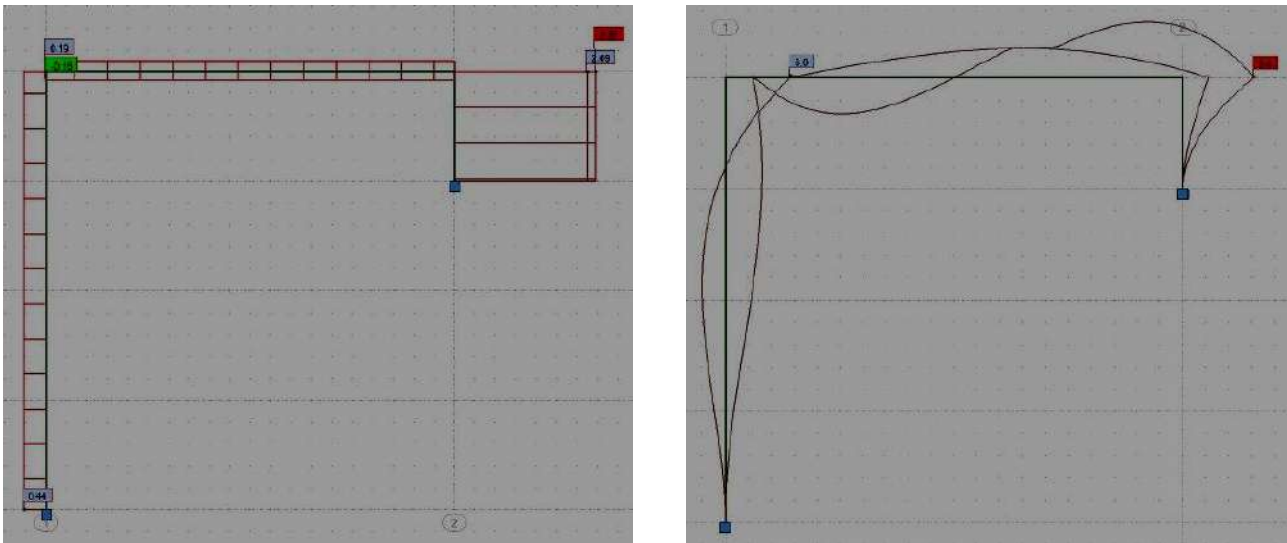
Figure IV.11 : Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 2^{ème} cas du (TYP1).

3^{ème} CAS

TYP1

Figure IV.12 : Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 3^{ème} cas du (TYP1).4^{ème} CAS

TYP1

Figure IV.13 : Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 4^{ème} cas du (TYP1).

1^{er} CAS TYP2

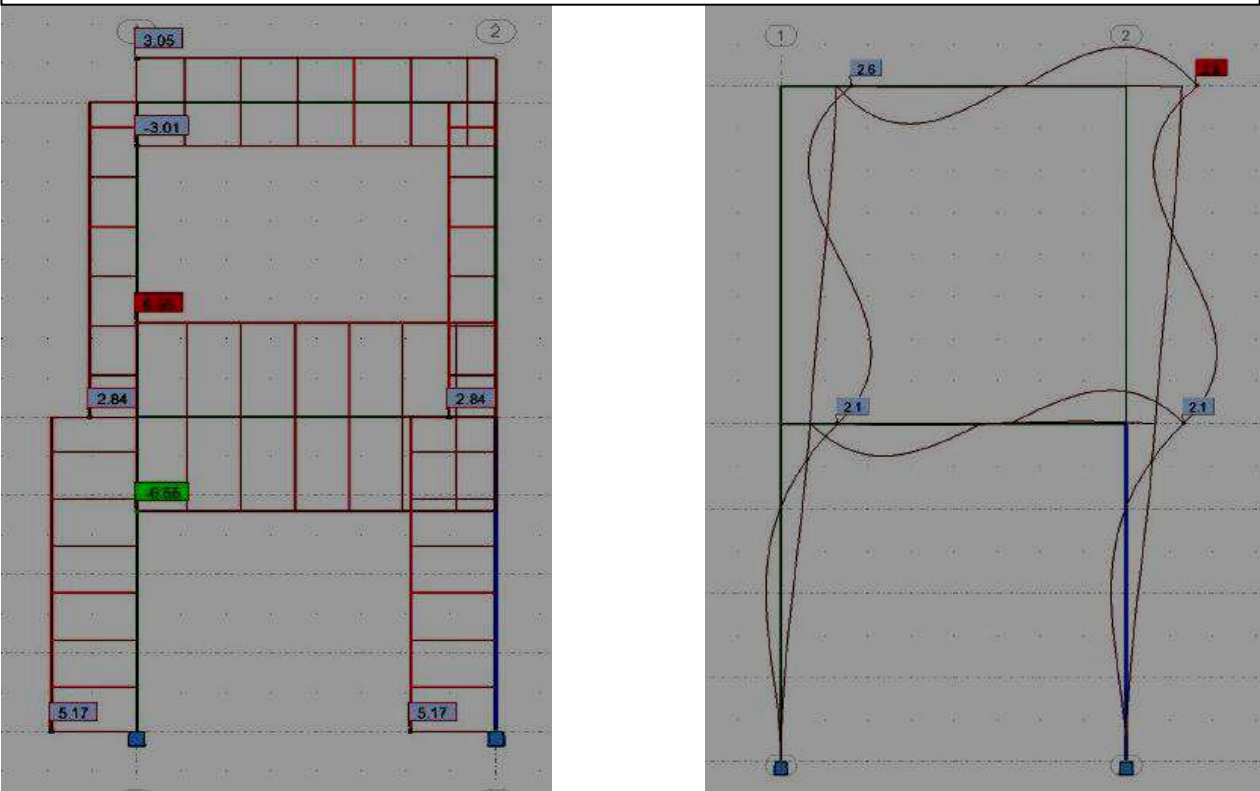


Figure IV.14 : Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 1^{er} cas du (TYP2).

2^{ème} CAS TYP2

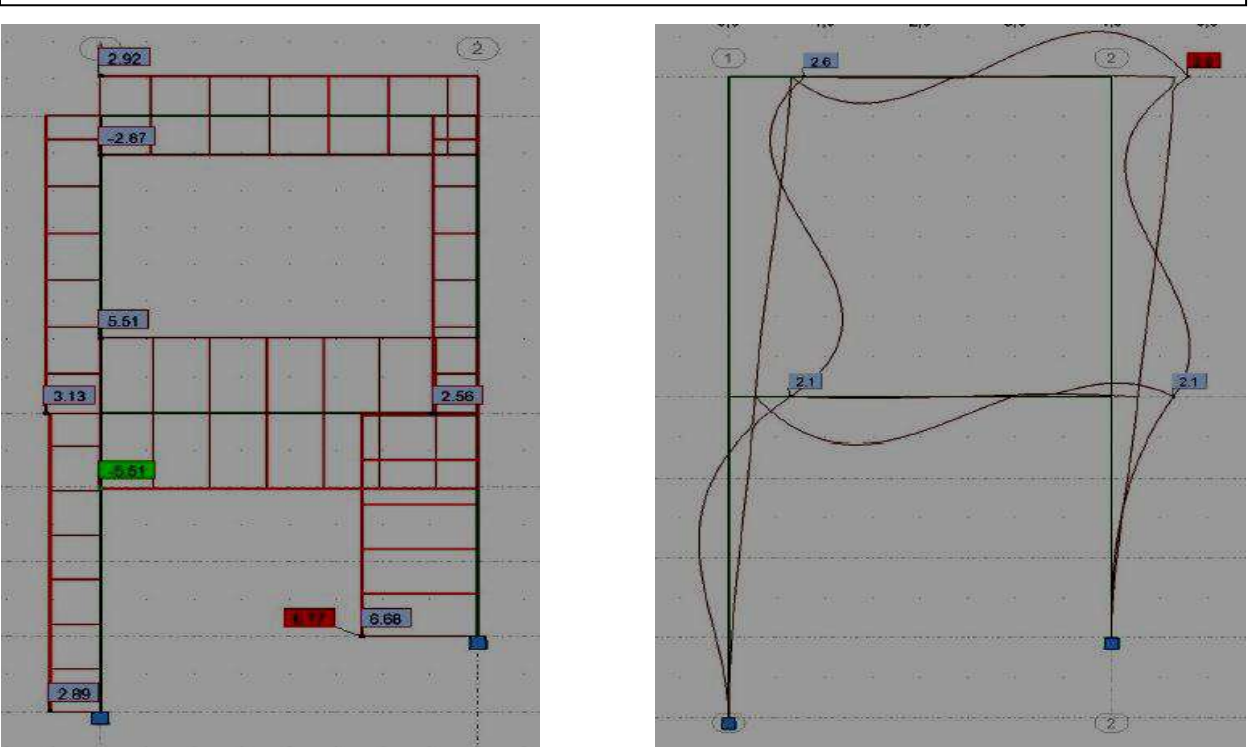


Figure IV.15 : Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 2^{ème} cas du (TYP2).

3^{ème} CAS TYP2

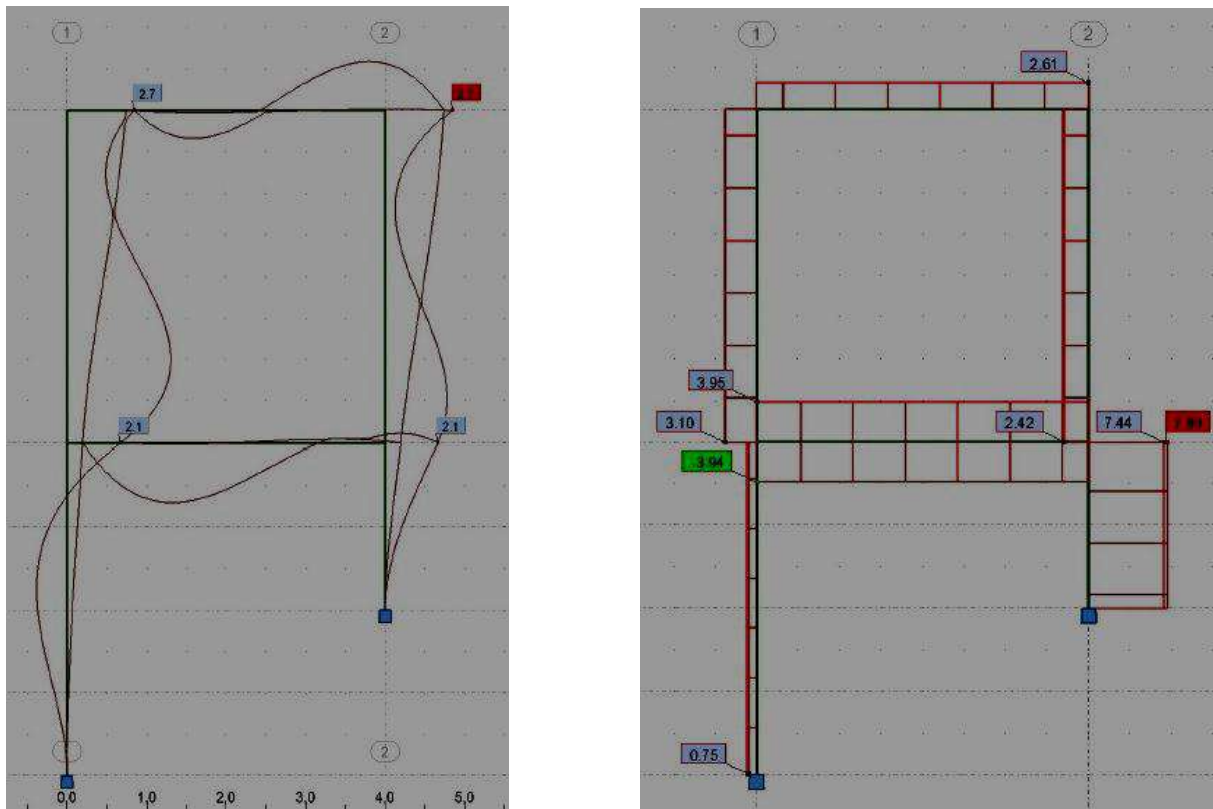


Figure IV.16 : Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 3^{ème} cas du (TYP2).

4^{ème} CAS TYP2

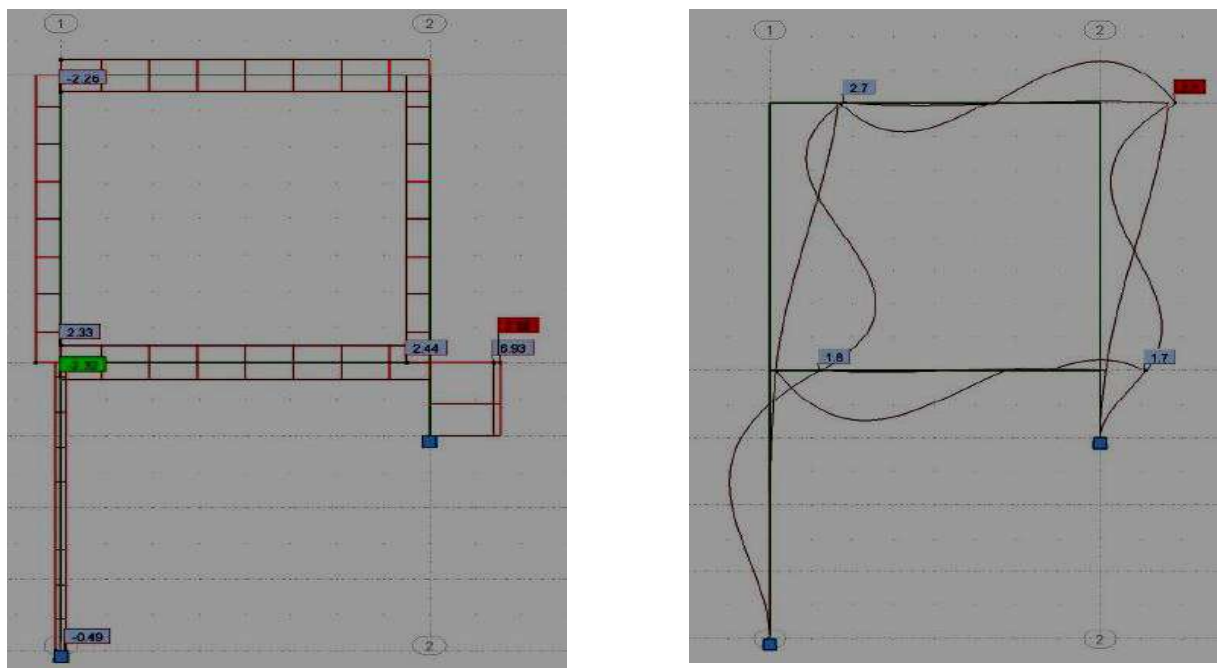


Figure IV.17 : Diagramme de l'effort tranchant et de déplacement pour le 4^{ème} cas du (TYP2).

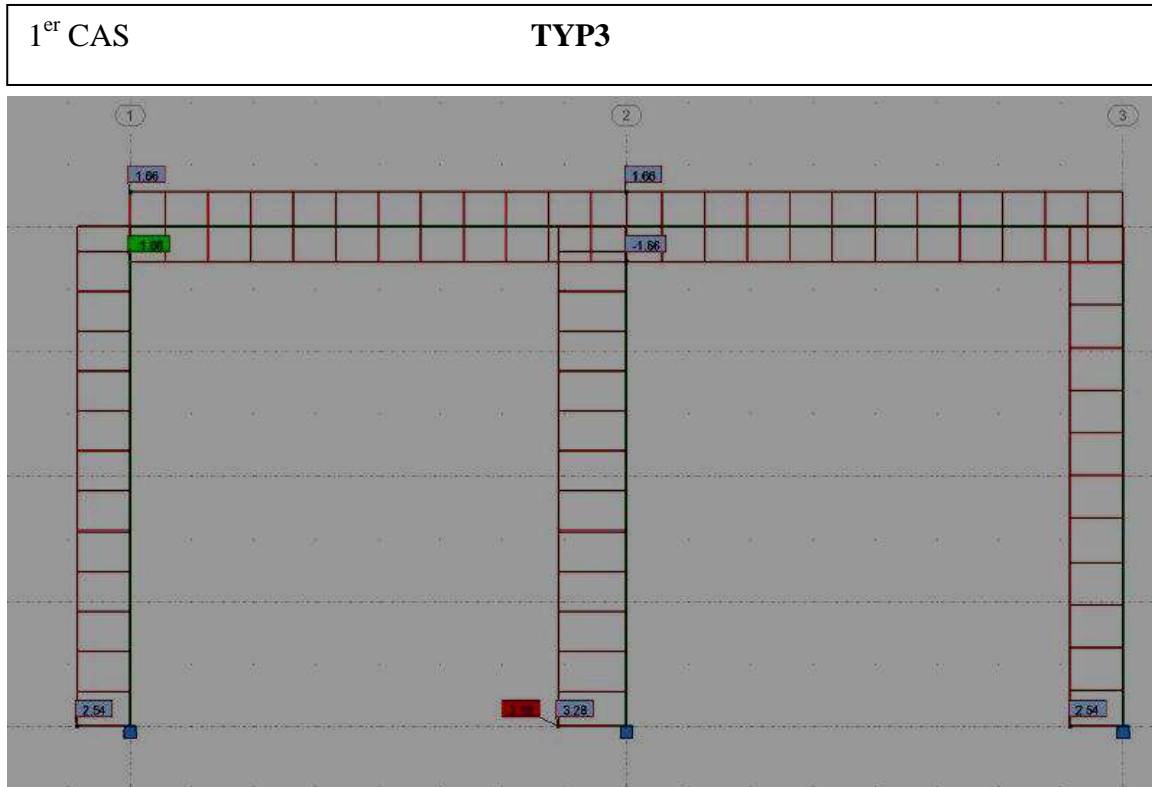


Figure IV.18 : Diagramme de l'effort tranchant pour le 1^{er} cas du (TYP3).

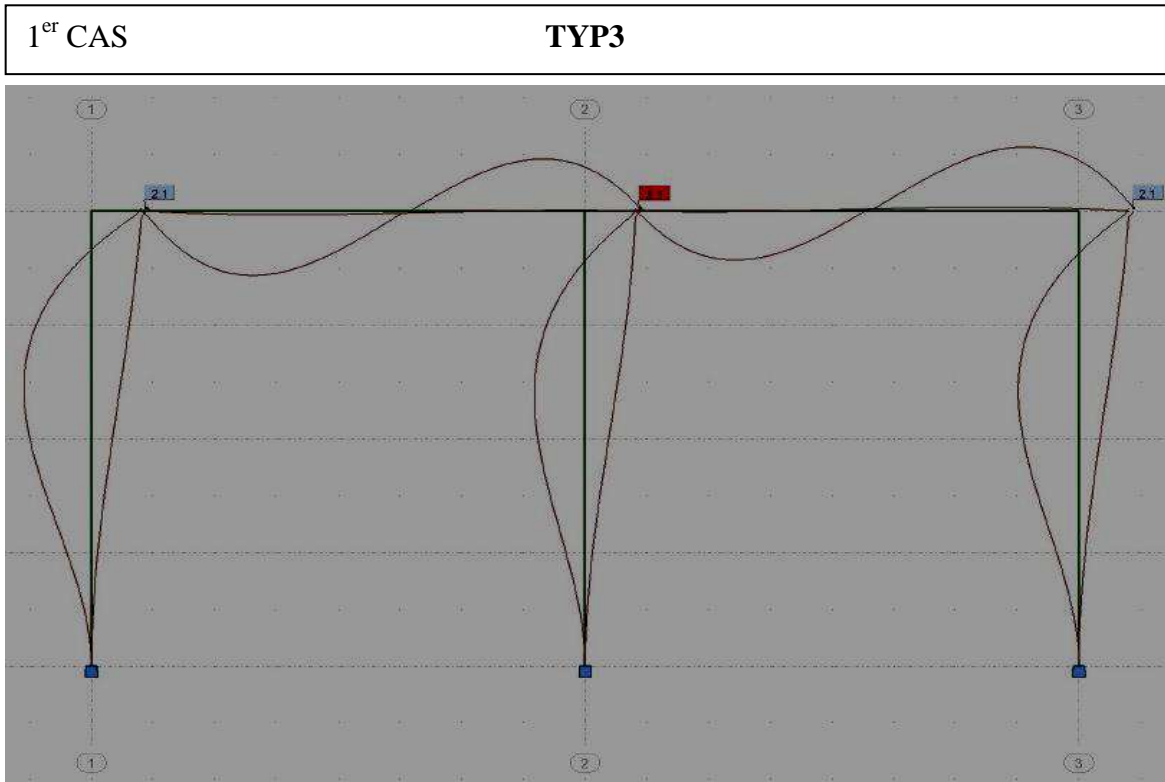


Figure IV.19 : Diagramme de déplacement pour le 1^{er} cas du (TYP3).

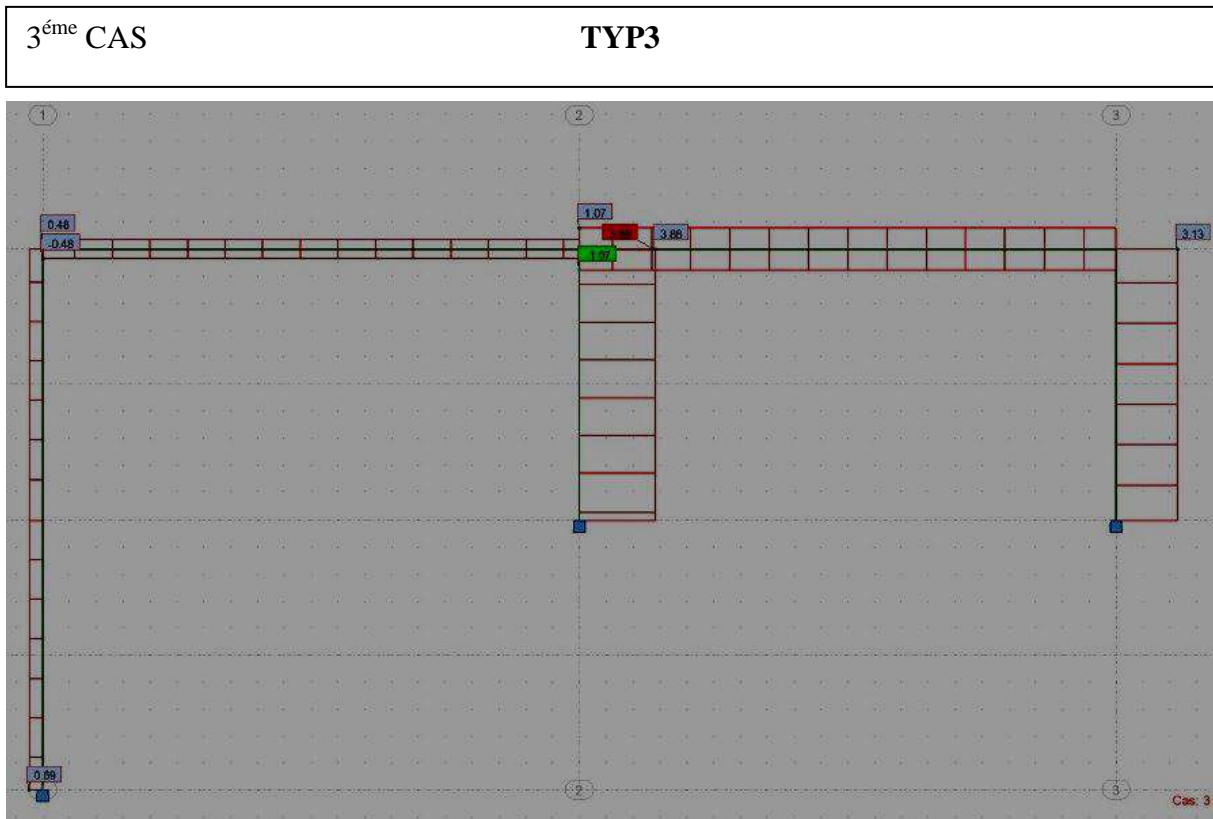


Figure IV.22 : Diagramme de l'effort tranchant pour le 3^{ème} cas du (TYP3).

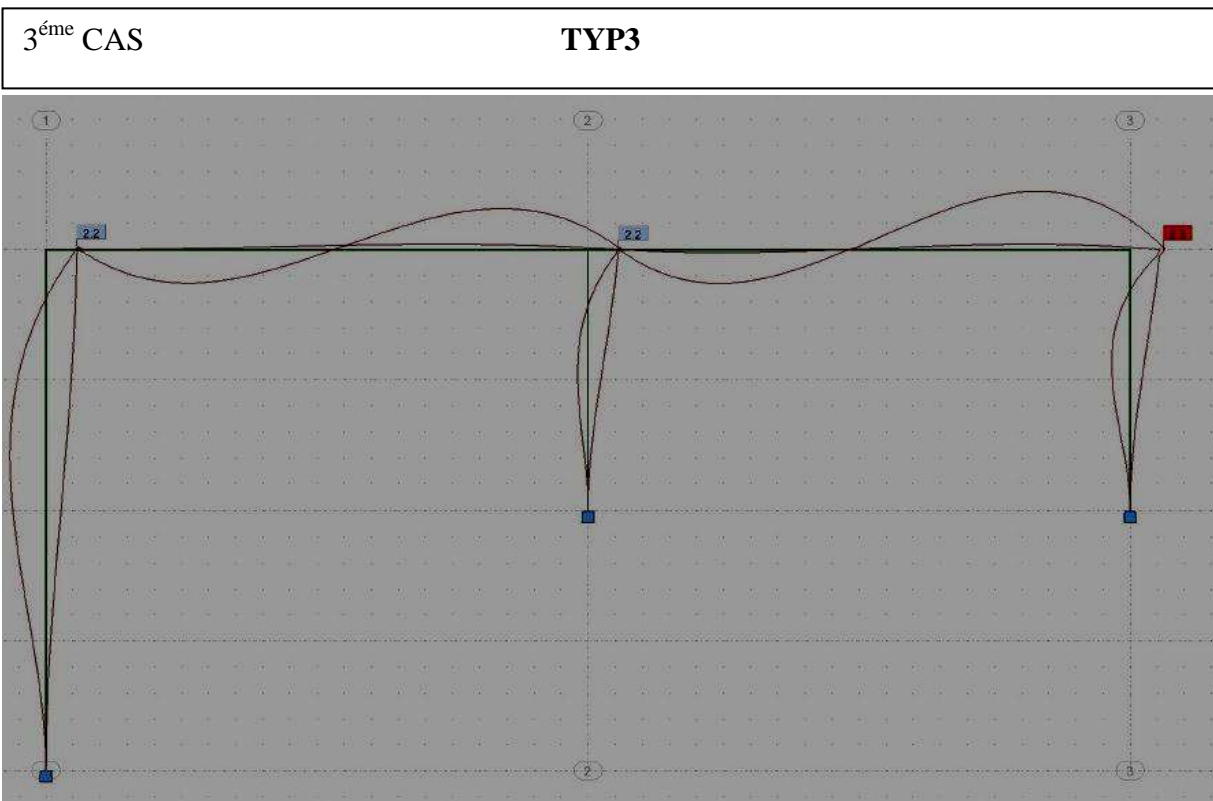


Figure IV.23 : Diagramme de déplacement pour le 3^{ème} cas du (TYP3).

Les déplacements des deux poteaux sont identiques à cause de l'hypothèse qui considère les plancher comme des diaphragmes rigides dans leur plan. Une valeur maximale de l'effort tranchant est enregistrée pour la structure TYP2 dans le troisième cas 7,44 kN Figure IV.26, 27, 28. Cela justifié par la charge verticale en plus de l'étage supplémentaire dans cette structure. Les valeurs de l'effort tranchant dans le cas 2 et 4 sont moins que la valeur de le cas 3 dans les trois structure TYP1, TYP2 et TYP3 pour raison de :

- La différence de hauteur entre le poteau long et le poteau court n'est pas importante dans le premier cas pour les trois structure TYP1, TYP2 et TYP3.
- Le poteau court en raison de leur faible hauteur $H=1\text{m}$, est considéré comme un encastrement.
- défaillance de l'armature, si l'armature en acier est insuffisante ou mal répartie, celle-ci peut se déformer ou se rompre avant que le béton n'atteigne sa limite de résistance.
- Les poteaux courts subi une rupture fragile. Ces ruptures fragiles par cisaillement dissipent peu d'énergie, il est donc préférable de les éviter autant que possible. Il était généralement moins strict de satisfaire aux exigences de dimensionnement des poteaux pour prévenir la rupture en cisaillement que pour éviter la rupture en flexion [140].

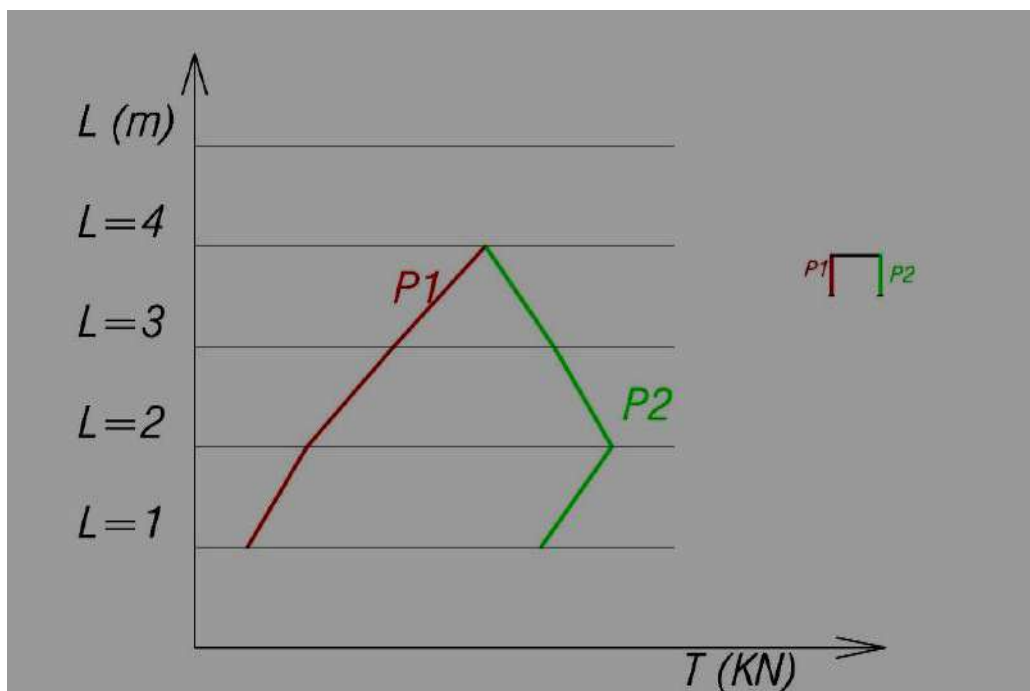


Figure IV.26 : Courbe de comparaison résultats des efforts tranchants pour (TYP1).

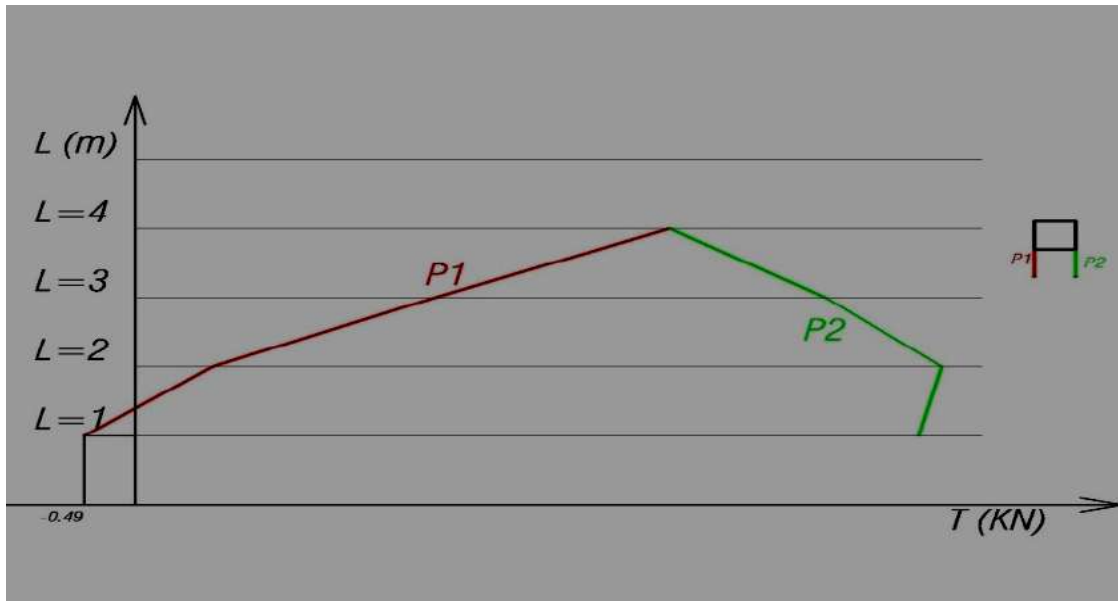


Figure IV.27 : Courbe de comparaison résultats des efforts tranchants pour (TYP2).

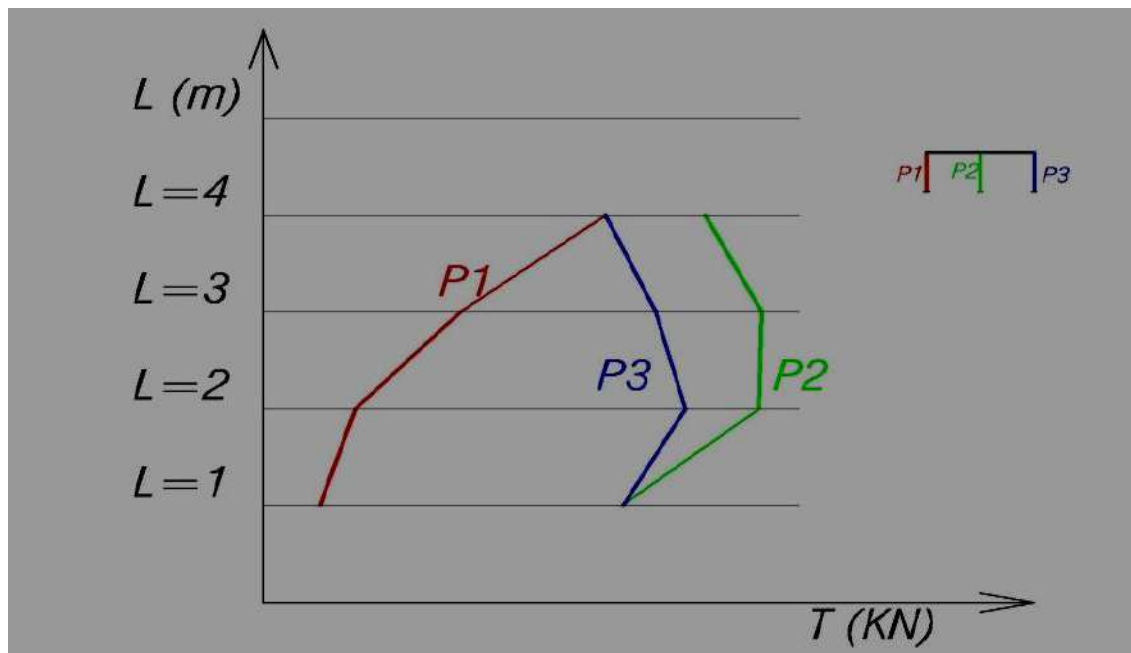


Figure IV.28 : Courbe de comparaison résultats des efforts tranchants pour (TYP3).

IV.7. Conclusion

Les poteaux courts, en raison de leur faible élancement et de leur encastrement rigide à la base, sont particulièrement vulnérables aux sollicitations sismiques. Sous l'effet des charges

cycliques induites par un séisme, ces éléments structurels subissent des mécanismes de ruine spécifiques qui peuvent conduire à l'effondrement de la structure.

- Rupture par cisaillement : Le mécanisme de ruine le plus courant pour les poteaux courts est la rupture par cisaillement. La concentration des contraintes de cisaillement au niveau de la section critique, combinée à la faible capacité de résistance au cisaillement du béton, entraîne l'apparition de fissures diagonales qui se propagent rapidement, conduisant à la perte de la capacité portante du poteau.
- Flambement des armatures longitudinales : Après la formation des fissures de cisaillement, les armatures longitudinales peuvent flamber localement, amplifiant encore la dégradation de la section et accélérant la ruine du poteau.
- Conséquences sur la structure : La rupture d'un poteau court a des conséquences désastreuses sur la stabilité globale de la structure. Elle peut entraîner la formation de mécanismes de ruine, la perte de rigidité de l'étage et, dans les cas les plus graves, l'effondrement complet du bâtiment.

Afin de remédier à la vulnérabilité des poteaux courts, différentes techniques de renforcement peuvent être mises en œuvre :

- Confinement des armatures : L'ajout d'armatures transversales supplémentaires ou l'utilisation de manchons en fibres de carbone permet d'améliorer la résistance au cisaillement et de retarder la propagation des fissures.
- Renforcement par enrobage : L'application d'un enrobage en béton ou en matériaux composites sur la surface du poteau permet d'augmenter sa section et d'améliorer sa résistance à la flexion et au cisaillement.
- Injection de résine : L'injection de résine sous pression dans les fissures existantes permet de consolider le béton et de restaurer l'adhérence entre le béton et les armatures.
- Renforcement par éléments externes : La pose d'éléments externes tels que des profilés métalliques ou des plaques en composite permet de renforcer la section du poteau et de redistribuer les contraintes.

Le choix de la technique de renforcement la plus adaptée dépend de plusieurs facteurs, notamment :

- L'importance des dommages observés
- La nature des sollicitations sismiques
- Les contraintes économiques et logistiques

Il faut souligner que la réhabilitation parasismique des poteaux courts doit être effectuée par des experts compétents et en respectant les règles actuelles. Voir les détails précités dans l'RPA99 et sa nouvelle version en mars 2024.

Conclusion générale

Conclusion générale

Au terme de ce travail de recherche doctoral, il convient de rappeler que la problématique de la sécurité sismique du bâti existant constitue l'un des défis majeurs de l'ingénierie civile contemporaine, particulièrement dans les régions à forte sismicité. Le parc immobilier en béton armé, conçu selon des réglementations anciennes ou sans aucune considération parasismique, représente un risque potentiel considérable pour la vie humaine et l'économie nationale. L'objectif central de cette thèse était de développer une approche intégrée pour la réhabilitation parasismique, en passant par une évaluation rigoureuse de l'état initial jusqu'à la proposition de solutions techniques optimisées.

Les travaux menés ont permis de mettre en lumière la complexité du comportement des structures en béton armé soumises à des sollicitations sismiques sévères. L'approche adoptée, combinant analyses numériques non linéaires, modélisations fines et revue critique des pathologies structurelles, a permis de dépasser les méthodes d'évaluation conventionnelles. Le fil conducteur de cette recherche a reposé sur l'identification précise des faiblesses structurelles, la compréhension des mécanismes de ruine spécifiques et la validation de stratégies d'intervention efficaces.

Un premier axe majeur de cette thèse a porté sur l'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants. Il est apparu au cours de nos investigations que la vulnérabilité ne saurait être réduite à un simple indice empirique, mais doit être comprise comme la résultante d'interactions complexes entre la qualité des matériaux, la conception structurale initiale et les caractéristiques du site. Nos analyses ont démontré que les méthodes d'évaluation rapides, bien qu'utiles pour un criblage à grande échelle, présentent des limites significatives lorsqu'il s'agit de prédire la performance réelle d'un bâtiment spécifique lors d'un séisme majeur.

En développant des modèles numériques capables de prendre en compte la non-linéarité géométrique et matérielle, nous avons pu hiérarchiser les niveaux de risque avec une précision accrue. L'étude a révélé que la vulnérabilité est souvent exacerbée par des irrégularités en élévation et en plan, ainsi que par la dégradation des matériaux due au vieillissement. L'intégration de courbes de fragilité spécifiques au contexte local a permis de quantifier la probabilité d'atteinte de différents états limites (dommages légers, modérés, sévères, effondrement). Cette étape diagnostique est fondamentale : elle constitue le prérequis indispensable à toute décision de renforcement. Sans une évaluation précise de la vulnérabilité, les interventions de réhabilitation risquent d'être soit sous-dimensionnées, laissant le bâtiment exposé, soit sur-dimensionnées, entraînant des coûts inutiles. Nos résultats

soulignent donc la nécessité d'adopter des approches basées sur la performance (Performance-Based Seismic Design) pour le bâti existant, afin de garantir un niveau de sécurité cible cohérent avec l'usage du bâtiment.

L'un des apports scientifiques les plus significatifs de cette thèse réside dans l'analyse approfondie du comportement des ****poteaux courts****. Ce phénomène, souvent négligé dans les études préliminaires ou mal identifié lors des audits de terrain, s'est révélé être un facteur déterminant dans la ruine prématurée de nombreuses structures. La présence de poteaux courts, généralement induite par la présence de murs de remplissage en maçonnerie qui réduisent la hauteur libre de flambement des poteaux, modifie radicalement le mode de sollicitation de ces éléments.

Nos simulations et analyses ont confirmé que les poteaux courts sont sujets à des ruptures fragiles par cisaillement, contrairement aux poteaux élancés qui privilégient une rupture ductile par flexion. Cette transition du mode de ruine, de ductile à fragile, réduit considérablement la capacité de dissipation d'énergie de la structure globale. Nous avons mis en évidence que la rigidité accrue de ces éléments attire une proportion disproportionnée des efforts tranchants lors d'un séisme, conduisant à leur failure avant même que les autres éléments structuraux n'atteignent leur capacité plastique.

L'étude paramétrique menée sur les poteaux courts a permis de quantifier l'influence du taux d'armature transversale, de la résistance du béton et du rapport d'aspect sur la capacité portante résiduelle. Il ressort de cette analyse que la présence de poteaux courts peut réduire la capacité de déplacement global du bâtiment de plus de 40 %, augmentant drastiquement le risque d'effondrement progressif. Cette prise de conscience est cruciale pour les ingénieurs praticiens : l'identification des poteaux courts doit être systématique lors de l'audit de vulnérabilité. Ignorer ce détail constructif revient à surestimer la capacité de la structure à subir des déformations inélastiques sans perdre sa stabilité. Nos travaux ont ainsi permis de proposer des critères d'identification plus robustes et des modèles de calcul qui intègrent explicitement l'interaction poteau-remplissage, comblant ainsi un vide dans la littérature technique actuelle concernant la modélisation simplifiée de ces éléments.

Fort de ce diagnostic précis, la seconde partie de cette thèse s'est concentrée sur les techniques de renforcement. L'objectif n'était pas seulement de restaurer la capacité portante, mais d'améliorer la ductilité et la dissipation d'énergie, transformant ainsi le comportement sismique du bâtiment. Plusieurs techniques de renforcement ont été évaluées, notamment le chemisage en béton armé, l'enveloppement par matériaux composites (FRP), et l'ajout de voiles de contreventement.

Les résultats ont montré que l'efficacité d'une technique de renforcement dépend intrinsèquement de la pathologie identifiée. Pour les structures présentant une prédominance de poteaux courts, les techniques de renforcement visant à augmenter la résistance au cisaillement se sont avérées prioritaires. L'application de bandes en fibres de carbone (CFRP) ou de chemisages en acier sur les poteaux courts a permis de restaurer, et dans certains cas d'augmenter, la ductilité de ces éléments critiques, empêchant la rupture fragile par cisaillement. Cependant, notre analyse a également mis en garde contre un renforcement localisé excessif qui pourrait déplacer le point faible vers d'autres éléments de la structure (par exemple, vers les fondations ou les poutres adjacentes), un phénomène connu sous le nom de "mécanisme de ruine non désiré".

Par ailleurs, l'optimisation des stratégies de renforcement a été abordée sous un angle coût-bénéfice. Il a été démontré qu'une intervention ciblée sur les éléments les plus vulnérables, tels que les poteaux courts, offre souvent un meilleur rapport efficacité/coût qu'un renforcement global systématique. Nous avons proposé une méthodologie de conception du renforcement qui hiérarchise les interventions : d'abord assurer l'intégrité des éléments critiques (les poteaux courts), puis améliorer la continuité des charges, et enfin augmenter la résistance globale si nécessaire. Cette approche graduelle permet de maîtriser les budgets de réhabilitation tout en garantissant un gain de sécurité significatif. L'étude a également souligné l'importance de la compatibilité des matériaux lors du renforcement, afin d'éviter des problèmes de durabilité à long terme qui pourraient compromettre l'efficacité de l'intervention dans le temps.

Bien que cette thèse ait apporté des contributions substantielles à la compréhension de la réhabilitation parasismique, il est important de reconnaître certaines limites inhérentes à ce travail. Premièrement, les modèles numériques, bien que validés, reposent sur des lois de comportement matériau qui simplifient la réalité complexe du béton fissuré et de l'interface acier-béton sous chargement cyclique. Deuxièmement, l'étude s'est principalement concentrée sur des structures types ; la variabilité réelle des pratiques de construction et de la qualité des matériaux sur le terrain peut introduire des incertitudes supplémentaires non entièrement couvertes par nos simulations. Enfin, l'aspect économique et sociétal du renforcement, bien qu'abordé, mériterait une analyse plus poussée intégrant les coûts indirects liés à l'inoccupation des bâtiments durant les travaux.

Ces limites ouvrent la voie à plusieurs perspectives de recherche prometteuses. À court terme, il serait pertinent d'intégrer des techniques d'apprentissage automatique (Machine Learning) pour améliorer la rapidité et la précision de l'évaluation de la vulnérabilité à

l'échelle urbaine, en se basant sur les données collectées lors de cette thèse. Concernant les poteaux courts, des recherches expérimentales supplémentaires pourraient être menées sur l'efficacité de nouveaux matériaux de renforcement, tels que les bétons fibrés à ultra-hautes performances (BFUP), qui pourraient offrir une alternative plus durable aux composites polymères.

De plus, l'évolution des réglementations vers une conception basée sur la résilience sismique nécessite de développer des indicateurs de performance qui incluent non seulement la sécurité des vies, mais aussi la fonctionnalité post-sismique du bâtiment. Les recherches futures devraient également se concentrer sur le développement de techniques de rénovation moins invasives, permettant aux bâtiments de rester occupés pendant le processus de renforcement, ce qui constitue une contrainte socio-économique majeure. Enfin, l'interaction sol-structure lors du renforcement des fondations associées aux poteaux courts constitue un champ d'investigation qui mérite d'être approfondi, car la rigidification de la superstructure peut modifier les sollicitations transmises aux fondations existantes.

Cette thèse a démontré que la réhabilitation parasismique des bâtiments en béton armé ne peut reposer sur des solutions standardisées. Elle exige une approche sur mesure, fondée sur une identification rigoureuse de la vulnérabilité et une compréhension fine des mécanismes de ruine locaux, tels que ceux induits par les poteaux courts. Les stratégies de renforcement proposées dans ce travail offrent des pistes concrètes pour améliorer la résilience du bâti existant, contribuant ainsi à la réduction du risque sismique.

Au-delà des aspects techniques, ce travail s'inscrit dans une démarche de responsabilité sociétale. La sécurité sismique n'est pas seulement une question de calculs structurels, mais un impératif de protection civile. Chaque bâtiment réhabilité selon les principes énoncés dans cette thèse représente potentiellement des vies sauvées et un patrimoine préservé lors du prochain séisme majeur. Il est de la responsabilité de la communauté scientifique et des ingénieurs de continuer à affiner ces méthodes, à innover dans les matériaux de renforcement et à sensibiliser les décideurs à l'urgence de la mise à niveau du parc bâti. Ce travail doctoral se veut donc une contribution, modeste mais rigoureuse, à l'édifice global de la prévention sismique, espérant servir de base solide pour les recherches futures et les applications pratiques sur le terrain. Pour la réhabilitation parasismique, on exige une étude soignée de la partie fondation en tenant compte le bon encrage de l'ensemble de structure, voir les déplacements importantes inter étage : 3,1 cm face au 1,9 cm dont le déplacement admissible est de l'ordre de 2,8 cm.

Dans le cas des bâtiments existants on peut renforcer l'ensemble des semelles isolées par une semelle filante ou un radier général si nécessaire.

Pour la conception, il faut prendre en considération toutes les remarques prescrites dans le chapitre 2 avec une mise à jour de la réglementation parasismique en vergeure, voir les déplacements importantes inter étage : 4,6 cm face au 1,9 cm dont le déplacement admissible est de l'ordre de 2,8 cm.

Pour le bon fonctionnement des éléments du contreventement, la qualité des matériaux de construction et le suivi des travaux, il nécessite un travail en collaboration entre le maître de l'ouvrage, le maître d'œuvre, l'ingénieur concepteur, le bureau de contrôleur d'exécution et l'entreprise de réalisation voir les déplacements importantes inter étage : 3,8 cm face au 1,9 cm dont le déplacement admissible est de l'ordre de 2,8 cm.

Les structures endommagées par le fonctionnement des poteaux courts, on remarque que l'effort tranchant est maximal à la base de poteau court lorsque la hauteur est de l'ordre d' $H/2$. Avec H c'est la hauteur de poteau long. Puis cette valeur diminue progressivement jusqu'au point de l'encastrement.

Références bibliographiques

Références Bibliographiques

- [1] Nasser Eddine Attari, 2010. Réhabilitation et renforcement des poutres et nœuds en béton armé par des matériaux composites. Thèse de doctorat. École doctorale Santé, information-communication et mathématiques, Lorient.
- [2] H. UNG QUOC, G. MOUNAJED. Nouveau modèle d'endommagement de comportement du béton. MOCAD - Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, 84 av Jean Jaurès, 77421 Marne-la-Vallée, France.
- [3] Wahid NECHNECH, 2000. Contribution à l'étude numérique du comportement du béton et des structures en béton armé soumises à des sollicitations thermiques et mécaniques couplées. Thèse de doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- [4] Hung UNG QUOC, 2003. théorie de dégradation du béton et développement d'un nouveau modèle d'endommagement en formulation incrémentale tangente. Calcul à la rupture appliqué au cas des chevilles de fixation ancrées dans le béton. Thèse de doctorat de l'École Nationale des Ponts et Chaussées.
- [5] Frédéric THUMMEN, 2004. Propriétés mécaniques et durée de vie de bétons réfractaires. Thèse de doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon.
- [6] Abdellah MENOUE, 2004. Etude du comportement thermomécanique des bétons à haute température : approche multi échelles de l'endommagement thermique. Thèse de doctorat de l'Université de Pau et des pays de l'Adour.
- [7] BENABDELFAHATTAH Mohamed, 2019. Développement d'un outil d'aide à la conception parasismique en architecture basée sur la notion de raisonnement à base de cas (RBC). Thèse de doctorat de l'école polytechnique d'architecture et d'urbanisme d'Alger.
- [8] Mohammad SARANIK, 2011. Conception parasismique robuste de bâtiments à base d'assemblages boulonnés. Thèse de doctorat de l'école centrale de Lyon.
- [9] Alexandre de La FOYE, 2024. Évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant par un " séisme " artificiel : Application au patrimoine bâti Ali Tur en Guadeloupe. Thèse de doctorat de l'Université, ENSA Nantes, École Centrale Nantes, CNRS, AAU-CRENAU, UMR 1563, F-44000 Nantes, France.
- [10] ANDRE Filiatrault, 1996 « Eléments de Génie parasismique et de calcul dynamique des structures », Editions de l'école polytechnique de Montréal.

- [11] Alisson GOUNON, 2022. Sismologie expérimentale : Initiation et dynamique de la rupture sismique sur des failles complexes. Thèse de doctorat de l'Université de Toulouse.
- [12] Michaël Darce, 2022. L'atténuation des ondes sismiques en utilisant des métamatériaux, Thèse de doctorat de l'Université Paris-Saclay. HAL Id: tel-03551871 <https://theses.hal.science/tel-03551871v1> Submitted on 2 Feb 2022.
- [13] JACKY Mazars, STEPHANE Grange, 2015. Modélisation du fonctionnement des ouvrages en béton armé sous séisme : sujet académique ou outil pour l'ingénierie ? 9ème Colloque National AFPS 2015 – IFSTTAR.
- [14] Quang Huy Dang, 2020. Comportement des sols sous liquéfaction artificielle, amélioration des sols à risques liquéfiable. Thèse de doctorat de l'Université Paris-Est, Thèse publiquement soutenue le 18 décembre 2019. HAL Id: tel-02894763 <https://theses.hal.science/tel-02894763v1> Submitted on 9 Jul 2020
- [15] Victor Davidovici, 2003. RAPPORT PRELIMINAIRE, Séisme de BOUMERDES 21 mai 2003, Ministère de l'Habitat, République Algérienne Démocratique et Populaire.
- [16] Abdellah Cherif Taiba, 2017. étude en laboratoire de la susceptibilité à la liquéfaction des sables limoneux : influence de la forme et taille des grains. these de doctorat de l'université Hassiba Benbouali Chlef, Algerie. Soutenue le 11 Mai 2017. <https://www.researchgate.net/publication/316990200>
- [17] H. Wood and F. Neumann, 1931. "Modified Mercalli Intensity Scale for Earthquakes For Use with Geoscience Data Puzzle Project," 1931.
- [18] REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE. Ministère de l'Habitat, de l'Urbanisme et de la Ville, 2024. Document Technique Réglementaire. D.T.R. - B.C. 2.48. Règles Parasismiques Algériennes RPA 2024
- [19] Davidovici, V, 2015. Pratique du calcul sismique - Guide d'application de l'Eurocode 8. France: AFNOR éditions YROLLES.
- [20] Rahul Raghunath Kharade, 2020. Study of Soil Structure Interaction on Framed Structure using ETABS, International Research Journal of Engineering and Technology (IRJET), Volume: 07 Issue: 08 | Aug 2020. www.irjet.net
- [21] André PLUMIER, Hervé DEGEE, 2006. CONSTRUCTIONS EN ZONE SISMIQUE. Conception parasismique des bâtiments, Université de Liège, Belgique, Edition 2006, ([ww.ArGEnCo.ULg.ac.be](http://www.ArGEnCo.ULg.ac.be).)
- [22] Hugo Bachmann, 2002. Conception parasismique des bâtiments – Principes de base à l'attention des ingénieurs, architectes, maîtres d'ouvrages et autorités, Directives de

- l’OFEF – Richtlinien des BWG – Direttive de l’UFAEG, Berne.
- [23] Hamza Sahoui, Chahrazed Oubraham, 2015. Effet des modifications dans les structures en béton armé sur leur comportement sismique : Cas de la surélévation. Rencontres Universitaires de Génie Civil, Bayonne, France. fffhal-01167718
- [24] Patricia BALANDIER. le séisme et les bâtiments. Document d’information à l’usage du constructeur - VOLUME 3. <https://fr.scribd.com/document/47003711/3-Le-seisme-et-les-batiments>.
- [25] Alain MAUGARD, 2013. GUIDE : « Balcons et Coursives Métalliques Rapportés, Conception et Mise en Œuvre ». Programme d’Accompagnement des Professionnels. « Règles de l’Art Grenelle Environnement 2012 ». Conception : LENOX – Illustrations : CTICM – Éditeur : AQC – ISBN : 978-2-35443-116-7.
- [26]] OUZZA KHEIRA, 2004. Etude de la réhabilitation d’un immeuble menaçant ruine, situé à ORAN, mémoire de Magister, USTO.
- [27] BOUMAAZA Messaouda, 2017. Réparation des structures type poutres par l’utilisation des matériaux composites. Thèse de doctorat de l’Université du 08 MAI 1945 GUELMA.
- [28] ZEMIR Ismail, 2021. Evaluation du patrimoine architectural du XXe siècle en béton en Algérie – région centre. Thèse de doctorat de l’Université du BLIDA 1. Thèse publiquement soutenue.
- [29] SADOON Oualid, 2021. Renforcement des poutres en béton armé par torons d’acier en utilisant la technique NSM. Thèse de doctorat de l’Université FERHAT ABBAS SETIF1.
- [30] MENADI Souad, 2015. Renforcement des murs en maçonnerie non porteurs soumis à la compression. Etude des mortiers renforcés de différents taux de fibres de jute. Thèse de doctorat de l’Université BADJI MOKHTAR – ANNABA.
- [31] GHERDAOUI MOUFIDA, 2018. Renforcement des ouvrages en béton arme soumis aux actions gravitaires avec matériaux composites. Thèse de doctorat de l’Université du 08 MAI 1945 GUELMA.
- [32] Léa Genis, 2018. Réhabiliter le bâti ancien et les cultures constructives : engagements, épreuves et attachements autour de la réhabilitation du bâti ancien en pisé en Isère. Thèse de doctorat de l’Université Grenoble Alpes, Français. ffnNT : 2018GREAH018ff. fftel-02052010
- [33] FEMA-273, 1997. « NEHRP Guidelines for the Seismic Rehabilitation of Buildings », Prepared for the Building Seismic Safety Council Washington, DC, USA by

- Applied Technology Council (ATC-33 project), Redwood City, California, with funding by Federal Emergency Management Agency.
- [34] KHELAIPIA Akram, 2025. Analyse de la performance sismique des bâtiments à structures mixtes dans les zones de forte sismicité. Thèse de doctorat de l'Université Mohamed Khider Biskra.
- [35] Nathalie Roy, 2006. Réhabilitation parasismique performantielle des ponts avec des polymères renforcés de fibres de carbone. Thèse de doctorat de l'Université de Sherbrooke.
- [36] Harisoa RAKOTONIRINA, 2024.. Pertinence et impacts d'une approche interdisciplinaire dans les projets de reconstruction post-catastrophe : cas du programme ANR ReparH après le séisme de 2010 en Haïti. Thèse de l'université grenoble alpes.
- [37] Elachachi Sidi Mohammed, 2009. SBEIDCO – 1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries. ENSET Oran (Algeria). <https://www.researchgate.net/publication/228916852>
- [38] S. Raza, M.K.I. Khan, S.J. Menegon, H.H. Tsang, J.L. Wilson, 2019. Strengthening and repair of reinforced concrete columns by jacketing: state-of-the-art review, Sustainability, <https://doi.org/10.3390/su11113208>.
- [39] G. Minafo, 2014. A practical approach for the strength evaluation of RC columns reinforced with RC jackets, Eng. Struct. 85 (2015) 162–169, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.>
- [40] S.M. Mourad, M.J. Shannag, 2012. Repair and strengthening of reinforced concrete square columns using ferrocement jackets, Cement Concr. Compos. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.09.010>.
- [41] P. Stepanek, I. Laníková, P. Simunek, P. Sulak, 2017. The Strengthening of Reinforced Concrete Structures, Key Engineering Materials. <https://doi.org/10.4028/www.scientific.net/kem.738.238>.
- [42] M.T. Kazemi, R. Morshed, 2005. Seismic shear strengthening of R/C columns with ferrocement jacket, Cement Concr. Compos, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2005.03.011>.
- [43] H. Sezen, E.A. Miller, 2011. Experimental evaluation of axial behavior of strengthened circular reinforced-concrete columns, J. Bridge Eng, [https://doi.org/10.1061/\(asce\)be.1943-5592.0000143](https://doi.org/10.1061/(asce)be.1943-5592.0000143).
- [44] E.S. Júlio, F. Branco, V.D. Silva, 2003. Structural rehabilitation of columns with

- reinforced concrete jacketing, *Prog. Struct. Eng. Mater.*, <https://doi.org/10.1002/pse.140>.
- [45] K.G. Vadoros, S.E. Dritsos, 2008. Concrete jacket construction detail effectiveness when strengthening RC columns, *Construct. Build. Mater.*, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.08.019>.
- [46] G. Minafo, M. Papia, 2016. Concrete softening effects on the axial capacity of RC jacketed circular columns, *Eng. Struct.* 128 215–224. <https://www.sciencedirect.com/science/article/pii/S0141029616306976>.
- [47] Y.H. Chai, M.J.N. Priestley, F. Seible, 1994. Analytical model for steel-jacketed RC circular bridge columns, *Asce J. Struct. Eng.* 120 2358–2376.
- [48] A.R. Takeuti, J.B. de Hanai, A. Mirmiran, 2008. Preloaded RC columns strengthened with high-strength concrete jackets under uniaxial compression, *Mater. Struct.* 41 1251–1262.
- [49] S. Pessiki, K.A. Harries, J.T. Kestner, R. Sause, J.M. Ricles, 2002. Axial behavior of reinforced concrete columns confined with FRP jackets, *J. Compos. Construct.*, [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0268\(2001\)5:4\(237\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0268(2001)5:4(237)).
- [50] M. Yaqub, C.G. Bailey, 2011. Repair of fire damaged circular reinforced concrete columns with FRP composites, *Construct. Build. Mater.*, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2010.06.017>.
- [51] D.A. Bournas, T.C. Triantafillou, 2009. Flexural strengthening of reinforced concrete columns with near-surface-mounted FRP or stainless steel, *ACI Struct. J.* 106 (4) 495–505.
- [52] F. Seible, M.J.N. Priestley, G.A. Hegemier, D. Innamorato, 2002. Seismic retrofit of RC columns with continuous carbon fiber jackets, *J. Compos. Construct.*, [https://doi.org/10.1061/\(asce\)1090-0268\(1997\)1:2\(52\)](https://doi.org/10.1061/(asce)1090-0268(1997)1:2(52)).
- [53] A.H. Algburi, M.N. Sheikh, M.N. Hadi, 2019. Analytical investigation on the behavior of circular and square RC columns strengthened with RPC and wrapped with FRP under uniaxial compression, *J. Build. Eng.* 25 (2019) 100833.
- [54] N.A. Siddiqui, S.H. Alsayed, Y.A. Al-Salloum, R.A. Iqbal, H. Abbas, 2014. Experimental investigation of slender circular RC columns strengthened with FRP composites, *Construct. Build. Mater.*, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.07.053>.
- [55] M.A.G. Silva, 2011. Behavior of square and circular columns strengthened with aramidic or carbon fibers, *Construct. Build. Mater.*, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.07.053>.

- conbuildmat.2011.03.007.
- [56] Y.Y. Wei, Y.F. Wu, 2012. Unified stress-strain model of concrete for FRP-confined columns, *Construct. Build. Mater.*, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2011.06.037>.
- [57] C. Chastre, M.A.G. Silva, 2010. Monotonic Axial Behavior and Modelling of RC Circular Columns Confined with CFRP, *Engineering Structures*, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2010.04.001>.
- [58] Y.F. Wu, J.F. Jiang, 2013. Effective strain of FRP for confined circular concrete columns, *Compos. Struct.*, <https://doi.org/10.1016/j.compstruct.2012.08.021>.
- [59] J.G. Teng, Y.M. Hu, 2007. Behaviour of FRP-jacketed circular steel tubes and cylindrical shells under axial compression, *Construct. Build. Mater.*, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2006.06.016>.
- [60] X.K. Zou, J.G. Teng, L. De Lorenzis, S.H. Xia, 2007. Optimal performance-based design of FRP jackets for seismic retrofit of reinforced concrete frames, *Compos. B Eng.*, <https://doi.org/10.1016/j.compositesb.2006.07.016>.
- [61] G. Mazzucco, V.A. Salomoni, C.E. Majorana, C. Pellegrino, C. Ceccato, 2016. Numerical investigation of concrete columns with external FRP jackets subjected to axial loads, *Construct. Build. Mater.*, <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2016.02.050>.
- [62] S. Al-Obaidi, T.S. Hussein, 2018. Strengthening of Circular Concrete Columns Using Metal Straps.
- [63] M.F. Belal, H.M. Mohamed, S.A. Morad, 2014. Behavior of reinforced concrete columns strengthened by steel jacket, *HBRC J.* 11 (2014) 201–212, <https://doi.org/10.1016/j.hbrcj.2014.05.002>.
- [64] J. Juan Guerrero Correa, B. Gomez Gonzalez, F. Alberto Flores Diaz, O. Gonzalez Cuevas, 2000. Shear strength of concrete columns with steel jackets, in: *Proc. 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No.*
- [65] H. Sezen, E. Miller, 2007. Retrofit of circular reinforced concrete columns using FRP, *Steel Concr. Jackets* 1–3, [https://doi.org/10.1061/40946\(248\)106](https://doi.org/10.1061/40946(248)106).
- [66] A.S. Abdel-Hay, Y.A.G. Fawzy, 2014. Behavior of partially defected R.C columns strengthened using steel jackets, *HBRC J.* (2014), <https://doi.org/10.1016/j.hbrcj.2014.06.003>.
- [67] J.L. Ramírez, J.M. Barcena, J.I. Urreta, J.A. Sanchez, 1997. Efficiency of short steel jackets for strengthening square section concrete columns, *Construct. Build. Mater.*

- [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(97\)00056-1](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(97)00056-1).
- [68]E. Choi, Y.S. Chung, K. Park, J.S. Jeon, 2013. Effect of Steel Wrapping Jackets on the Bond Strength of Concrete and the Lateral Performance of Circular RC Columns, *Engineering Structures*, <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2012.08.026>.
- [69]R.S. Aboutaha, M.D. Engelhardt, J.O. Jirsa, M.E. Kreger, 1999. Rehabilitation of shear critical concrete columns by use of rectangular steel jackets, *ACI Struct. J.* 96 (1) (1999) 68–78.
- [70]R.S. Aboutaha, M.U. Engelhardt, J.O. Jirsa, M.F. Kreger, 1996. Retrofit of concrete columns with inadequate lap splices by the use of rectangular steel jackets, *Earthq. Spectra*, <https://doi.org/10.1193/1.1585906>.
- [71]M.F. Belal, H.M. Mohamed, S.A. Morad, 2014. Behavior of reinforced concrete columns strengthened by steel jacket, *HBRC J.* (2014), <https://doi.org/10.1016/j.hbrcj.2014.05.002>.
- [72]Chrysanidis T, Tegos I, 2020. Axial and transverse strengthening of R/C circular columns: Conventional and new type of steel and hybrid jackets using high-strength mortar. *Journal of Building Engineering*. 2020;30:101236
- [73]Chung-Chan Hung, 2024. Seismic rehabilitation of RC frames with innovative precast U-shaped UHPC jackets: Experimental evaluation and computational simulation. *Engineering Structures* Volume 318, 118746. <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2024.118746>
- [74]MEZIANI Nadjma, 2025. L'influence de l'ajout des fibres sur les propriétés mécaniques et rhéologiques des bétons de sable de dunes. Thèse de doctorat de l'Université kasdi merbah – Ouargla.
- [75]Raphaëlle SADONE, 2011. Comportement de poteaux en béton armé renforcés par matériaux composites et soumis à des sollicitations de type sismique et analyse d'éléments de dimensionnement. Thèse de doctorat de l'Université Paris-Est.
- [76]H. Akbarzadeh Bengar, M. Hosseinpour, et M. Celikag, 2020. Influence of CFRP confinement on bond behavior of steel deformed bar embedded in concrete exposed to high temperature, *Structures*, vol. 24, p. 240-252, avr. 2020, doi: 10.1016/j.istruc.2020.01.017.
- [77] Antoine Chalot, 2021. Renforcement de liaison dalles/voiles par PRF : application au renforcement parasismique. Thèse de doctorat de l'Université Claude Bernard Lyon 1. HAL Id: tel-03366556 <https://theses.hal.science/tel-03366556v1>. Submitted on 5 Oct 2021.

- [78] Khuong Le Nguyen, 2016. Contribution à la compréhension du comportement des structures renforcées par FRP sous séismes. Thèse de doctorat de l'Institut National des Sciences Appliquées de Lyon. HAL Id: tel-01339389 <https://theses.hal.science/tel-01339389v1>. Submitted on 29 Jun 2016.
- [79] Neel Renne, 2020. Sustainable Assessment of Concrete Repairs through Life Cycle Assessment (LCA) and Life Cycle Cost Analysis (LCCA). Built Environment Assessing Sustainability (BEASt), Energy and Materials in Infrastructure and Buildings (EMIB), University of Antwerp, Belgium.
- [80] BOULEBD Adel. Étude de renforcement des poutres de béton armé par matériaux composites. Thèse de doctorat de l'Université Larbi Ben M'hidi Oum el bouaghi ALGERIE 2021.
- [81] Markus Bebling, 2022. Repair and Protection of Existing Steel-Reinforced Concrete Structures with High-Strength, Textile-Reinforced Mortars. *Buildings* 2022, 12(10), 1615; <https://doi.org/10.3390/buildings12101615>.
- [82] Halit Cenan Mertol, Gökhan Tunç , Tolga Akı,s, Yunus Kantekin and İshak Can Aydın, 2023. Investigation of RC Buildings after 6 February 2023, Kahramanmara,s, Türkiye Earthquakes. *Buildings* 2023,13, 1789. <https://doi.org/10.3390/buildings13071789>. Published: 13 July 2023.
- [83] Elias Sleiman, 2021. Seismic retrofitting of existing buildings by strengthening of masonry infill walls. Thèse de doctorat de l'Université Claude Bernard (Lyon) France.
- [84] Ali Siad, 2018. Pathologie des constructions en béton, diagnostic et méthodes de réparations. Etude de cas de l'effet combiné de pré-fissuration/corrosion sur le comportement des poutres en béton armé. Thèse de doctorat de l'Université Mohamed Boudiaf- M'sila ALGERIE.
- [85] Dirsá Feliciano, Orlando Arroyo, Tamara Cabrera, Diana Contreras, Jairo Andrés Valcárcel Torres , and Juan Camilo Gómez Zapata, 2023. Seismic risk scenarios for the residential buildings in the Sabana Centro province in Colombia. *Nat. Hazards Earth Syst. Sci.*, 23, 1863–1890, 2023 <https://doi.org/10.5194/nhess-23-1863-2023> © Author(s) 2023. This work is distributed under the Creative Commons Attribution 4.0 License.
- [86] Matija Gams, Gabrijela Starešinic and Tatjana Isakovic, 2023. Seismic Response of Reinforced-Concrete One-Storey Precast Industrial Buildings with Horizontal Cladding Panels. *Buildings* 2023, 13, 2519. <https://doi.org/10.3390/buildings13102519>.

- [87] Amjad Kreit, 2012. Prolongation de la durée de vie des ouvrages en béton armé. Thèse de doctorat de L'INSA de Toulouse France.
- [88] A. Nour, A Benanane and H. Varum, 2023. Seismic behavior of reinforced concrete buildings using chained masonry walls randomly located”, *Revista Facultad de Ingeniería Universidad de Antioquia*, no. 107, pp. 102-112, Apr-Jun 2023. [Online]. Available: <https://www.doi.org/10.17533/udea.redin.20220581>
- [89] S. Khalfallah et A. Charif, 2004. Modélisation du comportement non linéaire des structures en béton armé. *Sciences & Technologie B – N°21*, Juin (2004), pp. 29-35.
- [90] Payal Gwalani, Yogendra Singh, Humberto Varum, 2022. Seismic vulnerability of reinforced concrete buildings with discontinuity in columns. *The journal of the International Association for Earthquake Engineering (IAEE)*. First published: 24 October 2022. <https://doi.org/10.1002/eqe.3757>.
- [91] Ministère de l'habitat en Algérie, 2003. Règles parasismiques algériennes, RPA 99 / version 2003. Document technique règlementaire .DTR b c 2 48.
- [92] M. Mekki, SM. Elachachi, M. Zoutat, 2009. Nouvelles approches de modélisation non linéaire des structures en béton armé. SBEIDCO – 1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran (Algeria) - October 12-14, 2009 T1.N.
- [93] Kazuki TAJIMA, Takamichi MISHIMA, Nobuaki SHIRAI, 2004. 3-d finite element cyclic analysis of rc beam/column joint using special bond model. 13th World Conference on Earthquake Engineering Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 Paper No. 446.
- [94] Victor Davidovici, 1999. La construction en zone sismique. Edition le Moniteur paris.
- [95] Masykur Kimsan, Vallentin Peliana Papalangi , and Wisena Perceka, 2023. Evaluation of earthquake design variables on middle-low rise building with varied concrete-steel strength. ICCIM 2023. E3S Web of Conferences 429, 05022 (2023) <https://doi.org/10.1051/e3sconf/202342905022>
- [96] Jacky Mazars, 2008. Le risque sismique, Les séismes et leurs effets – La construction parasismique. Notes de cours, institut polytechnique de Grenoble, France.
- [97] Cédric-Arthur Desprez, 2010. Analyse et Réduction de la Vulnérabilité Sismique des Structures Existantes : Renforcement par Collage de Tissus de Fibres de Carbone (TFC). Thèse de doctorat de l'institut polytechnique de Grenoble, France.
- [98] Shamsher Prakash, Vijay K. Puri. Foundations under seismic loads. (<https://www.researchgate.net/publication/242114180>).

- [99] Riza Suwondo, Muhammad Bahy Umam Arief, 2023. Evaluating the Seismic Performance of Low-Rise Concrete Buildings Using Nonlinear Static Analysis. ; Bina Nusantara University, Jakarta, 11480, Indonesia. Civil Engineering and Architecture 11(4): 1976-1983, 2023 <http://www.hrpub.org> DOI: 10.13189/cea.2023.110422
- [100] Victor Davidovici, 2016. Conception-construction parasismique. Edition Afnor et Groupe Eyrolles, Paris.
- [101] Latini, G., & Brebbia, C. A, 1999. Earthquake Resistant Engineering Structures V. <https://www.amazon.com/Earthquake-Resistant-Engineering-Structures-Conference/dp/1845641809>
- [102] Wasti, Syed & Ozcebe, Guney, 2006. Advances in Earthquake Engineering for Urban Risk Reduction. 10.1007/1-4020-4571-9.
- [103] Eslami, Abolfazl & Dalalbashi, Ali & Ronagh, Hamid. 2013. On the effect of plastic hinge relocation in RC buildings using CFRP. Composites Part B: Engineering. 52. 350–361. 10.1016/j.compositesb.2013.04.025.
- [104] Kam, Weng Yuen & Pampanin, Stefano, 2009. Experimental and Numerical Validation of Selective Weakening Retrofit for Existing Non-Ductile R.C. Frames. 10.1061/41084(364)65.
- [105] Miano, Andrea & Sezen, Halil & Jalayer, F. & Prota, Andrea, 2017. PERFORMANCE-BASED COMPARISON OF DIFFERENT RETROFIT METHODS FOR REINFORCED CONCRETE STRUCTURES. 10.7712/120117.5510.17150.
- [106] Shin, Jiuk & Scott, David & Stewart, Lauren & Yang, Chuang-Sheng & Wright, Timothy, 2016. Dynamic response of a full-scale reinforced concrete building frame retrofitted with FRP column jackets. Engineering Structures. 125. 244-253. 10.1016/j.engstruct.2016.07.016.
- [107] Zhang, Yuye & Dias-da-Costa, Daniel. 2017. Seismic vulnerability of multi-span continuous girder bridges with steel fibre reinforced concrete columns. Engineering Structures. 150. 451-464. 10.1016/j.engstruct.2017.07.053.
- [108] Hosseini, S. M., Mostofinejad, D., Saljoughian, A., & Tehrani, B. N, 2020. Seismic Retrofit of Square RC Short Columns with Shear-Flexural Failure Mode via CFRP Composites Using Different Confinement Techniques. Journal of Composites for Construction, 24(4), 04020029. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0001037](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0001037)
- [109] Hosseini, S. M., & Mostofinejad, D, 2021. Seismic Performance of RC Short

- Columns Retrofitted with a Novel System in Shear and Flexure Using CFRP Composites. *Journal of Composites for Construction*, 25(5), 04021039. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)CC.1943-5614.0001148](https://doi.org/10.1061/(ASCE)CC.1943-5614.0001148)
- [110] Anagnostou, Evgenia & Rousakis, Theodoros, 2022. Performance of Steel Bar Lap Splices at the Base of Seismic Resistant Reinforced Concrete Columns Retrofitted with FRPs—3D Finite Element Analysis. *Fibers*. 10. 107. 10.3390/fib10120107.
- [111] Sivanantham, Pradeep & Selvan, s & Satyanarayanan, K. S. & Ananthi, G. Beulah & Roy, Krishanu, 2023. Influence of Infill on Reinforced Concrete Frame Resting on Slopes under Lateral Loading. *Buildings*. 289. 1-19. 10.3390/buildings13020289.
- [112] Azdejkovic, L, 2023. Seismic Retrofit of RC Short Columns with Textile-Reinforced Alkali-Activated or Cement-Based Mortars. *Journal of Composites for Construction*, 27(5). <https://doi.org/10.1061/jccof2.cceng-4193>
- [113] John, S. K., Cascardi, A., Verre, S., & Nadir, Y, 2023. RC-Columns Subjected to Lateral Cyclic Force with Different FRCM-Strengthening Schemes: Experimental and Numerical Investigation. <https://doi.org/10.21203/rs.3.rs-3349160/v1>
- [114] Chelapramkandy, Rifan; Ghosh, Jayadipta; Freddi, Fabio, 2024. Influence of masonry infills on seismic performance of BRB-retrofitted low-ductile RC frames. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*. 10.1002/eqe.4255.
- [115] Didier Combescure, 2007. Quelques exemples de modélisations non linéaires simplifiées pour l'étude du comportement dynamique des structures de génie civil. 7ème Colloque National AFPS 2007 – Ecole Centrale Paris.
- [116] Mahmut BASSURUCU, 2023. Seismic Performance Assessment of an RC Building Due to 2023 Türkiye Earthquakes: A Case Study in Adıyaman, Türkiye. *Buildings* 2025, 15(4), 521; <https://doi.org/10.3390/buildings15040521>.
- [117] M. Mekki, SM. Elachachi, M. Zoutat, 2009. Nouvelles approches de modélisation non linéaire des structures en béton armé, SBEIDCO – 1st International Conference on Sustainable Built Environment Infrastructures in Developing Countries ENSET Oran (Algeria).
- [118] PATRICK PAULTRE, 2005. Dynamique des structures, application aux ouvrages de génie civil. Hermes science, Lavoisier.
- [119] Oscar POUDE, 2024. Enhancing earthquake resilience with strategically arranged inclined columns in multistoried RCC structures. Article in *Innovative Infrastructure Solutions* · May 2024. Received: 14 February 2024 / Accepted: 14 May 2024© Springer Nature Switzerland AG 2024.

- [120] Sanjaya KUNWAR, 2024. A comparative analysis of an RC low-rise building with the seismic codes of countries lying in the Himalayas: China, India, Nepal, and Pakistan. *Discover Civil Engineering*. Received: 20 July 2024 / Accepted: 4 November 2024.
- [121] Victor DAVIDOVICI, 2016. *Conception-construction parasismique*. Edition Afnor et Groupe Eyrolles, Paris.
- [122] Jacky MAZARS, 2008. *Le risque sismique, Les séismes et leurs effets – La construction parasismique*. Notes de cours, institut polytechnique de Grenoble, France .
- [123] ERCAN Işık, 2025. Failures in Reinforced-Concrete Columns and Proposals for Reinforcement Solutions: Insights from the 2023 Kahramanmaraş Earthquakes. *Buildings* 2025, 15(9), 1535; <https://doi.org/10.3390/buildings15091535>. Submission received: 9 April 2025 / Revised: 29 April 2025 / Accepted: 30 April 2025 / Published: 2 May 2025.
- [124] Zhou, Y.J.; Wang, X.T.; Sun, H.R.; Chen, X.; Wang, T, 2025. Residual seismic performance for damaged RC frame based on beam-to-column joint subassemblies. *Structures* 2025, 71, 107980.
- [125] Keyvan RAMIN, 2014. *Study of Short Column Behavior Originated from the Level Difference on Sloping Lots during Earthquake (Special Case: Reinforced Concrete Buildings)*. Copyright © 2014 by authors and Scientific Research Publishing Inc. Published Online March 2014 in SciRes. <http://www.scirp.org/journal/ojce> <http://dx.doi.org/10.4236/ojce.2014.41003>
- [126] (MTPTC) Le Ministère des Travaux Publics, des Transports et des Communications d'Haïti, 2012. *Guide de renforcement parasismique et paracyclonique des bâtiments*. Haïti.
- [127] AFPS, 2002. *Construction parasismique des maisons individuelles aux Antilles “Guide CP-MI Antilles”*. Recommandations AFPS tome IV. Association Française du génie ParaSismique. Paris.
- [128] Keyvan Ramin, 2014. *Study of Short Column Behavior Originated from the Level Difference on Sloping Lots during Earthquake (Special Case: Reinforced Concrete Buildings)*. Copyright © 2014 by authors and Scientific Research Publishing Inc. <http://creativecommons.org/licenses/by/4.0/>
- [129] Ali Koçak, 2013. *The effect of short columns on the performance of existing buildings*. Department of Civil Engineering, Yıldız Technical University, 34210,

- Istanbul, Turkey. Article in Structural Engineering & Mechanics. <https://www.researchgate.net/publication/264178390>
- [130] Alireza Tabrizikahou, Mieczysław Kuczma, Magdalena Łasecka-Plura, Ehsan Noroozinejad Farsangi, Mohamamd Noori, Paolo Gardoni, Shaofan Li, 2022. Application and modelling of Shape-Memory Alloys for structural vibration control: State-of-the-art review. *Construction and Building Materials* 342 (2022) 127975. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127975>
- [131] I,şık, E.; Uluta,ş, H.; Harirchian, E.; Avcil, F.; Aksoylu, C.; Arslan, M.H, 2023. Performance-Based Assessment of RC Building with Short Columns Due to the Different Design Principles. *Buildings* 2023, 13, 750. <https://doi.org/10.3390/buildings13030750>
- [132] Mohanad Y. Abdulwahid, Tamer Haddad, Hend Tubaila, Imad A. Al-Qasem, 2020. Multiple Linear Regression Modelling for Predicting Building's Short Columns Loads under Gravity. *International Journal of Engineering Research and Technology*. ISSN 0974-3154, Volume 13, Number 7 (2020), pp. 1671-1685 © International Research Publication House. <http://www.irphouse.com>
- [133] Ghosh R. Debbarma R, 2019. Effect of slope angle variation on the structures resting on hilly region considering soil–structure interaction, *International Journal of Advanced Structural Engineering*, 11, 67– 77. (2019).
- [134] Caglar, N.; Vural, I.; Kirtel, O.; Saribiyik, A.; Sumer, Y, 2023. Structural damages observed in buildings after the 24 January 2020 Elazığ-Sivrice earthquake in Türkiye. *Case Studies in Construction Materials*. 2023, 18, e01886.
- [135] MINISTERE DE L'HABITAT ALGERIENNE, 2024. Document technique règlementaire DTR BC 2 48. Règles Parasismiques Algériennes RPA 99 / Version 2024.
- [136] Biao Hu, Xiaohan Wang, Yingwu Zhou, Xiaoxu Huang, Zhongfeng Zhu, 2024. Seismic performance of shear-critical RC columns strengthened by multiple composites considering shifted failure zone. *Case Studies in Construction Materials*. Volume 20, July 2024, e02971
- [137] M. Del Zoppo, M. Di Ludovico, A. Balsamo, A. Prota, G. Manfredi, 2017. FRP for seismic strengthening of shear controlled RC columns: experience from earthquakes and experimental analysis. *Compos Part B*, 129 (2017), pp. 47-57
- [138] D.W. Zhang, Y.X. Zhao, W.L. Jin, T. Ueda, H.S. Nakai, 2017. Shear strengthening of corroded reinforced concrete columns using pet fiber based composites. *Eng. Struct.*,

153 (2017), pp. 757-765

- [139] LE NGUYEN Khuong, 2015. Contribution à la compréhension du comportement des structures renforcées par FRP sous séismes. Thèse présentée pour l'obtention du grade de docteur en génie civil, INSA Lyon, France.
- [140] KAHIL Amar, 2015. Évaluation de la performance sismique des structures en béton armé en tenant compte de la nocivité du signal sismique. Thèse présentée pour l'obtention d'un doctorat en génie civil. Université Mouloud Mammeri de Tiziouzou. Algérie.