

THÈSE

Présentée devant

L'INSTITUT NATIONAL DES SCIENCES APPLIQUÉES DE LYON

Pour obtenir

LE GRADE DE DOCTEUR

Spécialité : Génie Civil

Par

Khuong LE NGUYEN

Contribution à la compréhension du comportement des structures renforcées par FRP sous séismes

Soutenue le 04 Mars 2015, devant la Commission d'Examen

Panagiotis KOTRONIS	Professeur (Ecole Centrale de Nantes)	Rapporteur
Marco SAVOIA	Professeur (Université de Bologna-Italy)	Rapporteur
Etienne GALLITRE	Docteur Ingénieur, EDF	Examineur
Emmanuel FERRIER	Professeur (IUT LYON 1)	Examineur
Michael BRUN	Maître de conférences (INSA de Lyon)	Co-Directeur de thèse
Nicolae ILE	Ingénieur de recherche (CEA Paris)	Co-Directeur de thèse
Ali LIMAM	Professeur (INSA de Lyon)	Directeur de thèse

INSA Direction de la Recherche - Ecoles Doctorales – Quinquennal 2011-2015

SIGLE	ECOLE DOCTORALE	NOM ET COORDONNEES DU RESPONSABLE
CHIMIE	CHIMIE DE LYON http://www.edchimie-lyon.fr Sec :Renée EL MELHEM Bat Blaise Pascal 3° etage Insa : R. GOURDON	M. Jean Marc LANCELIN Université de Lyon – Collège Doctoral Bât ESCPE 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43 13 95 directeur@edchimie-lyon.fr
E.E.A.	ELECTRONIQUE, ELECTROTECHNIQUE, AUTOMATIQUE http://edeea.ec-lyon.fr Secrétariat : M.C. HAVGOUDOUKIAN eea@ec-lyon.fr	M. Gérard SCORLETTI Ecole Centrale de Lyon 36 avenue Guy de Collongue 69134 ECULLY Tél : 04.72.18 60.97 Fax : 04 78 43 37 17 Gerard.scorletti@ec-lyon.fr
E2M2	EVOLUTION, ECOSYSTEME, MICROBIOLOGIE, MODELISATION http://e2m2.universite-lyon.fr Insa : H. CHARLES	Mme Gudrun BORNETTE CNRS UMR 5023 LEHNA Université Claude Bernard Lyon 1 Bât Forel 43 bd du 11 novembre 1918 69622 VILLEURBANNE Cédex Tél : 06.07.53.89.13 e2m2@univ-lyon1.fr
EDISS	INTERDISCIPLINAIRE SCIENCES- SANTÉ http://www.ediss-lyon.fr Sec : Insa : M. LAGARDE	• Mme Emmanuelle CANET-SOULAS INSERM U1060, CarMeN lab, Univ. Lyon 1 Bâtiment IMBL 11 avenue Jean Capelle INSA de Lyon 696621 Villeurbanne Tél : 04.72.68.49.09 Fax :04 72 68 49 16 Emmanuelle.canet@univ-lyon1.fr
INFOMATHS	INFORMATIQUE ET MATHÉMATIQUES http://infomaths.univ-lyon1.fr Sec :Renée EL MELHEM Bat Blaise Pascal 3° etage infomaths@univ-lyon1.fr	Mme Sylvie CALABRETTO LIRIS – INSA de Lyon Bat Blaise Pascal 7 avenue Jean Capelle 69622 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72. 43. 80. 46 Fax 04 72 43 16 87 Sylvie.calabretto@insa-lyon.fr
Matériaux	MATERIAUX DE LYON http://ed34.universite-lyon.fr Secrétariat : M. LABOUNE PM : 71.70 –Fax : 87.12 Bat. Saint Exupéry Ed.materiaux@insa-lyon.fr	M. Jean-Yves BUFFIERE INSA de Lyon MATEIS Bâtiment Saint Exupéry 7 avenue Jean Capelle 69621 VILLEURBANNE Cedex Tél : 04.72.43 83 18 Fax 04 72 43 85 28 Jean-yves.buffiere@insa-lyon.fr
MEGA	MECANIQUE, ENERGETIQUE, GENIE CIVIL, ACOUSTIQUE http://mega.universite-lyon.fr Secrétariat : M. LABOUNE PM : 71.70 –Fax : 87.12 Bat. Saint Exupéry mega@insa-lyon.fr	M. Philippe BOISSE INSA de Lyon Laboratoire LAMCOS Bâtiment Jacquard 25 bis avenue Jean Capelle 69621 VILLEURBANNE Cedex Tél :04.72 .43.71.70 Fax : 04 72 43 72 37 Philippe.boisse@insa-lyon.fr
ScSo	ScSo* http://recherche.univ-lyon2.fr/scso/ Sec : Viviane POLSINELLI Brigitte DUBOIS Insa : J.Y. TOUSSAINT	M. OBADIA Lionel Université Lyon 2 86 rue Pasteur 69365 LYON Cedex 07 Tél : 04.78.77.23.86 Fax : 04.37.28.04.48 Lionel.Obadia@univ-lyon2.fr

*ScSo : Histoire, Géographie, Aménagement, Urbanisme, Archéologie, Science politique, Sociologie, Anthropologie

À mes chers parents,

À ma femme Mai et ma fille Camille

RÉSUMÉ

Dans le cadre de la mise à niveau sismique des bâtiments existants, la technique de renforcement par placage et enrobage de polymères renforcés de fibres (FRP) offre une réponse pertinente. L'objectif de cette thèse est de proposer une modélisation fiable pour la détermination de la réponse quasi-statique et dynamique d'une grande variété d'éléments de structure et d'identifier les apports possibles d'une telle modélisation à la conception. Les stratégies de modélisation s'appuient sur l'utilisation d'éléments finis massifs ou basés sur une cinématique simplifiée (coques multicouches et poutres multifibres), associés à des modèles locaux d'endommagement et de plasticité pour les matériaux en présence (béton, armatures et FRP). L'hypothèse d'adhérence parfaite, d'une part, entre les armatures et le béton, et d'autre part, entre les bandes de FRP et le béton, permet de calculer efficacement les cas des poteaux courants, des poteaux courts, des voiles longs et courts, dans les régimes quasi-statique (pushover) et dynamique. Le renforcement par placage et enrobage FRP pour des structures en béton armé, est reproduit au sein de la modélisation par un apport de matière (éléments de type barre avec les caractéristiques propres des FRP) et des modifications des paramètres de la loi de comportement du béton, justifiées par l'expérimentation et la littérature. La pertinence de l'approche est finalement démontrée en confrontant la réponse temporelle de structures à l'échelle 1, de type ossature ou de type contreventé par des voiles, aux résultats expérimentaux issus de benchmarks internationaux.

Mots-Clés : simulation des structures en béton armé sous séismes ; renforcement par FRP ; mur sous cisaillement ; poteau courant ; poteau court ; structure complète irrégulière de type ossature ou contreventée par des voiles.

ABSTRACT

In the context of the building's protection against seismic risk, the strengthening technique by FRP (Fiber Reinforced Polymers) plating and wrapping provides a relevant solution. The objective of this thesis is to propose a reliable modeling for determining the quasi-static and dynamic responses of a wide variety of structural elements and to draw advantage in design. The modeling strategies make use of 3D elements or finite elements based on simplified kinematics (multilayer shells or multifiber beams), associated with local damage and plasticity laws for the constitutive materials (concrete, rebar and FRP). The perfect bond assumption between steel-concrete and FRP-concrete allows efficiently calculating the quasi-static and dynamic behaviors of short and slender columns, as well as short and slender walls. The mechanical contribution of FRP plating and wrapping is reproduced in the modeling by adding material (bar type elements with FRP characteristics) and by changing the parameters of the concrete model on the basis of the experience and analytical formula issued from the literature. The relevance of the approach is finally highlighted by comparing the time-history response of real braced frame or wall structures with the experimental results.

Keywords: Simulation of reinforced concrete structures under earthquake loading; FRP reinforcement; Shear wall; Columns; Full irregular structure.

TABLE DES MATIÈRES

REMERCIEMENTS	Erreur ! Signet non défini.
RÉSUMÉ.....	ii
ABSTRACT	iii
TABLE DES MATIÈRES.....	iv
INTRODUCTION GÉNÉRALE.....	1
Préambule.....	1
Objectifs et portée de la recherche.....	2
Contenu de la thèse	4
1 ASPECTS DU RENFORCEMENT PARASISMIQUE DES BÂTIMENTS EXISTANTS....	5
1.1 Introduction.....	6
1.2 Séismes et pathologies associées aux bâtiments.....	6
1.2.1 Dommages subis par les portiques	6
1.2.2 Dommages subis par des murs de cisaillement.....	10
1.2.3 Dommages divers et conclusion.....	12
1.3 Stratégies de renforcement, adaptation à l'ouvrage.....	14
1.3.1 Mise à niveau des capacités des éléments.....	14
1.3.2 Réduction des effets de la demande sismique.....	15
1.4 Techniques de renforcement pour des structures en béton armé	16
1.4.1 Méthodes d'intervention locales.....	17
1.4.2 Méthodes d'intervention globale.....	24
1.5 Renforcement par FRP.....	30
1.5.1 Système d'ancrage.....	30
1.5.2 FRP-Poteaux.....	32
1.5.3 FRP – Voiles	36
1.5.4 Nœud d'ossature.....	40
1.5.5 Structure renforcée	44
1.5.6 Conclusion.....	47
1.6 Sélection de méthode d'intervention	48
2 MÉTHODES D'ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DU BÂTI EXISTANT	49
2.1 Évaluation	50

2.1.1	Caractéristiques de la conception parasismique	50
2.1.2	Procédure d'évaluation.....	52
2.2	Analyse non-linéaire	54
2.2.1	Procédures statiques non-linéaires	54
2.2.2	Analyse temporelle non-linéaire.....	62
2.2.3	Paramètres entrées de l'analyse temporelle.....	63
2.3	Évaluation des caractéristiques dynamiques.....	66
2.3.1	Dégradation de la fréquence propre au cours du temps	66
2.3.2	Évolution du taux d'amortissement visqueux équivalent.....	67
2.3.3	Énergie dissipée.....	67
3	MÉTHODES DE MODÉLISATIONS ADOPTÉES	69
3.1	Choix du niveau de modélisation.....	70
3.1.1	Approche globale	70
3.1.2	Approche locale.....	71
3.1.3	Approche semi-locale.....	73
3.1.4	Conclusions	77
3.2	Comportement du béton et du béton armé	77
3.2.1	Comportement du béton	77
3.2.2	Comportement du béton armé	79
3.2.3	Problématique.....	80
3.2.4	Modèle béton INSA.....	82
3.2.5	Modèle béton RICRAG.....	86
3.2.6	Modèle béton uni-axial.....	89
3.2.7	Modèle d'acier.....	92
3.2.8	Modèle d'ancrage	93
3.3	Modélisation des FRPs.....	94
3.3.1	Effet de décollement.....	94
3.3.2	Renforcement en flexion	95
3.3.3	Effet de confinement	96
3.4	Validation des méthodes proposées	100
3.4.1	Cas d'étude - Poteaux courants dans le cadre du projet INPERMISE	100
3.4.2	Modélisation à plusieurs niveaux d'approches.....	104

3.4.3	Prise en compte du confinement et du renforcement en flexion	106
3.4.4	Résultats numériques.....	107
3.4.5	Conclusion.....	111
4	APPLICATION AUX ÉLÉMENTS DE STRUCTURES ET DES STRUCTURES COMPLETES.....	112
4.1	Application aux éléments de structure	113
4.1.1	Modélisation des voiles au cisaillement sous chargement statique.....	113
4.1.2	Modélisation des voiles au cisaillement sous chargement sismique	115
4.1.3	Modélisation des poteaux courts sous chargement statique	117
4.2	Bâtiment irrégulier renforcé par FRP - Projet SPEAR	120
4.2.1	Descriptions du système de test.....	120
4.2.2	Structure renforcée par FRP	123
4.2.3	Modélisation par éléments poutres multifibres	125
4.2.4	Résultats des modélisations numériques	129
4.2.5	Analyse des résultats obtenus.....	134
4.2.6	Conclusion.....	136
4.3	Contribution au projet Smart2013.....	137
4.3.1	Introduction	137
4.3.2	Description de la maquette SMART2013	139
4.3.3	Analyses préliminaires - Étape #1 + Étape #2.....	141
4.3.4	Analyses dynamique sous forte intensité sismique	146
4.3.5	Évaluation des stratégies de renforcement	149
4.3.6	Conclusion et perspective.....	153
	CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES.....	154
A	ANNEXE 1 - PUSHOVER EXPERIMENT AND NUMERICAL ANALYSES ON CFRP-RETROFIT CONCRETE SHEAR WALLS WITH DIFFERENT ASPECT RATIOS.....	156
A.1	Introduction.....	158
A.2	Experimental database	160
A.2.1	Materials.....	160
A.2.2	Specimen design.....	161
A.3	Test results	164
A.3.1	Slender wall.....	164
A.3.2	Short wall	167

A.4	Constitutive models for finite element approach	169
A.4.1	Smearred fixed crack model (INSA) for concrete	170
A.4.2	Coupled Elasto-plastic damage (RICRAG) model for concrete	173
A.4.3	1D cyclic elastoplastic model for steels and CFRP strips	174
A.5	Pushover Finite Element Analyses	175
A.5.1	Meshes and material properties for unretrofitted RC walls.....	175
A.5.2	Meshes and material properties for CFRP-reinforced RC walls.....	178
A.5.3	Main parameters for pushover analyses	178
A.5.4	Global results and failure modes of the slender wall	179
A.5.5	Global results and failure modes of the short wall	181
A.6	Conclusion	186
B	ANNEXE 2 - ANALYSIS OF FULLY AND PARTIALLY FRP-STRENGTHENED SHORT RC COLUMNS BY ANALYTICAL AND NUMERICAL	188
B.1	Introduction.....	190
B.2	Experimental database	191
B.2.1	Experimental procedure.....	191
B.2.2	Test results.....	194
B.3	Analytical approach	195
B.3.1	Effects of confinement on σ - ε behavior by FRP wrapping	195
B.3.2	Shear strength from the ultimate flexural capacity of columns.....	197
B.3.3	Ultimate shear strength of the as-built column.....	199
B.3.4	FRP composite contribution for the retrofitted columns.....	200
B.3.5	Failure modes and strength shear	201
B.4	Numerical approach by finite element pushover analysis.....	202
B.4.1	Constitutive models for finite element approach.....	202
B.4.2	Meshes and material properties	203
B.4.3	Pushover simulations.....	205
B.5	Conclusion	211
B.6	Appendix.....	212
B.6.1	Appendix A	212
B.6.2	Appendix B.....	212
B.6.3	Appendix C.....	213
B.6.4	Appendix D	214

B.6.5	Appendix E.....	214
C	ANNEXE 3.....	215
C.1	Optimisation des courbes de comportement.....	215
C.2	Différentes étapes du processus de décision du renforcement.....	216
C.3	Essais expérimentaux.....	217
C.3.1	Essais statiques et quasi statiques.....	217
C.3.2	Essais pseudo-dynamique.....	218
C.3.3	Essais sur table vibrante.....	220
C.3.4	Techniques de sous-structuration hybride.....	221
C.4	Projet Spear.....	222
C.5	Projet Smart 2013.....	224
C.6	Définition de l'action sismique.....	229
C.6.1	Détermination du niveau de risque.....	229
C.6.2	Composantes pour l'évaluation des spectres de calcul.....	230
C.6.3	Spectre horizontal.....	232
C.6.4	Spectre vertical.....	233
	RÉFÉRENCES.....	234

INTRODUCTION GÉNÉRALE

Préambule

Au cours des vingt dernières années, des séismes de grande ampleur ont mis en lumière la question de la mise à niveau des structures sous sollicitation sismique. Les pathologies post-sismiques observées sont dues à un renforcement insuffisant (manque d'étriers pour assurer un certain niveau de ductilité, ancrages insuffisants), une distribution non uniforme de la raideur ou de la masse en plan et en élévation du bâtiment, un système de fondation insuffisant, une mauvaise qualité des matériaux, la dégradation des aciers et ancrages par corrosion, ainsi qu'un éventuel changement d'utilisation du bâtiment et de ses équipements. Le résultat de ces déficiences est la diminution du niveau de protection sismique et une vulnérabilité sismique accrue.

Compte tenu des nombreuses déficiences parfois présentes dans un même bâti, du coût économique et des conséquences sociétales d'un éventuel remplacement de ce bâti, le développement d'une méthodologie sismique pour le renforcement ou la mise à niveau des bâtiments existants est indispensable. Il est à noter que le renforcement du bâtiment est une opération techniquement difficile et délicate, qui peut coûter beaucoup plus cher que la construction parasismique d'ouvrages neufs. La définition d'une stratégie de renforcement ou réparation, pour différents niveaux de sollicitations, ainsi que l'estimation de la capacité du bâtiment rénové, sont des étapes nécessaires et essentielles pour l'établissement d'une stratégie de mise à niveau sismique.

En Amérique du Nord, les effets destructeurs des tremblements de terre de San Fernando (1971), Loma Prieta (1989) et Northridge (1994), ont catalysé un programme de recherche vaste et coordonné, visant à créer des recommandations de conception pour l'évaluation et la mise à niveau sismique des structures existantes. Les résultats de ce programme sont synthétisés dans les guides de recommandations parasismiques *ATC-40 (1996)* et *FEMA 273/274 (1997)*.

En Europe, la norme Eurocode 8 partie 3 (*EN 1998-3 2005*): "Calcul des structures pour leur résistance au séisme – Partie 3 : Evaluation et renforcement des bâtiments" fournit une méthodologie permettant d'estimer la nécessité de renforcer un bâtiment donné face à l'action sismique. Dans ce sens, elle introduit une approche permettant de sélectionner les mesures correctives nécessaires et de dimensionner ce renforcement afin d'atteindre un niveau de sécurité défini par avance. Cette mise à niveau couvre à la fois le renforcement des structures non endommagées et la réparation des structures endommagées par le séisme. Il s'agit d'une démarche assez innovante à laquelle les acteurs de la construction en France ne sont pas encore habitués. Dans le cas de l'évaluation et du renforcement, il faut donc traiter l'existant en prenant en compte les modifications apportées à une zone vulnérable, ce qui peut avoir des conséquences sur les zones adjacentes non directement concernées par le renforcement. Compte tenu de la complexité de ces nouvelles méthodes et du retour d'expérience limité concernant leur application, l'élaboration d'approches simplifiées se révèle encore assez difficile.

Objectifs et portée de la recherche

Les difficultés liées aux méthodes d'évaluation existantes sont partiellement éliminées si on dispose de résultats d'essais. En de telles circonstances, on maîtrise mieux les caractéristiques des matériaux, les conditions limites et le chargement appliqué. De ce fait, la prise en compte de ces paramètres dans la modélisation est plus précise. La confrontation des résultats numériques avec ceux des essais permet alors, d'une part, de valider (ou invalider) le modèle numérique, et d'autre part, d'améliorer la compréhension du comportement du spécimen testé. Si la corrélation simulation-expérience est suffisamment précise et les mécanismes clés bien décrits, à un niveau d'observation intéressant le concepteur, le modèle numérique, peut offrir son appui à l'élaboration des concepts de dimensionnement, à la calibration et à l'évaluation des règles. Les considérations précédentes situent le contexte de notre travail, dont l'objectif général est d'aboutir aux techniques de modélisation qui puissent contribuer à :

- **Proposer une modélisation fiable applicable aux éléments de structure comme des voiles en cisaillement, des poteaux courts et des poteaux courants soumis à des chargements sismiques,**
- **Proposer une modélisation simplifiée des renforcements par fibres de polymère (CFRP ou GFRP pour « Carbon » ou « Glass Fiber Reinforced Polymer »),**
- **Mieux comprendre le comportement des bâtiments renforcés et non renforcés au chargement sismique.**

Face à un problème dynamique, ces techniques de modélisation doivent être en mesure de rendre compte de la plupart des phénomènes importants observés au niveau local, tels que la fissuration du béton, le comportement non linéaire des matériaux, avec plus précisément, le comportement unilatéral des fissures (ouverture/fermeture), la plasticité de l'acier, la dégradation de la liaison acier-béton. De plus, une bonne compréhension du comportement d'un élément de structure jusqu'à la ruine, nécessite l'accès à la distribution spatiale de l'état d'endommagement du matériau. Pour répondre à ces besoins, nous nous orientons vers des approches à plusieurs niveaux : approche locale tridimensionnelle avec des éléments finis de type massif, ou des approches qui présupposent une cinématique particulière, comme les approches locale bi-axiale et semi-locale uniaxiale, qui mobilisent, respectivement, des éléments finis de type coque multicouches et de type poutre multifibres.

Les stratégies de simulation mises en place dans ce travail visent à reproduire l'apport en termes de résistance, ductilité et capacité de dissipation d'énergie, des renforcements locaux par placage et enrobage de polymères renforcés de fibres (FRP). Ce travail s'appuie sur une diversité importante d'essais expérimentaux, conduits en dehors du travail de thèse, couvrant les cas des poteaux courants, poteaux courts, voiles longs, voiles courts et très courts, sous chargements quasi-statique et dynamique, ainsi que des bâtiments complets de type ossature ou à voiles de contreventement. Les résultats des campagnes d'essais, présentées brièvement dans la suite, ont alimenté nos modélisations. Les voiles en cisaillement et les poteaux courants sont issus du projet INPERMISE (INGénierie PERformantielle pour la MIse en SEcurité des ouvrages par matériaux composites). Les poteaux courts ont été réalisés et testés dans le cadre d'un projet de recherche du laboratoire (LGCIE, site Bohr), il y a 5 ans. Les voiles très courts et fortement ferrailés ont été testés selon une procédure pseudo-dynamique dans le cadre d'un projet européen datant de 1999-

2000 : le programme SAFE (Structures Armées Faiblement Élancées), laboratoire ELSA, JRC, Ispra. Enfin, les résultats expérimentaux de deux structures complètes (de types ossature et voile) sont issus de benchmarks internationaux : le benchmark SPEAR (« Seismic **P**erformance Assessment and **R**ehabilitation »), structure de type ossature testée pseudo-dynamiquement au laboratoire ELSA, JRC, Ispra, et le benchmark SMART-2013 (« Seismic design and best-estimate **M**ethods Assessment for **R**einforced concrete buildings subjected to **T**orsion and non-linear effects »), structure du type nucléaire avec voiles, testée dynamiquement sur la table vibrante AZALEE, au CEA, Saclay. On distingue deux techniques de renforcement par FRP, par placage ou par enrobage, conduisant à des stratégies numériques différentes selon les apports du FRP en termes de résistance ou de ductilité.

Pour la technique de renforcement par placage qui consiste à appliquer des bandes FRP aux éléments de structure soumis à des sollicitations de flexion et de cisaillement (voiles longs et courts, poteaux courants), les bandes FRP sont intégrées dans le modèle numérique comme des barres d'armature avec leur comportement mécanique propre, à l'exception de la résistance effective qui est modifiée par des coefficients justifiés par les essais ou la littérature. Cette limitation de la résistance effective prend en compte le décollement des FRP pour un certain niveau de déformation. Après décollement, la résistance est maintenue lorsque des ancrages sont présents, ou bien, lorsque des longueurs effectives suffisantes d'adhérence du FRP sont satisfaites. Sinon, une perte de résistance est introduite via un modèle de comportement de type fragile. Le renforcement par FRP conduit à des changements de comportement du béton au niveau local tels que l'ouverture de fissure et l'espacement entre les fissures. Afin de les prendre en compte, les paramètres d'énergie de rupture (déformations à la rupture en compression et en traction par fissuration) sont augmentés selon des lois empiriques de la littérature qui dépendent de la configuration et du type de renfort. Les apports du placage FRP se situent à plusieurs niveaux : les résistances en flexion et cisaillement par apport de matière, et une ductilité supplémentaire pour le béton.

Pour la technique de renforcement par enrobage, l'effet de confinement est le point essentiel : l'enrobage FRP permet d'augmenter la ductilité et la résistance en compression du béton (cas des poteaux courants et courts). Les bandes FRP sont modélisées par des barres qui jouent un rôle d'armature transversale sous l'effort de cisaillement. Afin de prendre en compte l'effet de confinement, la résistance en compression et la déformation ultime en compression sont augmentées dans les zones renforcées par FRP. Les apports de l'enrobage FRP s'expriment surtout en termes de ductilité et d'augmentation de la résistance en compression du béton grâce au confinement dû à l'enrobage, et dans une moindre mesure en termes de résistance en cisaillement par apport de matière.

La confrontation systématique avec l'expérience des stratégies proposées dans ce travail pour la prise en compte des FRP dans les modèles de structure en béton armé, confirme la pertinence des choix et approches numériques proposés dans le cadre de cette thèse. Ainsi, la validation, couvre deux volets, d'une part, la confrontation de nos résultats numériques avec ceux issus des essais, et d'autre part, la démonstration de l'efficacité de ces approches pour des applications à **l'échelle 1**.

Contenu de la thèse

Le document de thèse se structure autour de quatre chapitres.

Le **chapitre 1**, « Aspects du renforcement parasismique des bâtiments existants » débute par une description des pathologies essentielles observées sur les bâtiments sous chargement sismique. Les stratégies et les techniques de renforcement existantes dans la littérature sont ensuite présentées. La technique de renforcement par FRP est notamment détaillée. Le chapitre se termine par le choix des méthodes d'intervention.

Le **chapitre 2**, « Méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique du bâti existant » synthétise les méthodes d'évaluation sismique disponibles pour des bâtiments. Les deux méthodes adoptées pour notre étude, l'analyse pushover et l'analyse temporelle non-linéaire, sont détaillées. Le choix des paramètres du calcul temporel, comme l'amortissement ou la rigidité effective supposée des éléments de structure, est discuté.

Le **chapitre 3**, « Modélisation des structures en béton armé renforcées par FRP » décrit tout d'abord les niveaux de modélisation existants. Le choix d'un niveau de modélisation dépend des objectifs de l'étude. Pour les études dans le cadre de cette thèse, les approches locale et semi-locale sont adoptées. Plusieurs modèles de comportement du béton, des armatures et des FRP, sont présentés, ainsi que les algorithmes de résolution utilisés dans ce mémoire. Enfin, l'utilisation des éléments de coques multicouches et de poutres multifibres associés aux modèles de matériaux présentés et implantés dans le code éléments finis Cast3M, est validée pour la simulation des poteaux courants renforcés et non renforcés par FRP.

Au sein du **chapitre 4**, « Application aux éléments de structure et structures complètes », la pertinence des modèles de matériaux, ainsi que des techniques de modélisation, est validée en simulant les réponses quasi-statique et dynamique de différents éléments de structure comme des poteaux courts, des voiles longs, des voiles courts et des voiles très courts et fortement ferrailés relevant du domaine de la construction nucléaire. Ces stratégies de modélisation sont ensuite appliquées avec succès à des structures à l'échelle 1. La première est un bâtiment de type portique réalisé dans le cadre du projet SPEAR, testé pseudo-dynamiquement dans les cas non renforcés et renforcés localement par FRP. Le second bâtiment est représentatif d'un bâtiment de centrale nucléaire, pourvu de voiles de cisaillement, dont la maquette est conçue et testée dynamiquement sur la table vibrante AZALEE, au CEA, Saclay, dans le cadre du projet SMART-2013. Pour ces deux applications représentatives de structures complètes réelles, les techniques numériques proposées dans le cadre de cette thèse s'avèrent efficaces et suffisamment simples pour permettre la simulation fiable de bâtiments complets en béton armé, renforcés ou pas par FRP.

1 ASPECTS DU RENFORCEMENT PARASISMIQUE DES BÂTIMENTS EXISTANTS

Le chapitre débute par une description des pathologies essentielles associées aux bâtiments sous chargement sismique. Des stratégies et des techniques de renforcement existantes dans la littérature sont ensuite présentées, dont la technique de renforcement par FRP appliquée au niveau local de la structure. Le chapitre se termine par le choix de la méthode d'intervention.

1	ASPECTS DU RENFORCEMENT PARASISMIQUE DES BÂTIMENTS EXISTANTS....	5
1.1	Introduction.....	6
1.2	Séismes et pathologies associées aux bâtiments.....	6
1.2.1	Dommages subis par les portiques.....	6
1.2.2	Dommages subis par des murs de cisaillement.....	10
1.2.3	Dommages divers et conclusion.....	12
1.3	Stratégies de renforcement, adaptation à l'ouvrage.....	14
1.3.1	Mise à niveau des capacités des éléments.....	14
1.3.2	Réduction des effets de la demande sismique.....	15
1.4	Techniques de renforcement pour des structures en béton armé.....	16
1.4.1	Méthodes d'intervention locales.....	17
1.4.2	Méthodes d'intervention globale.....	24
1.5	Renforcement par FRP.....	30
1.5.1	Système d'ancrage.....	30
1.5.2	FRP-Poteaux.....	32
1.5.3	FRP – Voiles.....	36
1.5.4	Nœud d'ossature.....	40
1.5.5	Structure renforcée.....	44
1.5.6	Conclusion.....	47
1.6	Sélection de méthode d'intervention.....	48

1.1 Introduction

L'activité sismique ou tremblement de terre est le résultat d'une libération soudaine d'énergie dans la croûte de la terre qui génère des trains d'ondes sismiques. Un tremblement de terre peut induire des conséquences catastrophiques sur les structures.

Au cours des dernières années, des tremblements de terre dévastateurs ont révélé les faiblesses des bâtiments existants et mis à l'honneur la nécessité de prendre des mesures pour la protection sismique des bâtiments existants. Les observations de terrain, l'enregistrement in situ des différents types de dégâts, ainsi que l'étude des différents mécanismes de comportement, ont largement contribué à l'évolution des codes de conception parasismique. Le but de la conception du renforcement sismique est d'améliorer les capacités structurales (résistance, rigidité, ductilité, stabilité et intégrité), de sorte que la performance du bâtiment puisse être augmentée jusqu'au niveau souhaité. Le renforcement sismique peut se faire de différentes manières et à différents niveaux, en fonction de plusieurs facteurs. Différents obstacles doivent être franchis : convaincre les locataires ou utilisateurs de la nécessité du renforcement sismique ; prendre la décision ; trouver un financement et la société de conseil.

Dans ce chapitre, les pathologies associées aux bâtiments sous chargement sismique sont tout d'abord présentées. Les stratégies de renforcement et d'adaptation appliquées aux structures endommagées sont ensuite décrites : la mise à niveau sismique de la structure existante peut être réalisée par des interventions locales, qui augmentent la capacité des éléments critiques, ou par des interventions globales, qui visent à réduire la demande sismique. A partir de ces méthodes d'intervention, la méthode d'intervention locale par des matériaux en fibres de polymère (FRP) est sélectionnée pour la présentation ultérieure d'études expérimentales et des stratégies de modélisation mises en place pour reproduire le comportement quasi-statique et dynamique des structures en béton armé renforcées par FRP.

1.2 Séismes et pathologies associées aux bâtiments

1.2.1 Dommages subis par les portiques

Beaucoup de bâtiments de faible hauteur et de hauteur moyenne de type portique ont été conçus et construits dans le passé récent, sans accorder une attention spéciale aux risques sismiques. Ce grave défaut dans la conception des structures s'est révélé lors des récents tremblements de terre en divers pays y compris la France. Il y a maintenant une prise de conscience croissante de la nécessité de prendre en compte les charges sismiques dans la conception, en conformité avec les codes en vigueur. En général, la cause principale de la défaillance est l'insuffisance des colonnes, en particulier dans les étages inférieurs. Les colonnes et les poutres doivent être renforcées de manière adéquate et étayées pour empêcher la rupture par cisaillement ou la rupture de flexion. Les bâtiments avec RDC ouverts au sol sont particulièrement dangereux. L'endommagement est concentré au niveau des poteaux courants ou des poteaux courts.

Poteaux courants

Sous excitation sismique, les poteaux courants peuvent être endommagés en cisaillement ou en flexion. Des dommages de cisaillement peuvent se produire à n'importe quel endroit le long du

poteau, accompagnés d'une perte de béton et d'un flambage d'armature longitudinale, en raison des sections de colonnes insuffisantes pour résister aux charges sismiques et aussi de l'insuffisance des longueurs de recouvrement. Des dommages dus aux effets de flexion se produisent soit du fait de l'écrasement du béton en compression, soit du fait de la plastification de l'acier. Ils sont accompagnés de fissures à la traction du béton en raison de la quantité insuffisante de barres d'acier prévues verticalement dans les colonnes, en particulier près des joints poutre-poteau ou près de jonctions colonne – fondation. Ils peuvent également se produire en raison de la mauvaise qualité du béton [Figure 1-4 (b, c)]. *Davidovici (1999)* précise que les dommages apparaissent à l'endroit des reprises de bétonnage lorsqu'elles ont été mal opérées et qu'il n'y a pas ou peu de continuité des armatures [Figure 1-1 (A)]. Le comportement du poteau vis-à-vis des sollicitations qui lui sont appliquées est alors un comportement de flexion. Les armatures longitudinales tendent donc à s'allonger (en traction), et ce phénomène est accompagné d'une ouverture de fissures [Figure 1-1 (B)]. Lors des vibrations sismiques, il y a alternance des zones tendues et comprimées. On obtient donc une fissuration en croix [Figure 1-1 (C)]. Cette dernière correspond à la formation de la rotule plastique. Ce schéma de fissuration s'accompagne d'une dislocation du béton. Les armatures doivent alors reprendre les efforts de compression et comme elles ne sont pas en mesure d'y parvenir, elles se mettent à flamber [Figure 1-1 (D)]. Ce flambage local sera d'autant plus important que le freinage de la zone est faible (peu de cadres d'effort tranchant).

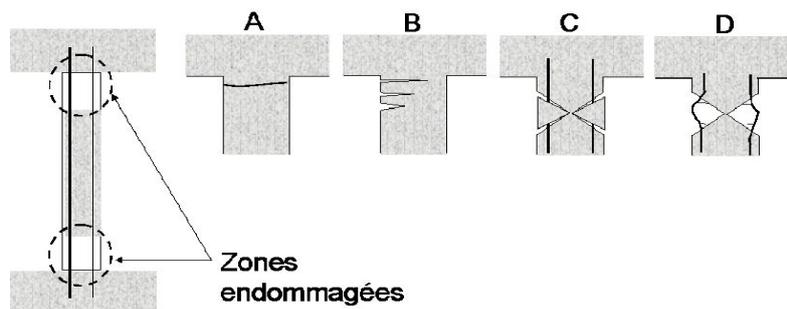


Figure 1-1: Endommagements des poteaux courant ([Davidovici 1999](#))

Les zones critiques des poteaux sont les sections où les contraintes sont maximales (forte demande de ductilité). Elles sont généralement localisées aux extrémités (à l'endroit des encastremets). La rupture par plastification des zones critiques survient suite à de larges déformations inélastiques. Cet endommagement est caractérisé par l'éclatement du béton d'enrobage, puis l'apparition de fissures de flexion provoquées par l'allongement des armatures longitudinales. Enfin, la rupture des armatures transversales et l'écrasement du noyau de béton provoquent le flambement des armatures longitudinales (*Monti 2003*) [Figure 1-2].

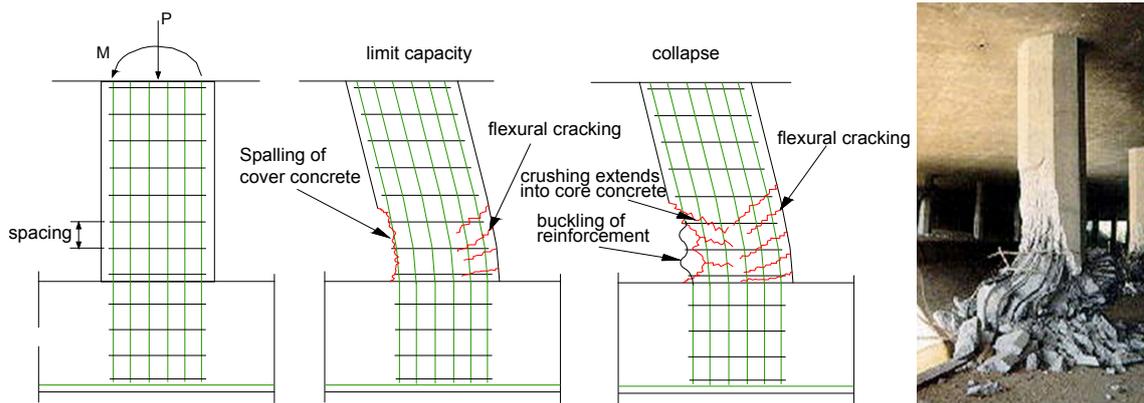


Figure 1-2: Rupture par plastification de la zone critique du poteau courant (gauche) mécanisme de ruine (Monti 2003); (droite) rupture d'une pile de pont lors du séisme de Northridge 1994

Il faut noter que le béton confiné par des armatures transversales peut avoir des déformations largement supérieures à celles du béton seul. On peut ainsi atteindre des déformations de l'ordre de 6 % pour des bétons avec des hauts niveaux de confinement (Mander et al. 1988a). Cette déformabilité est d'autant plus importante que le taux volumétrique des armatures de confinement est important. La rupture de l'élément est gouvernée par la rupture des armatures de confinement. Le calcul de la déformation ultime (expérimentale et non réglementaire) du béton confiné est quant à lui basé sur une approche énergétique développée par (Mander et al. 1988b). Pour cette raison, une attention particulière a été accordée aux armatures transversales dans l'Eurocode 8 (EN 1998-1 2005).

Poteaux courts

Les poteaux courts ayant un élancement inférieur à 3 sont trapus et sont souvent encastrés dans de solides poutres ou sommiers. On se rend alors compte que ce sont des éléments extrêmement rigides. Cette raideur localisée entraîne une concentration d'effort. Les colonnes courtes, dotées d'une grande résistance à la flexion, subissent un énorme gradient de moment et par conséquent un important effort tranchant, qui entraîne souvent une rupture par cisaillement avant même que le moment plastique ne soit atteint. Sous des excitations sismiques, les poteaux courts sont sensibles au dommage de cisaillement et de flambage des armatures longitudinales dues à l'insuffisance des armatures transversales [Figure 1-3].). Ce type de rupture, brutal et non dissipatif, est une cause de l'effondrement lors de tremblement de terre. On constate en effet en première lieu, l'apparition de fissures diagonales dans le béton (dès que la résistance en traction du béton est atteinte), l'ouverture des fissures puis la rupture des armatures transversales, suivie du flambement des armatures longitudinales [Figure 1-4 (d, e)].

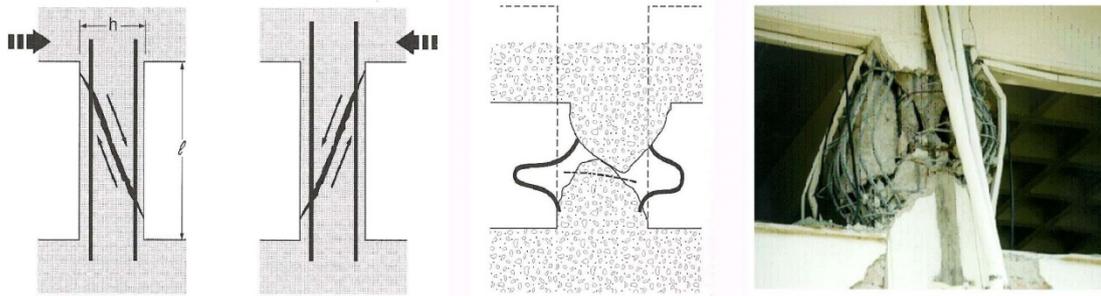


Figure 1-3 - Schéma de rupture des poteaux courts

Nœud d'ossature poteau-poutre

La plupart des structures existantes ont été conçues et construites avant l'élaboration de codes sismiques actuels. L'insuffisance des armatures transversales de la conception poteau-faible/poutre-forte, est la raison principale des endommagements de cisaillement des nœuds d'ossature observés au cours des récents tremblements de terre. Ces dommages peuvent entraîner des performances non ductiles de portique en béton armé. Les récents tremblements de terre, comme ceux de Kocaeli 1999 (Turquie) et Chi-Chi (Taiwan), montrent qu'une rupture par cisaillement fragile dans les nœuds d'ossature est à l'origine de l'effondrement de la structure [Figure 1-4 (a, b)].



Figure 1-4: Dommages subis par les portiques (a) : Rupture en zone de noeud d'ossature (b) : Rupture dans un poteau (c) Rupture de cisaillement dans un poteau (d-e) Rupture des poteaux courts ([Séisme de Boumerdes du 21/05/2003](#)) (f) : Effondrement du 1^{er} niveau (Séismes de Bhuj 2001, Inde)

1.2.2 Dommages subis par des murs de cisaillement

Les murs de cisaillement sont les éléments principaux structurels qui sont utilisés pour assurer la stabilité latérale de la structure, limiter la dérive latérale et lui permettre de résister dans le plan horizontal des charges induites (Paulay 1975). Depuis 1960, les structures de mur de cisaillement ont été pratiquées, pour les immeubles de moyenne et de grande hauteur, dans de nombreux pays exposés au risque sismique. Ils ont été essentiellement conçus comme des systèmes de contreventement pour résister à la charge verticale et horizontale, en Suisse (Greifenhagen et al. 2005) et Hong Kong (Su and Wong 2007). Cependant, des recherches basées sur les enquêtes après des tremblements de terre ont conclu à un comportement non-ductile de ce type de structures, en particulier pour celles construites dans les années 1960-1970. Pincheira and Jirsa (1995) et Greifenhagen et al. (2005), après une étude minutieuse des pathologies des voiles de cisaillement, ont conclu que le faible taux d'armature, le manque d'armatures transversales et l'insuffisance des longueurs de recouvrement au niveau des joints, introduisent des ruptures fragiles de cisaillement, de compression ou de glissement, qui restreignent la capacité de déformation.

Un séisme de forte intensité, la prise en compte de mauvaises hypothèses de calculs ou des erreurs de mise en œuvre font que certaines structures peuvent être sous dimensionnées. Les recommandations parasismiques confèrent un intérêt particulier aux voiles pleins ou mur en béton armé. Ils contribuent à absorber une grande quantité d'énergie (Zacek 1996). Leur capacité augmente proportionnellement à leurs dimensions transversales ; lorsqu'on multiplie par deux l'épaisseur d'un voile de béton, on double également sa capacité énergétique. Le fonctionnement mécanique des voiles diffère selon leur élancement (rapport de la hauteur (H) sur la longueur (L)). Il faut donc faire une distinction entre les voiles élancés ($H / L > 2$) et les voiles courts ($H / L < 2$). Ceci permet de mettre en évidence deux grandes familles de modes de rupture, en s'appuyant sur les descriptions de (Paulay and Priestley 1992).

Les voiles élancés ($H / L \geq 2$)

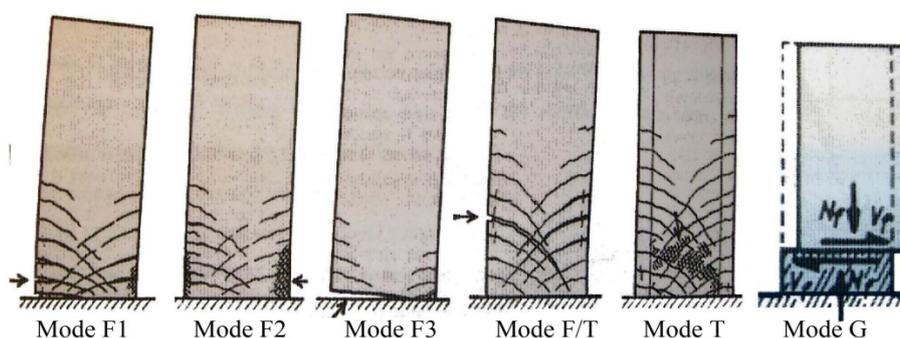


Figure 1-5: Modes de rupture des voiles élancés (Paulay and Priestley 1992)

La rupture en flexion intervient en plan du voile. On distingue 3 modes [Figure 1-5] :

- Le mode F1 : Rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé. C'est le schéma de ruine le plus attendu qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation

d'énergie. On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés, soumis à un effort normal de compression faible et à un cisaillement modéré.

- Le mode F2 : Rupture par écrasement du béton. Ce mode de ruine se rencontre pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important. Le mode F2 est moins ductile que le mode F1, surtout dans le cadre d'une section rectangulaire.
- Le mode F3 : Rupture fragile par des armatures verticales tendues. C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités. La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent alors être accrues en concentrant les armatures verticales aux extrémités.

La rupture en flexion-effort tranchant [Figure 1-5] (Mode F/T) est une rupture par plastification des armatures verticales de flexion et des armatures transversales. C'est le phénomène qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est plus prépondérante et où les armatures horizontales sont insuffisantes.

Pour la rupture par effort tranchant [Figure 1-5], on distingue deux modes :

- Mode T : Rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On l'observe dans les voiles munis de raidisseurs, fortement armés longitudinalement et soumis à des cisaillements élevés.
- Mode G : Rupture par glissement au niveau des reprises de bétonnage. Ce mode de rupture qui est plutôt caractéristique des voiles courts a été aussi observé dans les cas des voiles moyennement élancés. Ce type de rupture peut apparaître lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes, et que la qualité des reprises de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible.

Les voiles courts ($H / L < 2$)

Ce type de voiles endure des sollicitations d'effort tranchant qui créent des ruptures par glissement à l'encastrement, par cisaillement de la diagonale, ou encore par écrasement du béton de l'âme. *Paulay and Priestley (1992)* distinguent 3 modes de rupture des voiles courts [Figure 1-6].

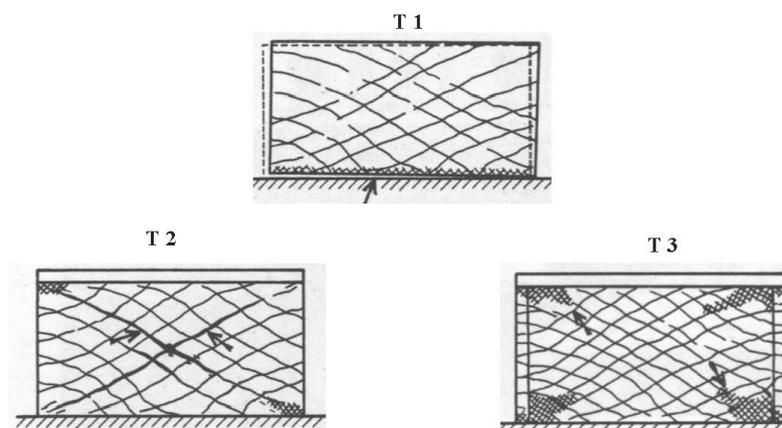


Figure 1-6: Modes de rupture des voiles courts ([Paulay and Priestley 1992](#))

- Mode T1 : rupture par glissement « sliding shear » à l'encastrement. Ce mode de rupture est la conséquence de la plastification progressive des armatures verticales. Il est accompagné d'importants glissements qui réduisent d'une façon significative la raideur et la dissipation hystérétique. Ce type de rupture peut aussi être obtenu lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes.
- Mode T2 : rupture diagonale « diagonal tension failure » avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales. Ce mode est rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal.
- Mode T3 : rupture par écrasement « diagonal compression failure » du béton de l'âme, à la base des bielles qui transmettent les efforts de compression. C'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord.

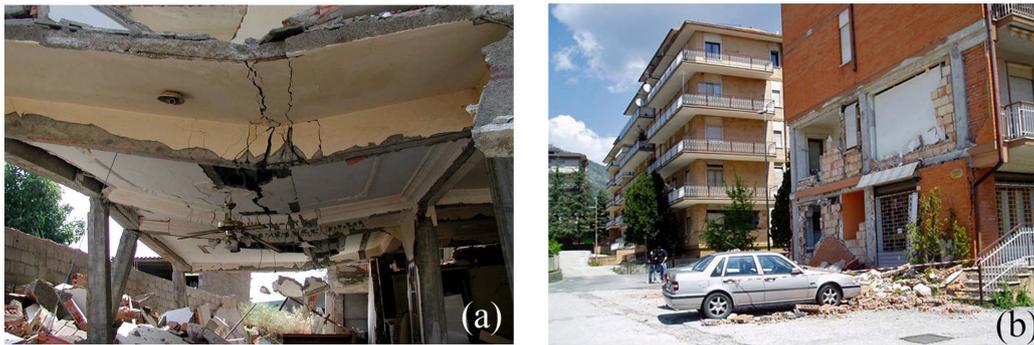
La **Figure 1-7** illustre quelques modes de rupture des voiles en béton armé sous sollicitation sismique.



Figure 1-7: Dommages subis par les voiles (a) Rupture de section à la base du voile (Séisme de Boumerdes du 21/05/2003) ; (b-d) : Rupture en cisaillement des voiles (Séisme de L'Aquila 06/04/2009)

1.2.3 Dommages divers et conclusion

D'autres types de dommages peuvent apparaître aux différents endroits de la structure. Un exemple de dommage de poutre est représenté sur la **Figure 1-8 (a)**. L'immeuble dans ce cas a subi un effondrement d'étages par la rupture des poutres. La raison vient de l'insuffisance de la longueur de recouvrement des barres d'armature ancrées à travers le joint poutre-poteau ou de l'insuffisance des armatures longitudinales conçues à l'effort de flexion. Des dommages de façade n'induisent pas de risque d'effondrement de la structure mais inquiètent les habitants.



**Figure 1-8: Dommages divers (a) : Rupture par flexion des poutres ;
(b) : Dégâts non structurels en façade (Séisme de L'Aquila 06/04/2009)**

Les différents types de ruines pour les constructions peuvent être résumés comme suit :

- Effondrement total ou partiel de plusieurs bâtiments. Dans la majorité des cas, il s'agit d'écrasement du niveau RDC et du premier étage.
- Basculement de certains bâtiments.
- Formation de rotules plastiques au niveau des poteaux.
- Cisaillement des poteaux courts.
- Effondrement total ou partiel de la maçonnerie de remplissage ou de façade.
- Flambement des poteaux en béton armé.
- Rupture par écrasement sous l'effort normal dans les voiles de contreventement composant le noyau du bâtiment (cage d'ascenseur ou d'escaliers).
- Décollement du béton d'enrobage sur une partie ou sur toute la longueur des poteaux.
- Eclatement local du béton, fissuration et rupture de section dans certains voiles, notamment ceux des cages d'ascenseurs.
- Dommages causés par les entrechoquements entre blocs adjacents dus à l'insuffisance du joint sismique.

Dans tous les règlements parasismiques et lors du calcul dynamique des structures on admet souvent pour un séisme majeur un certain type de dommages. Néanmoins, toute anomalie de conception ou de réalisation et toute insuffisance dans la qualité des matériaux utilisés contribue fortement à la vulnérabilité de la structure finale vis-à-vis d'un séisme de forte intensité.

1.3 Stratégies de renforcement, adaptation à l'ouvrage

Le développement d'une stratégie de renforcement pour les bâtiments existants constitue un effort de recherche pour la communauté du génie parasismique. La sélection d'une solution de renforcement et du niveau d'intervention est une procédure complexe, car de nombreux facteurs de nature différente entrent en jeu. Une décision doit être prise sur le niveau d'intervention. Les aspects socio-économiques doivent être pris en compte dans la décision du niveau et du type d'intervention. Par exemple, lors le tremblement de terre à Mexico du 19 Septembre 1985, l'ajout des contreventements externe a montré une capacité de résistance significative du système apportée à la structure (*Jirsa 1994*). Le coût de la mise en œuvre et l'importance de la structure sont des critères indispensables, en particulier dans le cas où la construction a une valeur culturelle ou historique. La durée du travail et l'interruption d'occupation des locaux doivent également être considérées. La fonctionnalité et la compatibilité de l'esthétique de l'intervention avec les bâtiments existants est un engagement supplémentaire.

D'un point de vue technique, la sélection du type et du niveau d'intervention doivent être fondés sur la compatibilité avec le système de construction existant, les matériaux de réparation et les technologies disponibles. Des questions telles que les irrégularités de rigidité, la résistance et la ductilité doivent être examinées en détail. Les irrégularités horizontales (irrégularités dans le plan) sont dues à l'excentricité entre les centres de masse et de rigidité. La répartition inégale de la rigidité peut être le résultat d'une caractéristique architecturale (par exemple bâtiment en forme L) ou fonctionnelle (par exemple façade de bâtiments commerciaux). La position de l'ascenseur et des parois jouent un rôle important dans la répartition de la rigidité dans le plan. Les murs et les colonnes doivent être placés à des endroits stratégiques afin de s'adapter aux irrégularités. La stratégie d'adaptation doit viser à l'équilibre de rigidité ou de masses irrégulières dans le plan. L'ajout de nouveaux éléments (par exemple les murs, RC contreforts extérieurs) peut être utilisé pour traiter des structures irrégulières.

En général, la réhabilitation sismique peut viser soit à récupérer ou améliorer les performances d'origine soit à réduire l'effet de la demande sismique (*FEMA 273 1997*). Certaines stratégies communes sont la restriction ou la modification de l'utilisation du bâtiment, sa démolition partielle, la réduction de la masse, l'addition d'un nouveau système de résistance aux charges latérales, les remplacements, la transformation des éléments et des systèmes non-structuraux, la résistance et la ductilité (*FIB 2003*). De plus, des méthodes telles que l'isolement de base, la fourniture de l'amortissement supplémentaire et l'intégration des dispositifs de contrôle des vibrations actives et passives peuvent s'appliquer (*Soong and Spencer 2002*). Les solutions de «Non intervention» ou «Démolition» sont retenues si la réhabilitation sismique des bâtiments est coûteuse et perturbatrice.

1.3.1 Mise à niveau des capacités des éléments

En cas de mise à niveau sismique, la stratégie d'adaptation comme cadre opérationnel vise à équilibrer l'offre et la demande. La demande est exprimée soit par un spectre de conception, soit par un ensemble d'enregistrements spécifiques à un site. En modifiant la résistance, la rigidité ou la ductilité de la configuration, des résultats de rénovation sont obtenus dans la [Figure 1-9](#). En général, l'amélioration de la ductilité s'applique aux systèmes présentant une mauvaise conception

(insuffisance des cadres d'armature transversale ou des longueurs de recouvrement), tandis que l'amélioration de la résistance et de la ductilité s'applique à des systèmes de faible capacité lorsque la demande sismique est élevée (*Thermou and Elnashai 2006; Thermou et al. 2004, 2007*).

La capacité de déformation et la résistance au cisaillement d'éléments individuels peuvent être considérablement améliorées par le placage et l'enrobage par des polymères renforcés de fibres (FRP) (*EN 1998-3 2005 (A.4.4)*). Ainsi, lorsqu'ils sont appliqués à de nombreux éléments, ils réduisent également les demandes de déformation, pas seulement au niveau local mais aussi au niveau global. L'amélioration de certains détails (comme les mauvaises connexions entre des diaphragmes de plancher ou les mauvais nœuds d'ossature, voir la [section 1.5](#)) est également considérée comme appartenant à cette stratégie de renforcement.

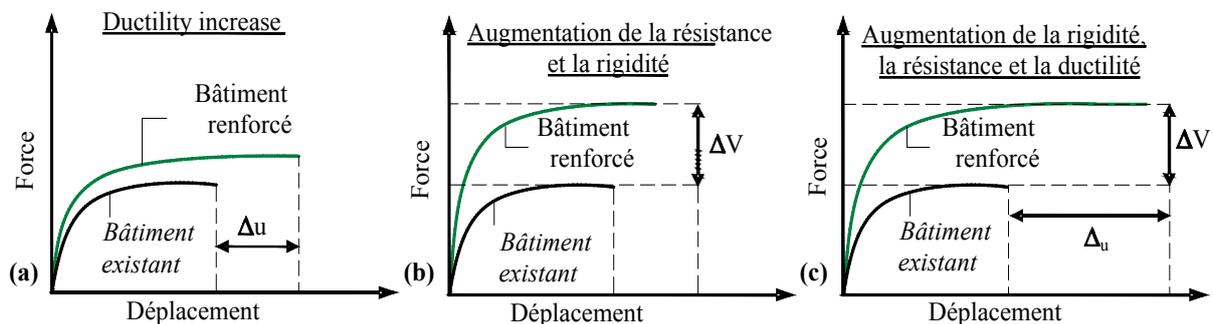


Figure 1-9: Stratégies d'amélioration des performances d'origine

Cette approche modifie des composants existants en utilisant moins d'espace au sol et ne nécessite pas de fermer les ouvertures. Elle est donc en général utilisée lorsqu'on veut ajouter à l'immeuble de nouveaux éléments et elle permet d'augmenter la rigidité et de réduire les déformations sismiques. Cependant, elle peut entraîner le retrait des matériaux, la démolition partielle et la reconstruction des cloisons, ce qui allonge le travail et augmente le coût. En outre, la modification des éléments intérieurs peut perturber l'utilisation du bâtiment. Elle est également adoptée quand il n'est pas possible d'ajouter de nouveaux éléments (par exemple, en raison de contraintes architecturales) ou de fournir un fondement approprié pour eux.

1.3.2 Réduction des effets de la demande sismique

Dans cette stratégie, les déformations de la demande sismique sur les éléments structuraux ou les éléments non structuraux existants sont réduites en dessous de leurs capacités. Les moyens les plus efficaces et communs pour la réduction de la demande de déformation sismique est d'augmenter la rigidité latérale globale. Normalement, cela entraîne une augmentation de la force latérale globale, qui, cependant, doit être considérée comme un sous-produit et non pas comme le but principal de la modernisation. La rigidité latérale globale peut être augmentée par :

- L'ajout d'un nouveau système de résistance pour reprendre toute l'action sismique. Ce système peut être constitué de contreventement en acier (voir [section 1.4.2.4](#)), de nouveaux murs en béton (voir [section 1.4.2.2](#)), de nouveaux cadres rigides, ou de la combinaison de ceux-ci. Les nouveaux éléments sont normalement placés sur le périmètre, afin de faciliter leur fondation et de limiter les perturbations de l'utilisation de l'immeuble. Les éléments essentiels de cette approche sont les nouvelles fondations et les connexions au système

existant pour le transfert des forces d'inertie. Dans ce cas, le nouveau système est conçu en conformité avec un code de conception pour les nouveaux bâtiments, tandis que les éléments existants sont considérés comme «secondaires» (Fardis 2009).

- L'ajout de nouveaux éléments, pour compléter le système structurel existant. Les nouveaux éléments sont mis en place pour équilibrer un système asymétrique dans le plan, ou éliminer des étages faibles. Si la contribution des éléments ajoutés à la rigidité latérale est grande, cette approche peut être considérée comme une version réduite de l'approche précédente.
- La transformation des murs de remplissages non-structuraux en éléments structuraux, et leur intégration avec le cadre qui les entoure (Murty *et al.* 2013). Cette méthode a de nombreux aspects en commun avec les deux solutions citées précédentes, mais elle n'est pas très utilisée en réalité car on manque de techniques de base suffisantes pour la vérification des murs de remplissage comme éléments structuraux "primaires". Quand les recouvrements sont ajoutés, ils contiennent des connexions ou un ancrage à la fondation. Ces connexions s'avèrent délicates à dimensionner (prise en compte de la corrosion).
- La réduction de la masse est un autre moyen de réduire la déformation et les déplacements maximaux de la structure. Elle peut être mise en œuvre par la suppression d'éléments lourds (par exemple, les réservoirs d'eau, des équipements lourds, les charges de stockage), en remplaçant des dalles ou des revêtements lourds par des éléments plus légers, ou même en démolissant un ou plusieurs étages supérieurs.
- L'introduction de l'isolation des fondations et des systèmes de dissipation de l'énergie est également un moyen pour réduire les exigences de déformation sismiques. Par contre, pour les bâtiments existants, ces techniques ne sont pas rentables car elles sont difficiles à mettre en œuvre (il faut couper des éléments verticaux à la base, soulever la superstructure autour des isolations de base, etc.). Dans tous les cas, l'isolement de base est une technique sophistiquée et complexe et son application nécessite non seulement des compétences spécialisées, mais aussi une vérification complexe (Kaptan 2013).

1.4 Techniques de renforcement pour des structures en béton armé

En général, l'évaluation et la décision de renforcement demande plusieurs étapes. Des questions telles que les caractéristiques structurelles, les restrictions à la conception des mesures de remise en état, les exigences liées à l'utilisation de l'occupation du bâtiment, les considérations économiques et les questions sociétales doivent être bien définies. La première étape du procédé implique la collecte d'informations sur la structure. L'ingénieur doit bien gérer la configuration du système structurel, le détail de ferrailage, le système des forces, le système de base et le niveau des dommages. En outre, les données doivent être collectées pour les éléments non structurels qui jouent un rôle important et qui influencent la réponse sismique de la structure (par exemple, les murs non porteurs). L'objectif de la réhabilitation est choisi parmi les différentes combinaisons entre les différents objectifs de performance et les niveaux de risque de tremblement de terre. Le but final est d'avoir un niveau de dommage acceptable. L'étape suivante réside dans la sélection de la méthode de réhabilitation, qui se réfère à la performance des procédures et à l'évaluation des

résultats de l'analyse. La vérification de la solution de remplacement pour les différents niveaux de performance définis par la stratégie d'adaptation est ensuite effectuée. Si la conception de réhabilitation ne se conforme pas à l'objectif prévu, les mesures de réadaptation doivent être repensées ou une stratégie alternative de réhabilitation doit être mise en œuvre. Ce processus doit être répété jusqu'à ce que la conception soit en conformité avec les critères d'acceptation de l'objectif de réhabilitation sélectionné. De ce qui précède, il est évident que la conception de la solution de remplacement est une procédure itérative laborieuse qui nécessite un grand nombre d'analyses de la structure ultérieure, jusqu'à ce qu'une solution acceptable soit obtenue.

L'évolution de la technologie des matériaux a permis le développement de différentes solutions de modernisation potentielle pour les éléments en béton armé, ce qui permet une grande variété de combinaisons entre elles. Dans cette section, toutes les méthodes de réhabilitation et de conception de rénovation proposées dans les Eurocodes sont présentées. Elles sont classées en fonction de l'effet qu'elles ont sur la réponse sismique du système structural aux niveaux local et global.

1.4.1 Méthodes d'intervention locales

La modification locale de composants isolés du système structural et non structural vise à augmenter la capacité de déformation des composants endommagés pour que ces systèmes atteignent les niveaux requis [Figure 1-10]. Des techniques d'intervention locales sont appliquées pour un groupe d'éléments qui souffrent de déficiences structurales. Une combinaison de ces techniques peut être utilisée afin d'obtenir le comportement désiré pour une structure sismique.

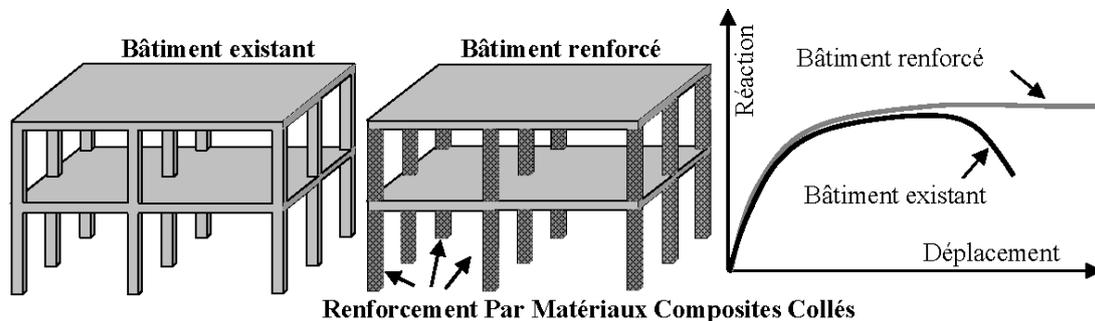


Figure 1-10: Intervention locale par matériaux composites collés

1.4.1.1 Injection de fissures

L'injection de fissures est une méthode souple et économique de réparation des structures en béton armé. L'efficacité du processus de réparation dépend de la capacité de la matière adhésive (généralement des résines époxydes) à pénétrer, sous la pression appropriée, dans les fines fissures du béton endommagé. Des fissures de flexion et de cisaillement sont essentiellement continues et fournissent des passages pour la résine époxy non obstruées. D'autre part, les fissures longitudinales, qui se développent le long des barres de renforcement à la suite d'une rupture de liaison, sont généralement discontinues et étroites. Des difficultés peuvent se produire dans la réparation de la liaison acier-béton par injection de résine époxyde. Cette méthode de réparation peut être utilisée pour des fissures ayant une ouverture mineure (< 0.1 mm), une ouverture

moyenne (< 3 mm), et une ouverture grande (jusqu'à 5 - 6 mm). En cas de grandes fissures, jusqu'à 20 mm de large, des coulis de ciment sont appropriés pour l'injection [Figure 1-11].

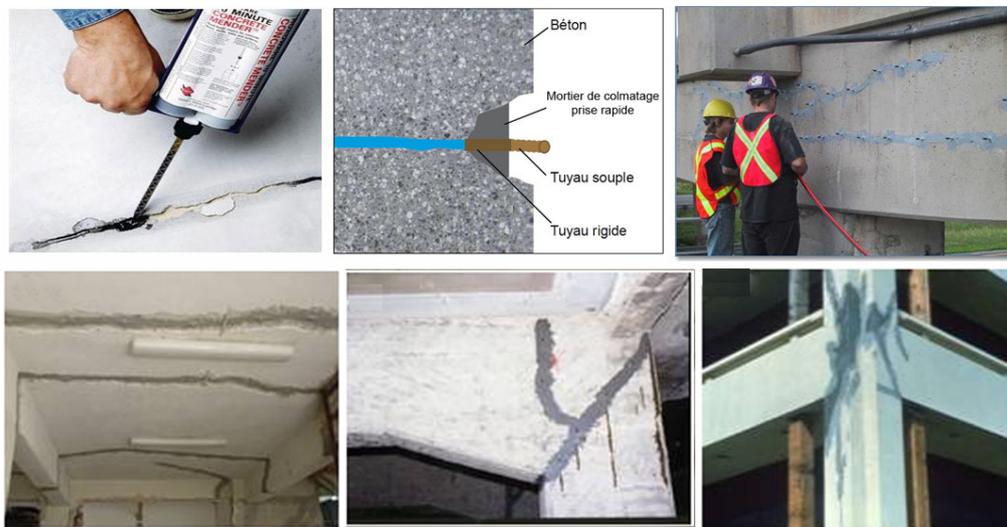


Figure 1-11: Réparation de structure par injection de fissures

Des essais de flexion sur les poutres en béton armé et des joints poutre-colonne montrent que le processus de réparation non seulement élimine l'aspect inesthétique de larges fissures, mais aussi restaure la résistance à la flexion et la rigidité de l'élément endommagé (Karayannis *et al.* 1998; Tsonos 2010). La réparation des composants est étudiée par l'approche statique pushover, en prenant les facteurs monolithiques $K = K_{KK} = 1.0$. Aucune information n'est disponible dans la littérature par rapport à la capacité de déformation des composants réparés.

1.4.1.2 Chemisage en béton

Le chemisage en béton implique l'addition d'une couche de béton, de barres longitudinales et d'armatures de recouvrement [Figure 1-12]. L'enveloppe en béton augmente à la fois la résistance en flexion et la résistance au cisaillement du poteau ou de la poutre (Rodriguez and Park 1994).

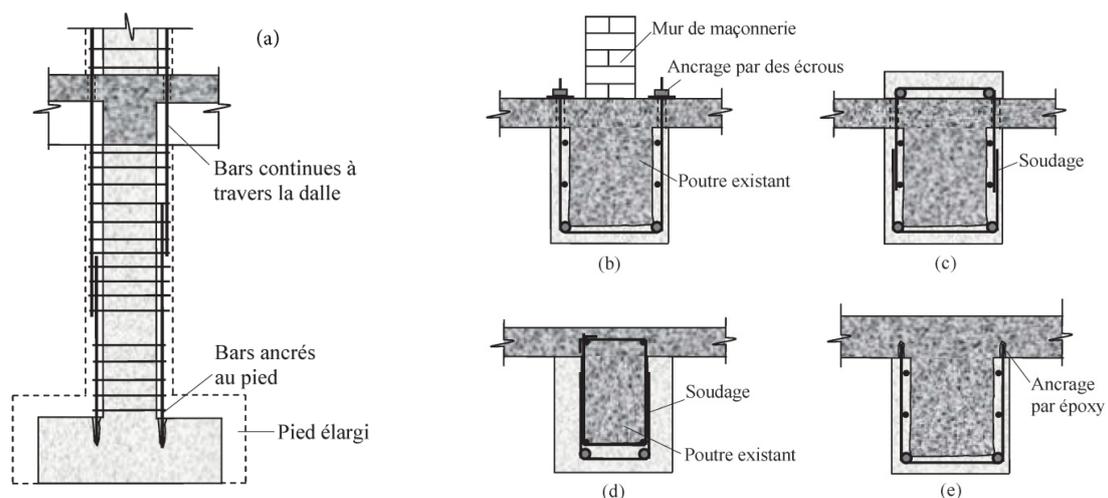


Figure 1-12 : Technique de chemisage en béton.

Le chemisage en béton est la technique la plus appropriée pour le renforcement des éléments de structure endommagés. Avec cette procédure de réparation, le béton écrasé est remplacé et les armatures endommagées n'ont pas besoin d'être entièrement restaurées en cas de remplacement par un nouveau chemisage. De plus, la construction en béton est polyvalente et peut s'adapter à presque n'importe quelle forme d'éléments et d'articulations existantes pour assurer la continuité structurelle entre les différentes composantes. La rigidité et la résistance à la flexion sont améliorées par l'augmentation de la section transversale et le renfort longitudinal supplémentaire. L'ajout des armatures transversales contribue à augmenter la résistance au cisaillement, la capacité de déformation et la résistance de l'ancrage. Le béton ajouté permet d'augmenter les dimensions de la section chemisée et de fournir plus une zone de liaison plus longue. Il améliore donc la résistance au cisaillement [Figure 1-13].

Le comportement cyclique d'un élément en béton armé renforcé par cette technique est assez complexe car il dépend des conditions à l'interface du chemisage et de l'ancien élément (*Thermou et al. 2007*). Afin d'évaluer la résistance et les capacités de déformation des éléments chemisés, les hypothèses simplificatrices approximatives suivantes peuvent être prises en compte (*EN EN 1998-3 2005*):

- le comportement de l'élément chemisé est monolithique, avec un comportement mixte complet des bétons anciens et ajoutés,
- il n'est pas tenu compte du fait que l'effort normal s'applique à l'origine uniquement à l'ancien poteau. L'effort normal total est supposé agir sur l'élément chemisé,
- les propriétés du béton du chemisage sont supposées s'appliquer à toute la section de l'élément.

Les méthodes de dimensionnement sont abordées dans l'annexe A.4.2 - *EN 1998-3 (2005)* et *Fardis (2009)*. De façon générale, il convient de calculer les valeurs de la résistance à l'effort tranchant, le moment de la plastification au droit de la section d'extrémité, la rotation de corde à la plastification et la rotation ultime de la corde de l'élément chemisé, afin de les comparer aux demandes dans les vérifications de sécurité.



Figure 1-13: Chemisage en béton pour augmenter la section de poteau ([Fardis 2009](#))

L'inconvénient de cette technique dans le cas des poteaux est qu'elle augmente le poids propre de la structure, réduit l'espace et compromet l'esthétique. Elle nécessite également des coffrages et provoque des perturbations pour les habitants sur une longue période.

Avantages	Inconvénient
<ul style="list-style-type: none">• Technique peu coûteuse du fait des matériaux utilisés.• Main d'oeuvre peu qualifiée.	<ul style="list-style-type: none">• Augmentation considérable des sections donc du poids de la structure.• Les éléments sont plus encombrants et moins esthétiques.• Nécessité de mettre hors service l'ouvrage à renforcer pendant la durée des travaux qui est généralement longue.• Transport des matériaux.• Nécessité de coffrages.• Mise en œuvre souvent difficile.

Table 1-1: Avantages et inconvénients de la technique de chemisage en béton

1.4.1.3 Plaque d'adhérence

La plaque d'adhérence est souvent utilisée pour renforcer des éléments en béton armé comme des dalles et des poutres afin d'améliorer la résistance à la flexion, la rigidité, la capacité de déformation, et la ductilité (*FEMA 273 1997*). Dans le cas des poutres, l'augmentation de la résistance au cisaillement est obtenue par l'adhérence des stratifiés métalliques sur les deux côtés opposés de l'élément avec l'application du chemisage en forme de U ou fermé. Les plaques d'acier sont considérées comme des armatures extérieures. La connexion complète entre les plaques et le béton est utilisée. Les couches appliquées sur les plaques sont déterminées par le mode de rupture souhaité, selon lequel le matériau de réparation atteint sa déformation ultime classique, alors que la déformation du béton final dans la zone de compression ne dépasse pas $\epsilon_c = 0.0035$. Selon *EN 1998-3 (2005)*, la valeur de calcul de la tension effective de la nouvelle armature est évaluée, sur la base de la contrainte ou de la déformation critique du matériau de réparation, ce qui dépend du type de mode de défaillance. Afin d'éviter le décollage des bords du stratifié, en raison des contraintes de cisaillement et des contraintes de traction verticales qui se concentrent à l'interface, une longueur d'ancrage suffisante doit être prévue. Lorsque des plaques d'acier épaisses sont nécessaires, il est conseillé de préférer plusieurs couches minces, afin de minimiser les contraintes de cisaillement d'interface. Une bonne compréhension à la fois à court terme et à long terme du comportement de l'adhésif utilisé est nécessaire.

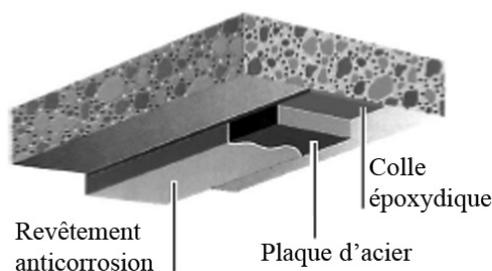


Figure 1-14: Application de plats métalliques à une poutre

L'interprétation du phénomène de décollement du plat métallique à partir de la surface de l'élément RC en raison de la forte concentration aux extrémités de l'élément constitué a été étudiée lors de nombreuses recherches (modèles d'analyse et essais expérimentaux) (*Chen and Teng 2001; De Lorenzis and Zavarise 2009; Oehlers and Seracino 2004; Smith and Teng 2001*). La complexité de cette méthode réside dans les interactions entre les paramètres des éléments existants comme la résistance de l'ancien matériau, la rigidité, la déformation et la ductilité. La mise à niveau de la structure est difficile et demande des calculs avancés.

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none">• L'intervention mineure sur la structure ;• L'emploi souple ;• Les renforts sont peu encombrants	<ul style="list-style-type: none">• Sensibilité de l'acier à l'oxydation (il demande donc une protection et un entretien soigné)• Impossibilité de mobilisation de toute la résistance en traction des plaques, même sous faible épaisseur (solicitation le long d'une face)• Nécessité d'une préparation spécifique de la surface à traiter (la raideur des plaques nécessite une surface parfaitement plane pour assurer l'uniformité de l'épaisseur de l'adhésif)• Nécessité d'un collage sous pression (vérins), pour assurer une adhésion suffisante et éviter les bulles d'air dans la couche de résine de collage• Impossibilité de généraliser cette technique à des surfaces importantes (masse manipulée trop importantes), ce qui limite d'autant les possibilités de réparation [Figure 1-15 (a)]

Table 1-2: Avantages et inconvénients des plaques d'acier collées ([Luyckx 1999](#))



Figure 1-15: Plaque métallique collée (a) difficulté de manutention ; (b) Renforcement du viaduc de Terrenoire par tôles collées perforées -Brevet Freyssinet- ([Luyckx 1999](#))

1.4.1.4 Chemisage en acier

Le chemisage en acier est plus cher que celui en béton. Cependant, cette technologie est simple, familière à l'industrie de la construction et elle est presque partout plus facile à mettre en œuvre. C'est donc la technique de choix pour les cas d'urgences après un tremblement de terre, pour éviter l'effondrement de bâtiments fortement endommagés ou redonner à utiliser des structures modérément endommagés pendant la période d'attente de la décision de renforcement par une

autre méthode. Les chemisages en acier peuvent être incorporés dans un chemisage en béton [Figure 1-16(a)]. En général, on utilise cette technique pour la réhabilitation des colonnes et des joints poutre-poteau (Ghobarah et al. 1996, 1997).

Renforcement des poteaux

Le chemisage métallique appliqué aux colonnes vise à l'augmentation de la résistance au cisaillement et la capacité de ductilité. En 1987, l'université de Californie à San Diego a entrepris un important programme de recherche consistant à examiner diverses techniques de renforcement pour les poteaux en vue d'améliorer la performance sismique des ponts existants. L'université de Californie a effectuée des essais sur plusieurs poteaux enveloppés d'acier afin d'examiner la possibilité d'utiliser les chemises en acier pour renforcer la résistance à la flexion et la résistance au cisaillement des poteaux et pour prévenir le décollage des barres de recouvrement dans les poteaux des ponts plus anciens. Les résultats de cette campagne d'essai sont résumés par Chail et al. (1991); Priestley et al. (1994a; b).

Les chemisages en acier disposés autour des poteaux rectangulaires sont généralement constitués de quatre cornières auxquelles sont soudées soit des plaques en acier continues, soit des bandes d'acier horizontales discontinues plus épaisses. Les cornières peuvent être collées au béton par l'intermédiaire d'un liant époxydique ou peuvent y être plaquées, sans aucun espace sur toute leur hauteur. Les bandes peuvent être soumises à un traitement thermique préalable au soudage, afin d'assurer par la suite un certain confinement positif sur le poteau (EN 1998-3 2005). Les différentes configurations de chemisage en acier sont illustrées sur la Figure 1-17.



Figure 1-16: Chemisage en acier appliqué aux poteaux

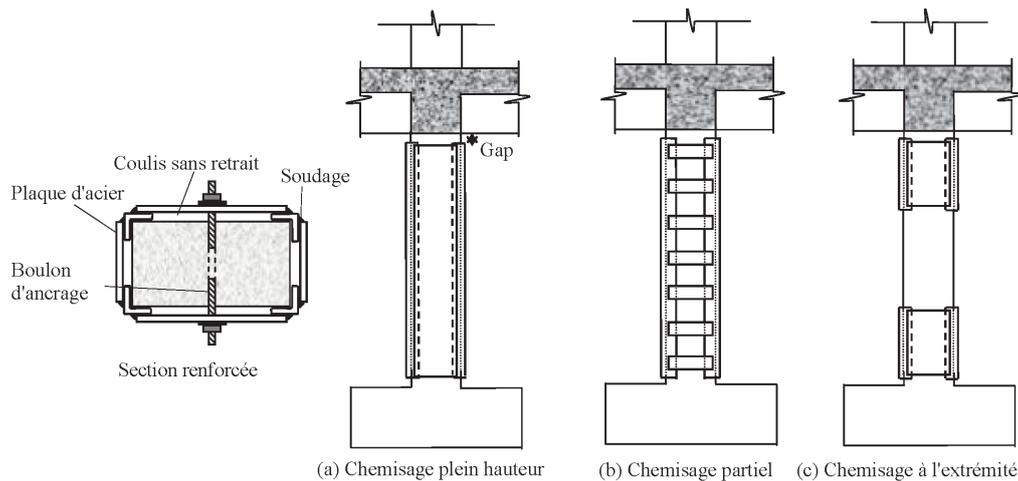


Figure 1-17: Différentes configurations de chemisage en acier appliquées aux poteaux

Renforcement des nœuds d'ossature

Les chemisages en acier peuvent assurer une couture efficace des assemblages poteau-poutre par recouvrement, afin d'améliorer la capacité de déformation cyclique. Au cours des dernières décennies, plusieurs études expérimentales portant sur la réaction d'assemblages intérieurs et extérieurs types auxquels étaient appliquées des charges cycliques ont été effectuées (*Ghobarah et al. 1996, 1997*). La chemise ondulée est rigide et exerce une pression de confinement par l'application d'une retenue passive dans la région de confinement [Figure 1-18]. Toutefois, ces études ont été entreprises pour une application particulière : seuls des joints de cadres brutes (sans dalle) ont été testés. Aucun essai n'a examiné les problèmes relatifs au renforcement des joints pour les structures de bâtiments possédant des dalles de plancher.

Afin d'obtenir une augmentation de la capacité de déformation cyclique, les dispositions suivantes sont nécessaires (*EN 1998-3 2005*):

- La longueur du chemisage est supérieure à la longueur de la jonction d'au moins 50 %,
- Le chemisage est comprimé contre les faces du poteau par au moins deux rangées de boulons, sur chaque face perpendiculaire au sens du chargement,
- Lorsque la jonction s'effectue au droit de l'embase du poteau, il convient que les rangées de boulons soient disposées au sommet de la jonction et à une distance de $1/3$ de la longueur de jonction, en partant de la base.

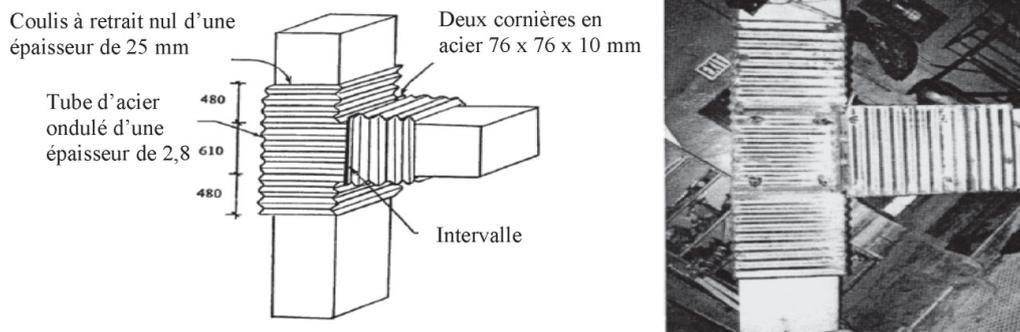


Figure 1-18: Assemblage poteau-poutre (Ghobarah et al. 1996)

L'effet de confinement ainsi que la résistance en cisaillement de cette technique sont discutés et résumés par *Fardis (2009)*.

Avantages	Inconvénients
<ul style="list-style-type: none"> • Courte durée de réalisation par rapport au chemisage en béton. • Bonne performance des éléments renforcés (bonne ductilité). • Faible augmentation des sections. 	<ul style="list-style-type: none"> • Coûts relativement élevés. • Nécessité de soudures donc d'une main-d'œuvre qualifiée. • Problème de corrosion ce qui nécessite un entretien régulier. • Poids des chemises et difficulté de découpage. • Augmentation de la rigidité en flexion ce qui n'est pas souhaité dans le cadre du renforcement parasismique (augmentation de l'énergie restituée élastiquement), sauf pour des cas particuliers (corrosion ou manque initial des armatures longitudinales).

Table 1-3: Avantages et inconvénients des chemisages en acier

Malgré certains avantages, les plaques d'acier dans le renforcement des éléments en béton armé, sont plutôt remplacées par la technique de collage FRP, qui, bien que plus coûteuse, est beaucoup plus légère, plus facile à appliquer et mécaniquement plus efficace. La technique de renforcement par FRP est détaillée dans la [section 1.5](#).

1.4.2 Méthodes d'intervention globale

Les méthodes d'intervention globale modifient sensiblement la réponse de la structure existante. Elles permettent d'augmenter la rigidité globale et de réduire les demandes de déformation sismique lorsqu'un bâtiment se trouve être gravement endommagé sous chargement sismique. Des ajouts de murs de remplissage, de murs de refend ou de contreventements relèvent de stratégies de rénovation globale de même que la réduction d'une irrégularité ou de la masse d'un bâtiment.

L'ajout de murs de béton est une des techniques les plus courantes pour la conception parasismique des bâtiments. Il est souvent adopté pour les nouvelles structures. Il est très efficace pour le contrôle des dérives latérales et pour la réduction des dommages dans les portiques et les

éléments non structuraux. Pendant le processus de conception, une attention devrait être accordée à la répartition des murs en plan et en élévation (pour obtenir une configuration régulière de construction), au transfert des forces d'inertie aux murs par des diaphragmes constitués par les planchers ainsi qu'aux transferts de charges aux fondations. Différentes configurations sont présentés dans [Figure 1-22](#).

1.4.2.1 Ajout de murs de remplissage

Il s'agit de remplir des ouvertures existantes dans les portiques par de simples ou multiples panneaux préfabriqués de façade en béton, ou par des murs de maçonnerie (en maçonnerie ou blocs de béton). Les connections sont réalisées par le soudage des nouveaux ancrages en acier dans la construction d'origine. Les murs de remplissage ajoutés agissent principalement comme des murs de contreventement et ils réduisent donc la demande de cisaillement sur le cadre existant [[Figure 1-22\(a\)](#)].

Une recommandation de conception de renforcement par murs de remplissage a été réalisée par [Phan et al. \(1995\)](#), où les auteurs ont utilisé des résultats expérimentaux de 54 essais de portiques pour développer et valider la première série d'équations empiriques (modèles de défaillance d'hystérésis) qu'ils ont proposés ([Phan et al. 1993](#)). Ces équations permettent de fournir un outil d'analyse adéquat pour le calcul inélastique de structures en béton armé lorsqu'elles sont soumises à des charges latérales cycliques.

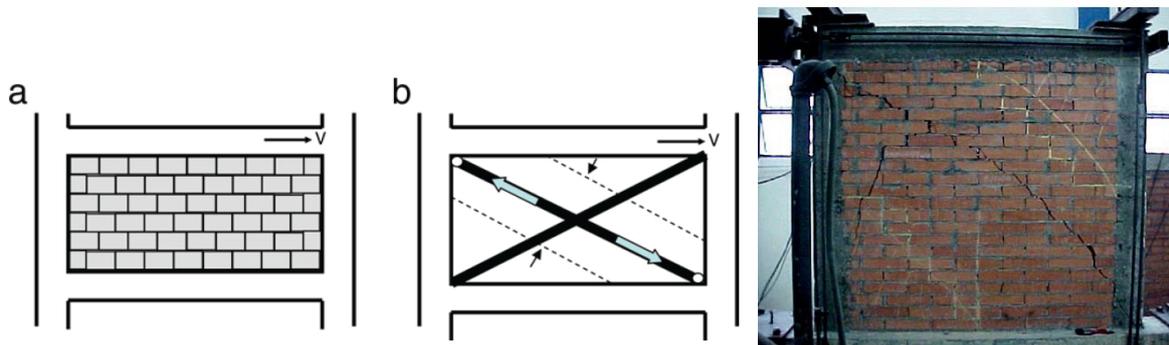


Figure 1-19: Model d'entretoise ([Puglisi et al. 2009a](#)) ; Mode de rupture ([Puglisi et al. 2009b](#))

Sous des surcharges importantes, la fissuration est le phénomène dominant dans les panneaux de remplissage. L'interaction entre les panneaux de remplissage et le cadre est modifiée en permanence. Les dégâts de remplissage produisent des modifications très importantes des propriétés globales du cadre. Par conséquent, une bonne représentation de ce phénomène à un coût de calcul raisonnable est essentielle. Dans cet objectif, plusieurs modèles ont été proposés. [Bertero and Brokken \(1983\)](#) proposent un modèle de bielles diagonales en supposant que l'effet des éléments de remplissage est représenté par l'introduction de barres diagonales en compression. Ces deux diagonales sont nécessaires afin de prendre en compte l'influence des éléments de remplissage dans le comportement de la trame. Pour des chargements cycliques ou sismiques, le modèle de diagonale présente un sérieux inconvénient car il ne correspond pas à la physique du problème. [Puglisi et al. \(2009a\)](#) en appuyant sur la même idée des bielles, ont proposé une simple modification incluant un certain couplage entre les deux barres [[Figure 1-19](#)]. Le couplage se fait par l'introduction d'un concept que les auteurs ont appelé «plasticité concentré» où l'effet de la

plasticité et l'interaction des deux barres diagonales est pris en compte et transféré entre eux. Cette idée est ensuite utilisée par le même auteur pour développer un modèle d'endommagement (Puglisi et al. 2009b).

1.4.2.2 Ajout des murs de cisaillement

La façon la plus commode d'introduire de nouveaux murs de cisaillement est celle du remplissage partiel ou complet des cadres existants [Figure 1-22 (b-c)]. Ils sont reliés aux colonnes et aux poutres de la structure de portiques existants par des chevilles. Les travaux de recherche (Altin et al. 1992; Inukai and Kaminosono 2000) montrent que le processus de remplissage par des murs de cisaillement joue un rôle important dans la réponse globale de la structure. Il a tendance à rigidifier la structure de telle sorte que le cisaillement à la base peut augmenter. Mais le principal inconvénient est que l'effet de renversement et de cisaillement est concentré aux endroits de remplissage rigide, et nécessite donc un renforcement. Les murs sont lourds et créent une charge permanente supplémentaire dans la structure qui peut influencer sur le comportement de la structure. Ils sont également surchargés par des éléments de structure liés et il faut donc les analyser et les renforcer si nécessaire.

1.4.2.3 Ajout des murs de contrefort à l'extérieur de la structure

Afin de réduire ou d'éliminer les perturbations subies par les habitants d'un bâtiment, la technique de contreforts extérieurs peut être réalisée pour augmenter la résistance latérale de la structure dans son ensemble [Figure 1-22 (e)]. L'application de cette méthode a besoin de nouveaux systèmes de fondation qui permettent de relier les murs de contrefort avec la structure existante. Les deux problèmes les plus complexes de cette technique sont les suivants : (1) la stabilité des contreforts est critique, car le mur ajouté n'est pas réellement chargé verticalement vers le bas de la même manière que la structure. Dans la phase de réalisation, l'action verticale sur le contrefort est seulement due à son propre poids. Cela augmente la possibilité de soulèvement des fondations (2) les liens entre les contreforts d'une part et le bâtiment de l'autre sont loin d'être simples. Pour assurer une interaction totale et le partage des charges lorsque la structure est soumise à des actions latérales, le contrefort doit être connecté aux étages et aux colonnes à tous les niveaux. La zone de raccordement sera soumise à des niveaux inhabituels de contraintes qui nécessitent une attention particulière.

1.4.2.4 Ajout des contreventements métalliques

Le contreventement métallique [Figure 1-22 (d)] est une des méthodes très efficace pour le renforcement global des bâtiments. Il présente l'avantage de permettre des ouvertures et de n'ajouter qu'un poids faible à la structure. Dans la phase de mise en œuvre, ce système ne perturbe pas le fonctionnement de l'immeuble et les occupants. Pour un étage ouvert au sol, les entretoises peuvent être placées dans des compartiments tout en conservant la fonctionnalité et l'utilisation du bâtiment. La connexion entre les entretoises et les cadres existants est un élément important de cette stratégie (FIB 2003). Les entretoises sont reliées principalement aux cadres aux niveaux des joints poutre-poteau. Les forces dans les entretoises sont transférées aux joints sous la forme de forces axiales, à la fois en compression et en traction. Ce système de contreventement fourni une augmentation significative de la capacité de la structure horizontale. Il est étudié pour la réhabilitation des bâtiments non-ductiles par de nombreux chercheurs (Badoux and Jirsa 1990;

Masri and Goel 1996; Pincheira and Jirsa 1995; Youssef et al. 2007). L'utilisation de cette méthode pour la réhabilitation des structures en béton armé est de plus en plus adoptée.

Les contreventements métalliques peuvent être utilisés sous différentes formes en V, en X ou en K [Figure 1-20]



Figure 1-20: Exemple de contreventement métallique (University of Tokyo buildings) (Fardis 2009)

1.4.2.5 Renforcement de la fondation

La mise à niveau sismique de la structure a un effet direct sur la demande imposée au système de fondation existante. Les charges transitant par les nouveaux éléments de renforcement peuvent produire une force considérable dans les endroits de connections aux fondations. Un renforcement et une augmentation de la capacité de la fondation sont nécessaires. De plus, des paramètres tels que les conditions du sol et de l'interaction sol-structure jouent un rôle important dans la procédure de réalisation du renforcement des fondations.



Figure 1-21: Fondation renforcée par chemisage RC (Fardis 2009)

Les stratégies de rénovation peuvent viser soit à renforcer le système de fondations existantes et / ou à ajouter des éléments de base supplémentaires comme des semelles ou des piles. Les grandes fondations superficielles peuvent répartir la charge supplémentaire et un renforcement peut accroître leur résistance à la flexion et au cisaillement. Dans la phase de mise en œuvre, l'ajout de poutres sur le sol ou l'augmentation de la taille des fondations superficielles nécessite l'excavation, et il est difficile de regrouper et fixer des semelles existantes avec les nouveaux éléments (Roeder et al. 1996). Le chemisage du système des fondations est considéré comme les techniques les plus efficaces pour cette méthode de renforcement [Figure 1-21].

En revanche, l'ajout de nouveaux éléments (par exemple des murs ou des contreventements externes) peut accroître la force et la rigidité du bâtiment aux endroits critiques. Dans ces cas, une pression accrue sur le système de base est considérée. Le cisaillement transmis entre le sol et la structure renforcée peut être plus élevé en raison de la résistance accrue de la structure (Roeder *et al.* 1996). Actuellement, il n'existe pas encore de méthode spécifique dans EN 1998 (2005) pour l'évaluation de cette méthode de renforcement.

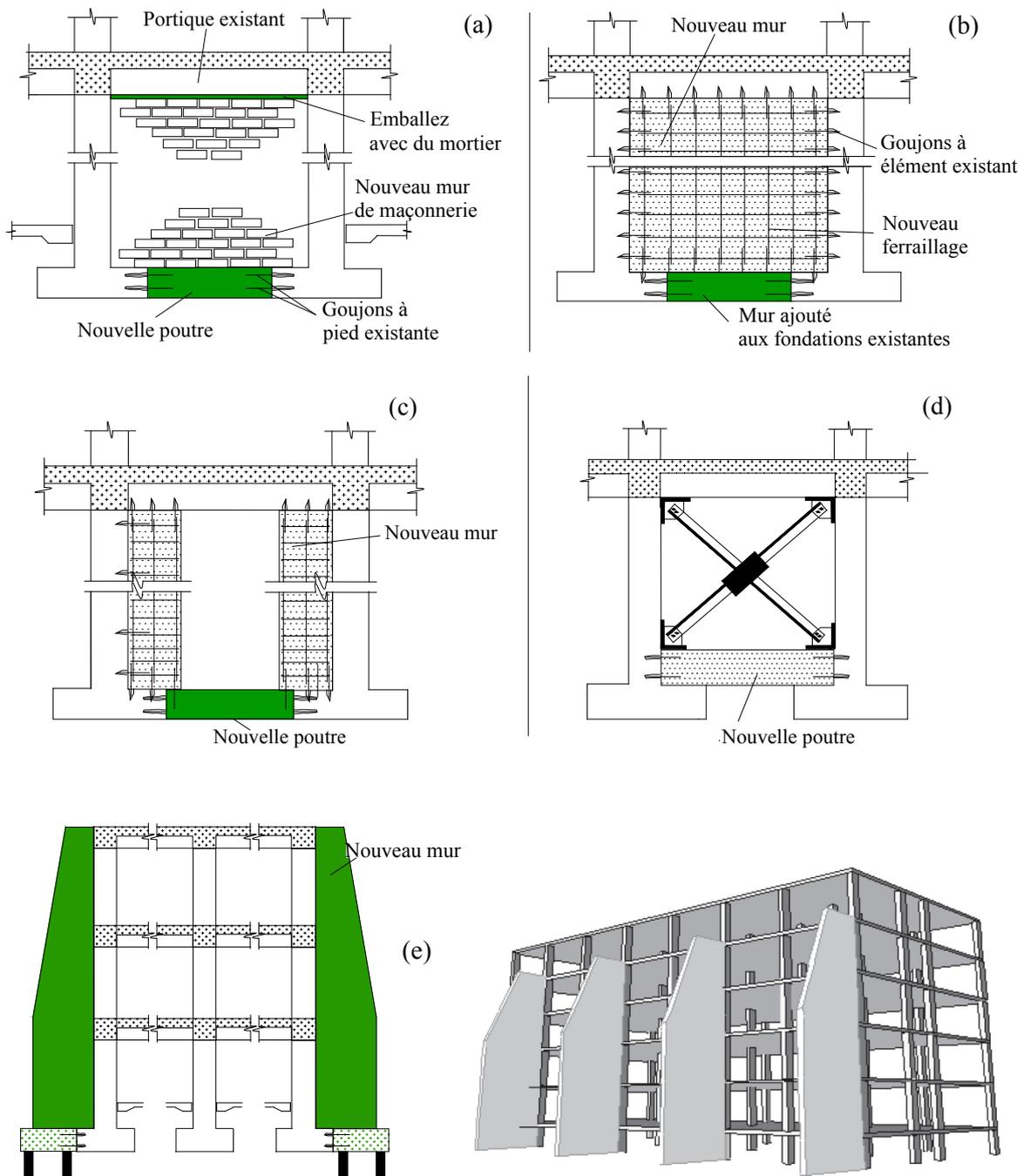


Figure 1-22: Différentes configurations de renforcements globaux (a): Ajout de mur en maçonnerie (b) : Ajout de mur en cisaillement (c) : Ajout de mur élancé en cisaillement (d) : Ajout de contreventement (e) : Ajout de mur de contreventement

1.4.2.6 Système de dissipation d'énergie et de contrôle des structures

L'installation de dispositifs de dissipation d'énergie supplémentaires dans les structures est considérée comme un moyen de contrôle de structure passif ou actif (*Moreschi 2000; Soong and Spencer Jr 2002; Symans et al. 2008*). L'objectif du contrôle de structure est de réduire la demande des vibrations pour améliorer la sécurité de la structure sous des charges du vent et des tremblements de terre car la sévérité de la demande sismique sur une structure est proportionnelle à sa rigidité et inversement proportionnelle à sa capacité d'amortissement ou de dissipation d'énergie. Au cours des dernières années, une attention considérable a été accordée à la recherche et au développement de dispositifs de contrôle de structure, avec un accent particulier sur l'amélioration de la réponse sismique des bâtiments et des ponts (*Michael C.C et al. 2001; Hwang et al. 2005*). L'aspect le plus difficile de la recherche de contrôle des vibrations réside dans la nécessité d'intégrer un certain nombre de disciplines variées, dont certaines ne sont pas dans le domaine du génie civil traditionnel. Il s'agit notamment de l'informatique, le traitement des données, la théorie du contrôle, la science des matériaux, la technologie de détection, ainsi que des processus stochastiques, la dynamique des structures et le génie parasismique. Ces efforts coordonnés ont facilité la recherche de collaborations entre les chercheurs de divers horizons et ont accéléré la recherche de processus de mise en œuvre. La poursuite de la recherche est essentielle dans ce domaine pour développer des solutions de réaménagement efficaces et abordables pour les structures existantes présentant une résistance sismique insuffisante. La **Figure 1-23** montre les principes de base des différents systèmes de contrôle couramment utilisés pour contrôler le vent et les forces sismiques agissant sur les structures dont (a) des systèmes d'entretoises diagonales avec amortisseur visqueux ou viscoélastique et (b) des systèmes de liquide ou de masse.

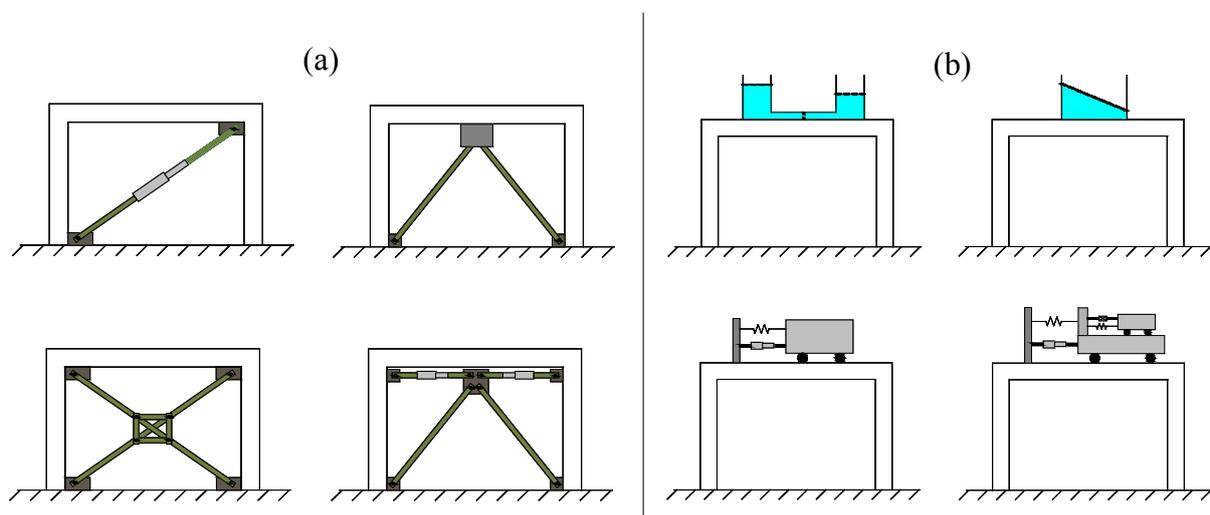


Figure 1-23: Dispositifs de dissipation d'énergie supplémentaires (a) : Entretoise diagonale avec amortisseur visqueux ou viscoélastique (b) : Amortisseur de liquide et de masse

1.4.2.7 Comparaison des méthodes d'intervention globale

Les méthodes discutées ci-dessus sont résumées dans la [Table 1-4](#):

Méthode	Avantages	Inconvénients	Commentaires
Ajout de murs de remplissage	<ul style="list-style-type: none"> - Augmente la rigidité latérale d'un étage - Peut supporter une charge verticale si la colonne ne travaille plus 	<ul style="list-style-type: none"> - Peut avoir une défaillance prématurée due à l'écrasement des coins - N'augmente pas la ductilité - Augmente le poids 	<ul style="list-style-type: none"> - Coût moins cher - Perturbation faible - Facilité de mise en œuvre
Ajout de murs de cisaillement	<ul style="list-style-type: none"> - Augmente considérablement la force latérale et la rigidité du bâtiment - Peut augmenter la ductilité 	<ul style="list-style-type: none"> - Peut augmenter la force de cisaillement - Augmente force latérale concentrée près des murs - Besoins d'un nouveau système de fondation 	<ul style="list-style-type: none"> - Besoins intégration des murs de l'immeuble - Haute perturbation en fonction du lieu, consiste à forer des trous dans les éléments actuels
Ajout des contreventements métalliques	<ul style="list-style-type: none"> - Augmente sensiblement la résistance latérale et la rigidité d'un étage - Augmente la ductilité 	<ul style="list-style-type: none"> - Connexion de l'entretoise à un cadre existant peut être difficile 	<ul style="list-style-type: none"> - Dispositifs de dissipation d'énergie passifs peuvent être incorporés pour augmenter l'amortissement, la rigidité ou les deux

Table 1-4: Comparaison des méthodes d'intervention globale

1.5 Renforcement par FRP

1.5.1 Système d'ancrage

Malgré des développements prometteurs dans la mise en œuvre des FRP pour la réparation et la rénovation des structures en béton armé, de nombreux défis freinent la croissance de ce marché :

- Le comportement fragile des FRP en raison des modes de défaillance telles que la rupture ou le décollement ;
- La détérioration des propriétés mécaniques des FRP due à des conditions environnementales telles que les cycles humide-sec sur les couches de résine.
- La diminution de la résistance due aux effets induits par la procédure d'installation,
- L'absence d'accord entre les modèles de comportement de l'interface FRP-béton et la force de liaison.

Dans ce contexte, les systèmes de fixation mécanique (système d'ancrage) pour améliorer la performance des FRP sont mentionnés ([ACI-440 2008](#)). En général, le rôle principal des systèmes d'ancrage FRP est de prévenir ou de retarder le problème de décollement, ce qui se produit lorsque les FRP se détache du substrat en raison de la faible résistance à la traction du béton ([Ceroni et al. 2008](#)). Les systèmes d'ancrage sont également utilisés pour fournir un mécanisme de transfert de

charge à des endroits critiques du ou des éléments de structure et dans certains cas pour fournir un mode de rupture ductile pour l'élément de structure.

Une étude récente de *Kalfat et al. (2013)* compile la littérature publiée sur plusieurs dispositifs d'ancrage FRP utilisés pour le renforcement de la flexion et du cisaillement et quantifie l'efficacité de chaque type d'ancrage discuté. *Grelle and Sneed (2013)* ont complété cet effort en caractérisant les différents dispositifs d'ancrage FRP. En général, des systèmes d'ancrage utilisés pour le collage extérieur peuvent être classés en trois groupes. Le premier groupe limite l'ouverture de fissure de l'interface FRP-béton, le deuxième groupe permet d'augmenter la résistance en cisaillement de l'interface et le troisième groupe est utilisé à l'endroit critique où la longueur d'ancrage n'est pas suffisante [Figure 1-24]. Des exemples de systèmes d'ancrage utilisés pour le renforcement des éléments de structure sont présentés dans les sections 1.5.2 à 1.5.5.

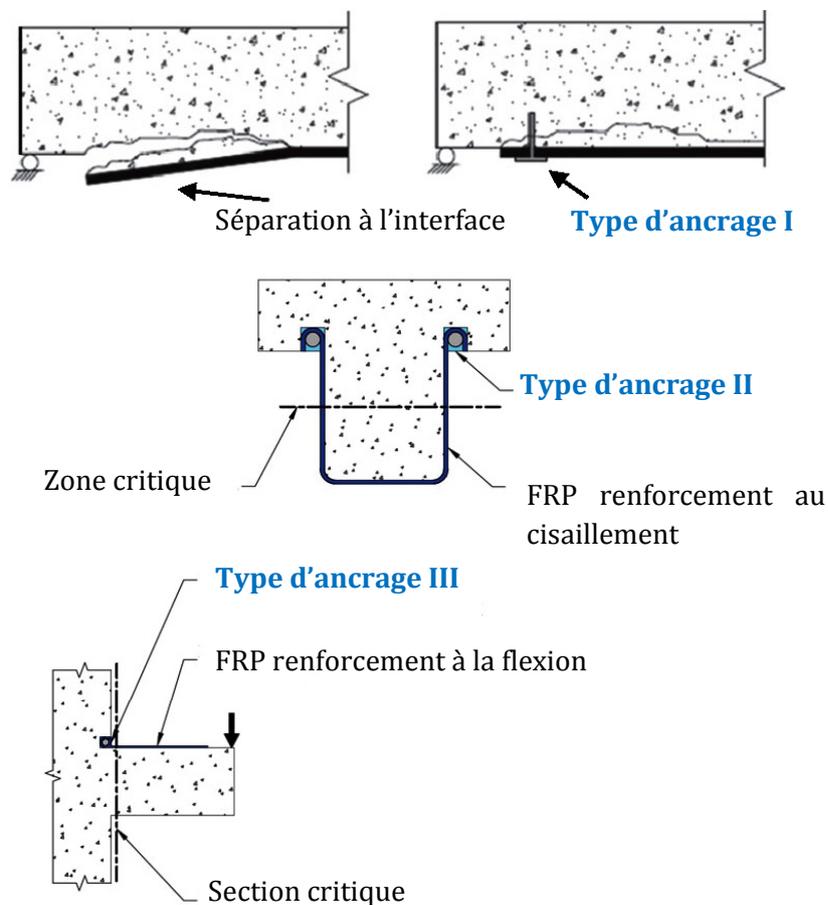


Figure 1-24: Trois types d'ancrage

Malgré tous les avantages apportées par la performance des FRP, l'utilisation des systèmes d'ancrage doit être prudente car elle peut limiter la force du système FRP. Les modes de défaillance associés à l'utilisation des systèmes d'ancrage sont compliqués, y compris l'insuffisance d'ancrage global et la rupture due à des concentrations de contraintes locales imposées par l'ancrage de manière soudaine et fragile dans de nombreuses situations. Une compréhension approfondie du comportement des systèmes d'ancrage est indispensable pour une conception sûre et fiable.

1.5.2 FRP-Poteaux

Les poteaux sont des éléments structuraux extrêmement importants pour supporter des charges verticales et latérales, et empêcher l'effondrement pendant les tremblements de terre. L'amélioration des performances des poteaux peut être réalisée en utilisant différentes techniques en fonction du type de déficience. La technique de la modernisation du poteau la plus courante est le chemisage en béton, suivie par le réaménagement des armatures (section 1.4.1.2). Elles sont classiques et les coûts matériels ne sont pas élevés. Cependant, l'application de la technique du chemisage en béton est difficile et provoque des perturbations significatives pour les habitants. Dans ce contexte, le confinement externe des poteaux par chemisage FRP peut être considéré comme une alternative qui peut améliorer de façon significative la résistance au cisaillement, la force axiale et la déformation. Par rapport aux techniques classiques, la plus faible densité, la résistance à la traction plus élevée, le module d'élasticité, la durabilité et la construction plus aisée, sont les avantages du renforcement par FRP. En raison de ces avantages, l'utilisation des composites de FRP pour renforcer des structures en béton en général et des poteaux en particulier a connu un succès croissant ces dernières années.

Les travaux de *Galal et al.(2005)* ont été réalisés sur 7 colonnes de section carrée et d'élanement géométrique égal à trois ($305 \times 305 \times 914 \text{ mm}^3$). Le chargement horizontal est également appliqué en limitant la rotation de la tête du poteau. Il est cyclique, à amplitude croissante. Les spécimens reçoivent une force axiale de compression constante de 500 kN soit 12 % de la capacité en compression pure. Parmi les 7 colonnes, un 1^{er} groupe comportant 5 spécimens a été ferrailé avec le règlement canadien actuellement en vigueur. Ce qui entraîne la disposition longitudinale de 8 barres de diamètre de 19.5 mm ($\rho_l = 2.6 \%$) et des cadres transversaux de diamètre de 11.3 mm espacés de 65 mm ($\rho_t = 0.43 \%$). Le 2^{ème} groupe a été ferrailé selon les normes d'avant 1970 ce qui donne le même ferrailage longitudinal avec un espacement des cadres porté à 305 mm. La configuration du renfort est détaillée dans la *Figure 1-25*. La rupture de la colonne non renforcée (SC1) a été causée par un dépassement de la capacité à l'effort tranchant, pour un déplacement relatif $\delta = 3.5 \%$. Les autres colonnes se sont plus ou moins bien comportées lors des essais avec par exemple la colonne SC2 qui a atteint un déplacement relatif $\delta = 11.5 \%$ sans dégradation des performances. SC1U, SC3 et SC1R ont atteint le même déplacement relatif mais avec une chute de résistance inférieure d'approximativement 40 %. Quelques résultats importants de cette étude peuvent être résumés dans les points suivants :

- L'ancrage de FRP permet d'améliorer l'adhérence de l'interface FRP-béton et l'effet de confinement. La résistance au cisaillement et la capacité de dissipation de l'énergie du poteau soumis à des déplacements cycliques sont donc augmentées.
- L'augmentation du nombre de couches de renforcement diminue les déformations dans les armatures transversales et les fibres FRP.
- La technique de renforcement jugée la plus appropriée pour les poteaux courts est l'utilisation des chemisages CFRP ancrés sur la hauteur de la colonne et l'augmentation du confinement aux zones des rotules plastiques à l'aide de feuilles de CFRP unidirectionnel.

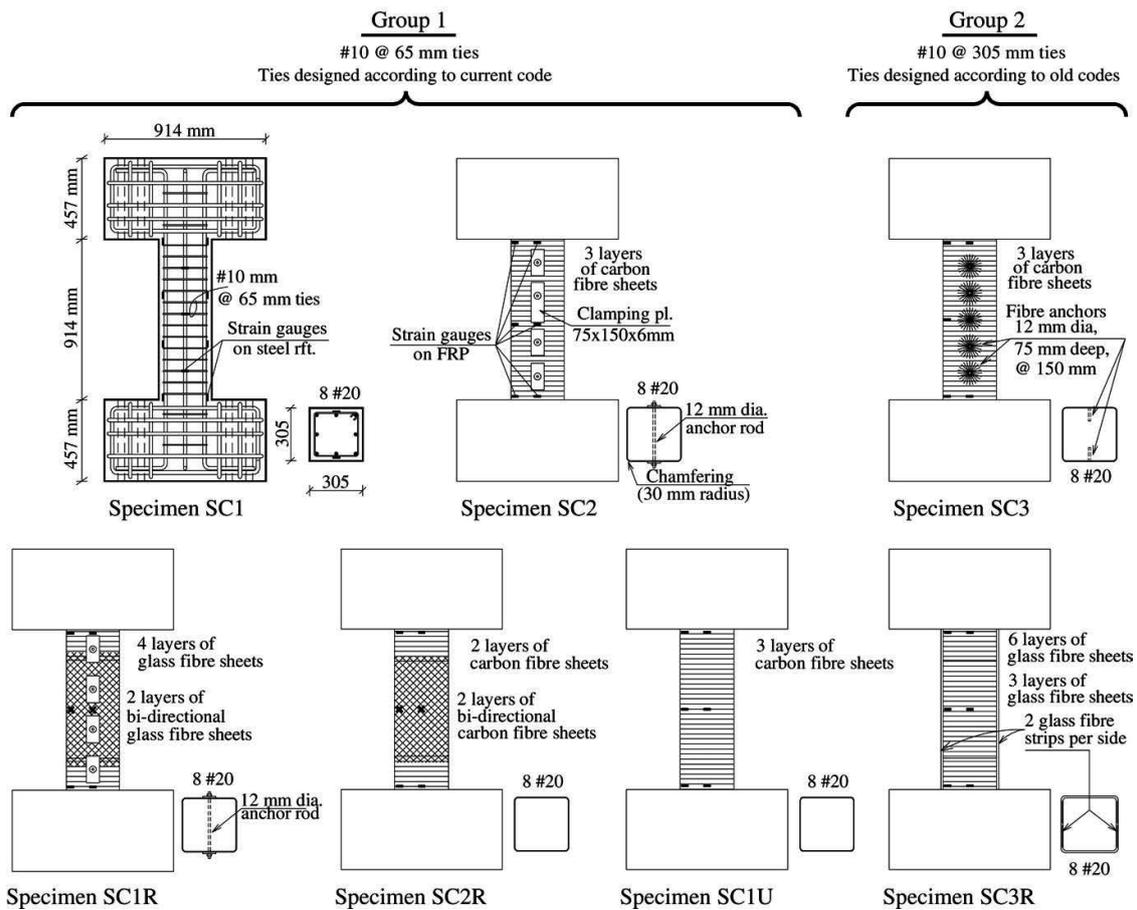


Figure 1-25: FRP renforcement pour l'amélioration de la résistance au cisailment (Galal et al. 2005)

Seible et al. (1997) ont validé le dimensionnement d'un chemisage FRP pour différents spécimens, en fonction des divers modes de rupture. La campagne expérimentale a notamment porté sur la vérification des performances des poteaux sollicités en flexion. Les essais ont permis de montrer les performances d'un chemisage par CFRP qui retarde le seuil d'initiation de l'endommagement et augmente la ductilité, tout en conservant une résistance sans dégradation permanente pendant les cycles de chargement. D'autre part, ils ont comparé les performances de corps d'épreuve identiques renforcés par chemisage FRP, d'une part, ou par chemisage acier, d'autre part. De bonnes performances dans les deux cas sont obtenues et le chemisage acier (dimensionnement conventionnel) permet d'atteindre un niveau de résistance légèrement supérieur mais rend le poteau un peu moins ductile.

La question du dimensionnement du confinement est aussi abordée par Roy et al. (2009), qui ont testé le comportement des 3 poteaux de section circulaire (30cm de diamètre pour une hauteur de 2.15 m). Le premier poteau n'était pas renforcé, le second était renforcé par 2 couches de CFRP dimensionnés suivant le niveau de performance en déplacement, et le dernier était renforcé par 4 couches de CFRP dimensionnées suivant le niveau de la capacité de reprise d'effort. Soumis à une charge axiale constante et à une sollicitation cyclique alternée, le poteau non renforcé et le poteau renforcé par 2 couches de CFRP ont montré une ductilité de comportement significativement différente (ductilité de 3 pour le poteau non renforcé et ductilité de 5 pour le poteau renforcé par 2 couches). En revanche, le poteau avec 4 couches de CFRP ayant un confinement trop important

peut induire des dommages supplémentaires concentrés dans les régions proches de la zone confinée. De plus, les 2 couches supplémentaires n'ont pas apporté d'amélioration significative par rapport à la configuration avec seulement 2 couches. Les méthodes de dimensionnement du renforcement visant uniquement une capacité de reprise d'effort sont donc des méthodes à utiliser avec précaution.

La performance sismique des colonnes en béton armé dépend de la longueur de recouvrement des aciers longitudinaux en pied. Dans les codes de conception récents, cette longueur est estimée de 20 à 35 fois le diamètre de l'armature longitudinale. Cette condition permet de transférer tous les efforts aux armatures longitudinales de la fondation. L'objectif du renforcement est d'augmenter la contrainte ultime d'adhérence entre les aciers et le béton de recouvrement et de maintenir le niveau de contrainte ultime en zone critique de grande rotation. Le chemisage par FRP peut alors être une solution intéressante. *ElGawady et al. (2010)* ont réalisé une étude sur huit poteaux soumis à un chargement de flexion composée de type sismique dont 2 spécimens de référence, 5 renforcés par un chemisage en CFRP et 1 renforcé par un chemisage en acier [Figure 1-26]. Tous présentent un recouvrement des aciers en pied de poteau. Les résultats de ces tests montrent que les chemisages en acier ou CFRP permettent de passer d'une rupture par glissement des aciers de recouvrement sur les poteaux non renforcés, à une rupture par fatigue (due aux cycles de chargement) des aciers longitudinaux. Les dommages dans tous les spécimens renforcés sont concentrés dans l'espace entre le chemisage et la base du poteau. Le renforcement par CFRP ne change pas la raideur initiale des spécimens, tout en permettant d'augmenter leur résistance en fonction du taux de CFRP appliqué.

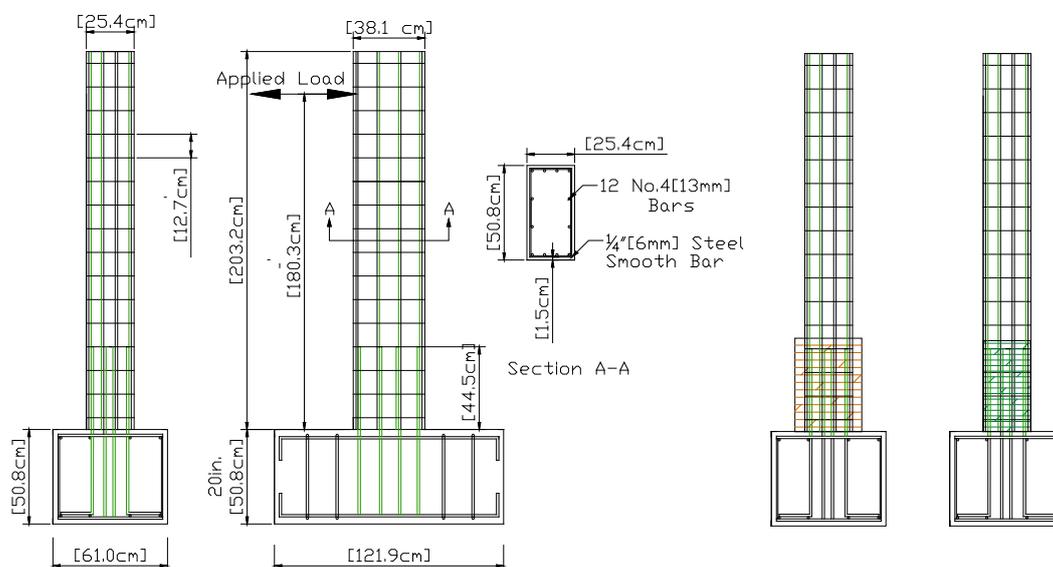


Figure 1-26: Dimension des spécimens et deux techniques de renforcement ([ElGawady et al. 2010](#))

L'utilisation de FRP comme renforcement à la flexion peut être réalisée par le collage des bandes de renforcement sur les faces tendues du poteau dans le sens longitudinal. *Barros et al. (2008)* ont testé une technique consistant à insérer des plats CFRP dans des rainures pré-creusées sur les faces de poteau (technique NSM). Ces lamelles sont ancrées dans la semelle sur une profondeur d'environ 100 mm, et en pied de poteau le béton d'enrobage est détruit et remplacé par un mortier époxy [Figure 1-27]. La campagne porte sur 8 poteaux et 12 essais : 4 poteaux sont non renforcés

(série NON), testés, ils sont ensuite renforcés puis testés à nouveau (série POS) et 4 poteaux sont renforcés sans avoir été endommagés, puis testés (série PRE). Pour chaque série, 2 poteaux contiennent des aciers longitudinaux de diamètre de 10 mm, et 2 autres contiennent des aciers de diamètre de 12 mm. Les corps d'épreuves sont testés en flexion composée avec un effort latéral alterné et d'amplitude croissante. Les séries PRE et POS affichent un comportement similaire, avec un gain en résistance à la flexion (par rapport à la série NON) de 92 % pour les poteaux présentant des aciers de 10 mm et de 34 % pour les poteaux présentant des aciers de 12 mm. Aucun phénomène de décollement des lamelles n'est observé. La résistance en traction des lamelles est pleinement exploitée. Cette technique constitue donc une très bonne solution pour l'amélioration de la résistance en flexion des poteaux. Cependant l'effet de confinement n'est pas pris en compte et la capacité à dissiper l'énergie du poteau n'est pas augmentée.

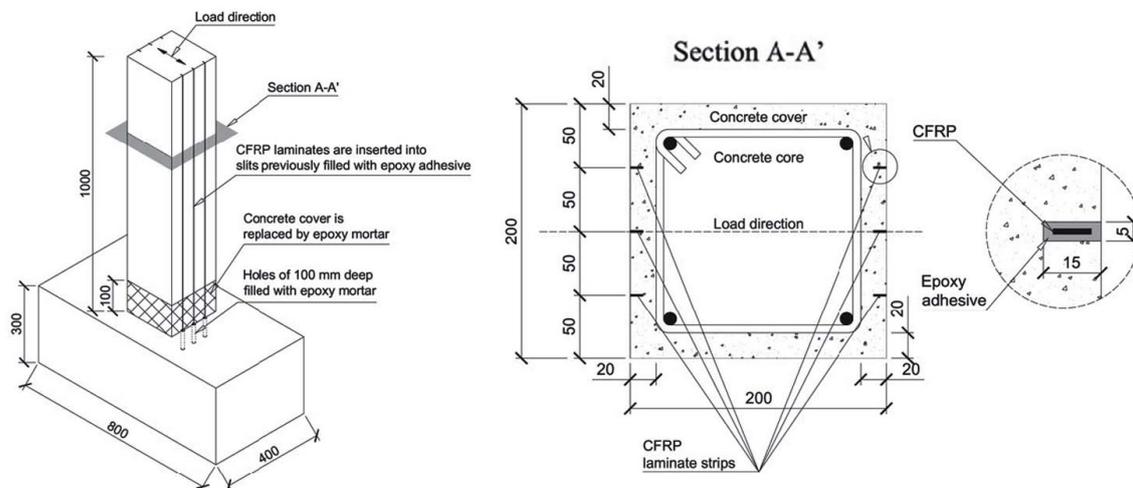


Figure 1-27: Technique de renforcement en flexion pour les colonnes RC (Barros et al. 2008)

Perrone et al. (2009) complètent les essais de Barros et al. (2008) en étudiant le comportement de poteaux en béton armé renforcés par des matériaux composites selon une technique dite hybride. Cette technique combine l'action de chemisage de CFRP et de plats CFRP insérés dans des rainures pré-creusées sur les faces de poteau [Figure 1-28]. Encore une fois, des poteaux aux taux d'aciers longitudinaux différents sont testés. Les lamelles sont ancrées dans la semelle (profondeur de 120 à 150 mm) et ont pour objectif d'améliorer la résistance en flexion des poteaux [Figure 1-28]. Des chemisages de FRP sont ensuite appliqués (430 mm en pied de poteau, puis 150 mm entre les cadres existants) pour améliorer le confinement du béton, la résistance au cisaillement, éviter tout décollement des plats CFRP et améliorer la liaison entre les aciers de recouvrement à la jonction poteau-semelle. Cette technique a été testée sur huit spécimens avec des paramètres tels que la résistance en compression du béton, le nombre de couches de tissus et le taux d'aciers longitudinaux, dans l'objectif d'analyser les performances en termes de résistance (effort ultime) et de dissipation d'énergie. Les corps d'épreuve sont soumis à un effort axial constant de 120 kN et des chargements cycliques d'amplitude croissante. Les résultats obtenus montrent une augmentation de 67 % de la capacité portante des poteaux renforcés (par rapport aux poteaux de référence) et de 56 % de sa capacité à dissiper l'énergie. Cette capacité à dissiper l'énergie passe même à 109 % pour le poteau ayant une résistance en compression de 29 MPa (par rapport aux autres corps d'épreuve, présentant une résistance en compression de 8 MPa). En

outre, l'énergie dissipée par les poteaux renforcés augmente avec le taux d'aciers longitudinaux ainsi qu'avec le nombre de bandes CFRP. Cette technique hybride permet de répondre aux critères de la conception sismique comme la capacité portante et une importante capacité à dissiper l'énergie.

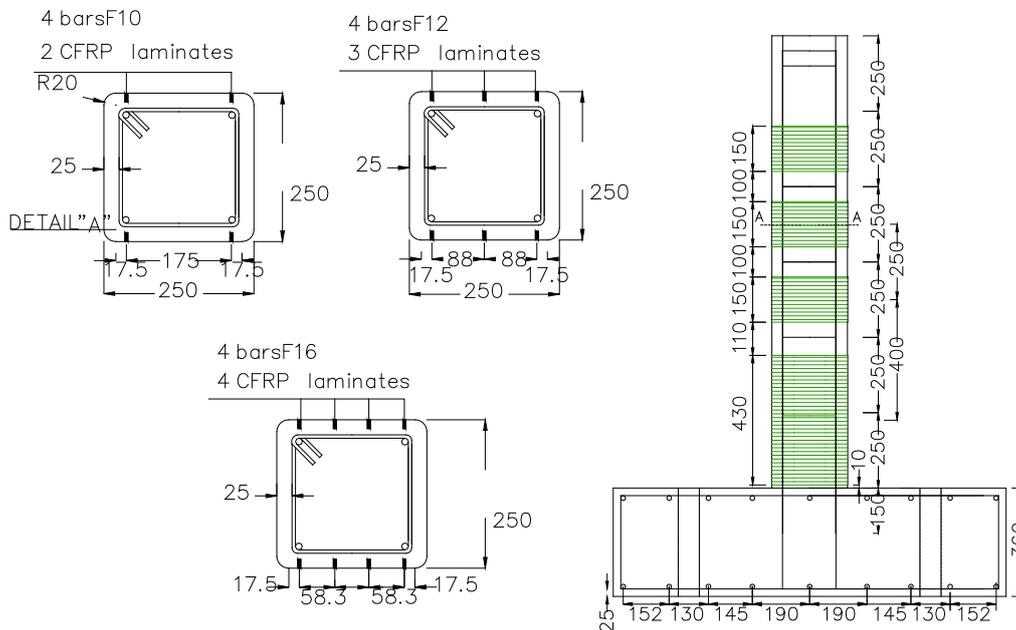


Figure 1-28: Technique hybride - Détails de la disposition des plats CFRP (Perrone et al. 2009)

La technique hybride présentée ci-dessus a montré une bonne performance de renforcement au sismique mais elle demande un travail précis et de bonne qualité lors de l'étape de mise en œuvre des bandes CFRP dans des rainures pré-creusées. Une technique similaire est testée par *Sadone et al. (2012)* où les bandes de renforcement à la flexion sont collées directement sur les faces du poteau et ancrées à la fondation. La problématique de l'ancrage des matériaux composites, notamment des renforts à la flexion a été abordée. Les résultats de cette campagne seront discutés et modélisés dans notre travail de thèse dans la [Section 3.4](#).

1.5.3 FRP - Voiles

Des voiles en béton armé représentent généralement le système de résistance aux charges latérales dans les structures. La plupart des bâtiments existants en mur de cisaillement en France risquent de souffrir de graves dommages lors de grands tremblements de terre en raison de l'insuffisance de résistance de cisaillement et de ductilité dans le plan. Cette insuffisance peut souvent être attribuée au fait que les dispositions constructives des codes de conception parasismique appliquées aux bâtiments existants n'ont pas pris en compte les exigences imposées sur les structures de murs de cisaillement par les grands tremblements de terre. Plusieurs techniques sont actuellement disponibles pour moderniser et renforcer les bâtiments existants. Ces techniques comprennent le renforcement des murs par l'application du béton projeté, par remplissage des ouvertures avec du béton armé et ajout de nouveaux murs de contreventement (*FEMA-273 1997*). Bien que ces techniques soient efficaces pour améliorer la résistance au séisme d'un bâtiment, elles peuvent ajouter un poids important à la structure et par conséquent modifier l'intensité et la

distribution des charges sismiques. Elles demandent généralement beaucoup de travail et perturbent l'occupation de l'immeuble pendant la période de réhabilitation. Plus récemment, l'utilisation de FRP pour le renforcement des voiles a augmenté, en raison de son faible rapport poids-puissance, des périodes d'installation courtes, et d'une faible intervention sur la structure (*Antoniades et al. 2005, 2007b; Dan 2012; Demeter et al. 2010; El-Sokkary 2012; Li and Lim 2010*).

Lombard et al. (2000) ont appliqué les feuilles de FRP dans la direction verticale sur les faces latérales des voiles soumis à un cisaillement et une flexion cyclique. Quatre voiles de cisaillement ont été fabriqués avec pour hauteur, longueur et épaisseur les valeurs de 1795 mm, 1500 mm et 100 mm, respectivement [Figure 1-29 (b)]. Le taux de renfort vertical et horizontal a été maintenu à 0.8% et 0.5%. Deux spécimens sont renforcés par collage FRP. Pour améliorer leur résistance à la flexion dans le plan et la résistance en cisaillement, les bandes FRP sont appliquées sur les deux faces, avec les fibres orientées dans la direction verticale. Le premier voile a été renforcé par une seule couche de CFRP verticale appliquée sur chaque face tandis que le second a été renforcé avec une couche horizontale et deux couches verticales sur chaque face. Pour limiter le décollement de CFRP, un système d'ancrage en acier a été utilisé [Figure 1-29 (a)]. Les bandes de CFRP avaient un module de traction de 230 GPa, avec une force et une déformation à la rupture de 3480 MPa et 1.5%, respectivement. Les échantillons ont été soumis à un chargement dans le plan quasi statique cyclique latéral, appliqué au bloc en tête, le bloc de base étant fixé à un plancher de paroi. Le renforcement a augmenté la résistance des voiles à la fissure jusqu'à 82%. En comparant les deux voiles renforcés, il a été observé que l'application des bandes de CFRP supplémentaires pour les voiles n'a eu aucun effet sur la ductilité, et la zone de fissuration reste similaire au premier. Cependant, la résistance ultime du voile est améliorée. Le mode de défaillance dans les deux voiles renforcés est caractérisé par l'écrasement de la première zone de compression, suivie par la rupture des barres d'armatures verticales extrêmes.

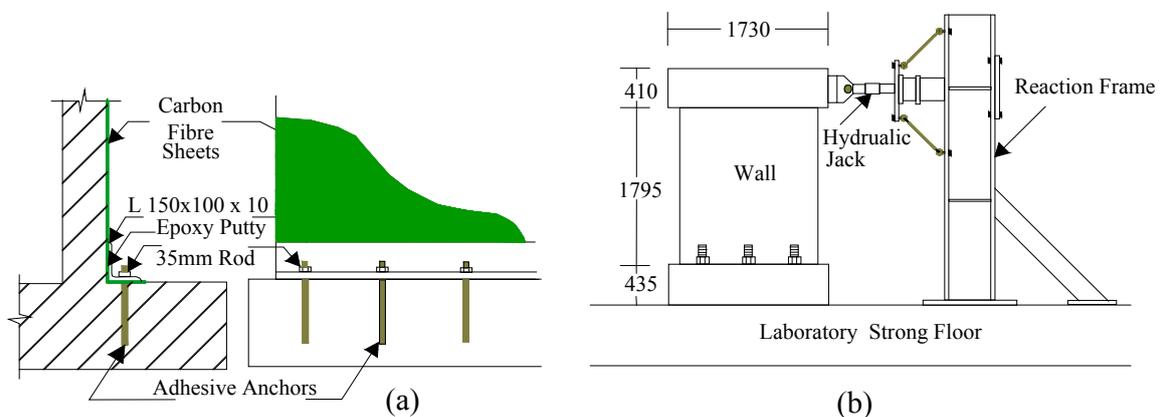


Figure 1-29: (a) Collage de FRP et système d'ancrage (b) Installation d'essai (*Lombard et al. 2000*)

Antoniades et al. (2005) ont réalisé une campagne d'essais de six voiles à échelles 1:2.5 ayant un élancement (H/L) de 1.5. Les spécimens sont chargés jusqu'à la ruine et ensuite réparés en enlevant le béton fortement fissuré et en remplaçant les cadres des barres d'acier endommagés par de nouvelles barres courtes et enfin en coulant des mortiers de réparation à haute résistance. Les spécimens sont ensuite renforcés à l'aide des bandes de FRP en vue d'accroître la flexion ainsi que la résistance au cisaillement et la ductilité. En plus, différents arrangements d'acier, de FRP et d'ancrage sont étudiés [Figure 1-30]. Les résultats des essais ont montré que l'utilisation de FRP a

augmenté la résistance à la flexion et au cisaillement. Dans les systèmes d'ancrage testés, des plaques de métaux combinées avec des bandes de FRP semblent être tout à fait efficaces. Dans tous les cas, la rupture de l'ancrage FRP est fragile, mais la résistance maximale de FRP est atteinte et généralement suite à la fissure de l'armature d'acier dans les zones critiques.

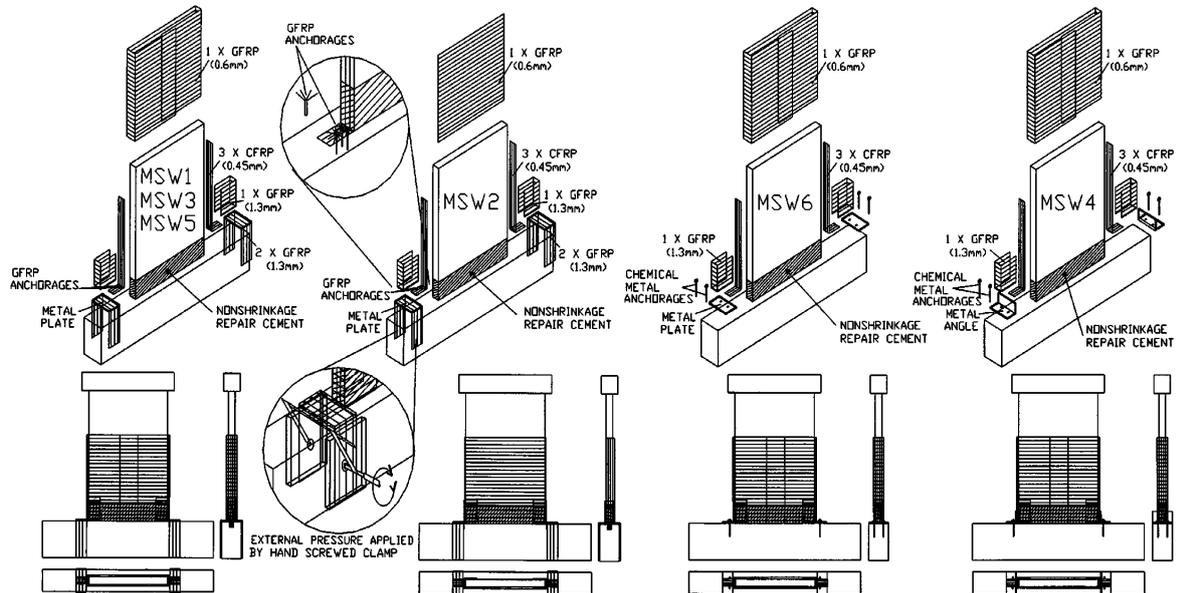


Figure 1-30: Procédures de renforcement appliquées à chaque spécimen (Antoniades et al. 2005)

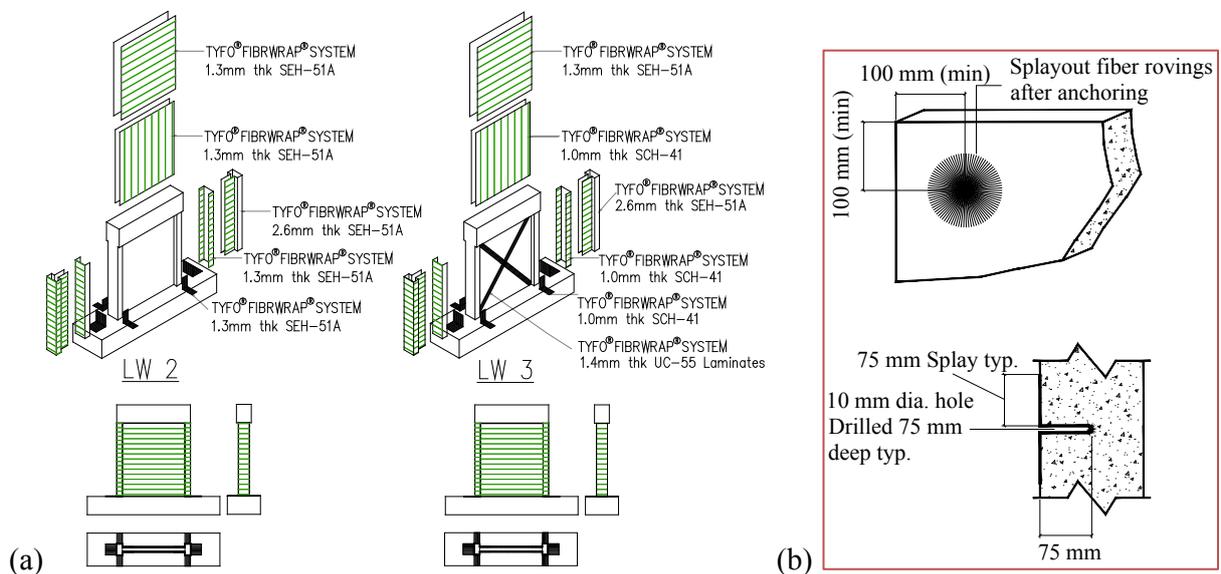


Figure 1-31: (a) Configurations de renfort et (b) système d'ancrage par FRP (Li and Lim 2010)

Li and Lim (2010) présentent les résultats d'une étude expérimentale sur la performance sismique des murs sous chargement axial avec des éléments de confinement. Les spécimens sont d'abord soumis à une compression axiale et un chargement latéral cyclique jusqu'à la rupture, et ensuite réparés et repris pour un nouveau chargement. Les spécimens comprennent deux voiles d'élanement 1.125 et 1.625. Pour tous les spécimens, le confinement dans les éléments de

frontière a été fourni par des cadres d'armature de diamètre 10 mm espacés de 250 mm. Pour l'amélioration de la résistance au cisaillement du voile, les FRP sont d'abord collés dans la direction horizontale. Ils sont ensuite ajoutés verticalement pour améliorer la résistance à la flexion du voile. Les bords ont également été renforcés par une couche de FRP horizontale et une couche supplémentaire dans la direction verticale. Avec la même configuration de renforcement, un voile est renforcé par deux bandes supplémentaires de CFRP sous forme d'une croix de contreventement sur la face principale [Figure 1-31 (a)]. Des ancrages GFRP sont placés à différents endroits le long des bandes FRP. L'ancrage composé par un faisceau de fibres est complètement imprégnée de résine époxy avant son insertion dans les trous percés dans le mur [Figure 1-31 (b)]. Ce système d'ancrage permet de diminuer le problème de décollement et de flambage des fibres à l'interface FRP-béton. Deux types de matériaux dont CFRP et GFRP sont utilisés pour renforcer les voiles afin de comparer leur performance. Les résultats d'expériences ont montré que la réparation à l'aide de feuilles de FRP pouvait servir à restaurer la résistance et la ductilité des murs endommagés. Quelques remarques importantes sont résumées ci-dessous :

- La résistance à la flexion et la résistance des murs peuvent être augmentées par l'utilisation de GFRP et CFRP mais l'utilisation de CFRP est plus efficace que celle de GFRP.
- L'enrobage par FRP permet d'augmenter la résistance au cisaillement.
- Le renforcement réduit les fissurations de cisaillement mais les fissures de cisaillement provoquant le glissement à la base du voile ne peuvent pas être empêchées.
- L'énergie dissipée des spécimens réparés est significativement plus grande que celle du spécimen non renforcée.
- Le système d'ancrage en forme L est efficace car il n'y a pas eu de décollement observé sur le corps principal du voile pendant les tests. Par contre, les ancrages de FRP dans des régions critiques (telles que la base des murs) sont sensibles à la rupture sous tension.

Plusieurs configurations de renforcement et de systèmes d'ancrage ont été abordés dans la recherche d'expérimentale des voiles au cisaillement de [Qazi \(2013\)](#). Quatre types d'ancrage ont été utilisés pour empêcher le décollement et le flambage des bandes de renforcement FRP [Figure 1-32]. Dans le cadre de cette thèse, nous avons modélisé le comportement non-linéaire de ces voiles sous chargements monotones. La campagne d'essai ainsi que la technique de modélisation des FRP sont détaillées dans la [section 4.1.1](#).

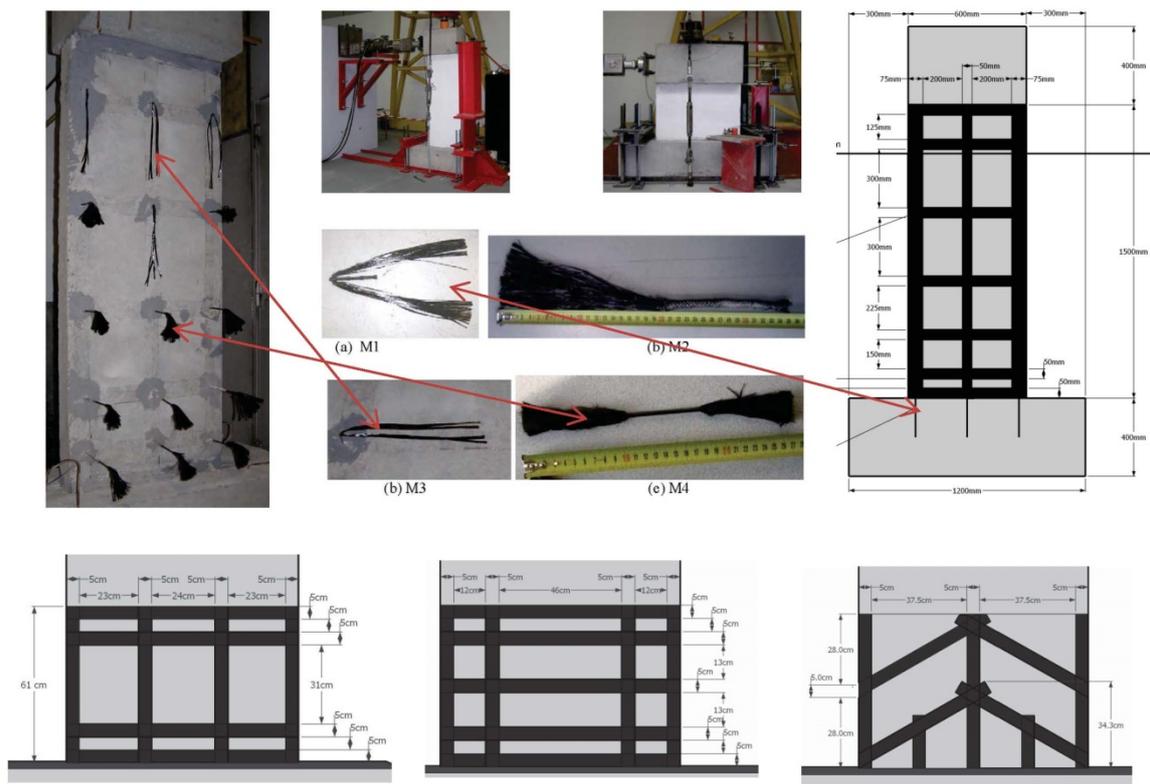


Figure 1-32: Configurations de renforcement des voiles

1.5.4 Nœud d'ossature

Beaucoup de bâtiments en béton armé existants ont des déficiences au niveau des nœuds poutre-poteau. La conception des années 1970 ne prenait pas en compte les liens dans la zone du joint. En outre, l'armature longitudinale de la poutre est généralement ancrée à 150 mm dans la zone de jonction. Ceci est déterminé avec l'hypothèse, que sous la charge de poids propres, les poutres sont soumises à un moment négatif au niveau du joint de la colonne, et donc l'armature inférieure est en compression, ce qui permet d'adopter une faible longueur d'ancrage. Cependant, lorsque le bâtiment est soumis à une charge latérale ou une excitation sismique, les joints poutre-poteau peuvent rompre en cisaillement et/ou en tension ce qui provoque le glissement de l'armature inférieure de la poutre. Pour cette raison, les nœuds poutre-poteau peuvent connaître des modes de ruine en cisaillement ou des décollements des liaisons. Ces modes de rupture réduisent considérablement la ductilité globale de la structure et peuvent conduire à une déformation latérale excessive des bâtiments à plusieurs étages suite à une forte excitation sismique (*Ghobarah et al. 1996*). Plusieurs exemples ont été observés lors de récents tremblements de terre comme Hanshin-Awaji en 1995 (Kobe, Japon) et de Kocaeli en 1999 (Turquie) (*Ghobarah and Said 2001*).

Pour réduire le risque sismique, il est nécessaire d'appliquer des techniques de réhabilitation pratiques et économiques pour mettre à niveau la résistance au cisaillement des joints poutre-colonne et améliorer l'ancrage de l'armature inférieure de la poutre. L'objectif du renforcement des nœuds poutre-colonne est de renforcer la résistance au cisaillement et la liaison acier-béton afin d'éliminer les ruptures fragiles.

Plusieurs techniques de renforcement des joints poutre-poteau ont été proposées et décrites dans la littérature avec beaucoup de précaution au cours des deux dernières décennies. Le chemisage en béton est l'une des techniques les plus courantes (*Alcocer and Jirsa 1993; Wang and Lee 2004*) grâce à ses avantages déjà présentés dans la [section 1.4.1.2](#). En revanche, le chemisage en béton présente des inconvénients tels que la complexité d'application, le coût et le fait qu'elle corresponde à une technique intrusive. Une autre technique de renforcement poteau-poutre est basée sur la fixation des tôles d'acier ou chemisage d'acier ([section 1.4.1.4](#)). Un joint poutre-poteau a été réhabilité et testé sous charges sismiques simulées par *Estrada (1990)*. Les plaques d'acier ont été ancrées sur la face intérieure de chaque côté du joint et reliées entre elles par des tiges filetées en acier traversant la colonne. L'idée est de remplacer les barres d'acier insuffisamment ancrées par des plaques d'acier équivalentes. Les résultats des essais ont montré que le gainage du joint était inefficace pour améliorer la résistance au cisaillement dû au glissement des plaques d'acier. L'échantillon a atteint un déplacement de 4% (drift) sans dégradation significative de la résistance. *Ghobarah et al. (1996)* ont utilisé des chemisages d'acier pour confiner les joints, en laissant un espace entre le béton et l'enveloppe pour ajouter des coulis. La résistance au cisaillement des joints réhabilités a été augmentée et le mode de défaillance est devenu une articulation de flexion dans la poutre. Cependant, la corrosion potentielle des plaques en acier posent un défi à l'application généralisée de cette technique.

Dans ce contexte, l'utilisation des FRP pour le renforcement des nœuds poutre-poteau est plus intéressante grâce à ses avantages, notamment:

- Une application rapide et simple avec un minimum de perturbations pour les occupants,
- Moins de besoin de main-d'œuvre coûteuse,
- Un matériau résistant à la corrosion et finalement rentable.

Les systèmes des points d'ossature renforcés par placage et enrobage FRP ont été développés et testés par plusieurs chercheurs (*Antonopoulos 2002; Ascione and Berardi 2011; El-Amoury and Ghobarah 2002; Gergely et al. 2000; Lee et al. 2010; Niroomandi et al. 2010; Wang et al. 2012*). Les fibres de carbones (CFRP) ont été utilisées pour renforcer des joints poutre-poteau extérieurs en cisaillement (*El-Amoury and Ghobarah 2002; Gergely et al. 2000*). Les résultats expérimentaux de 14 tests de joints en béton armé à échelle 1/3 ont été exploités. Les variables étudiées sont le système composite, l'orientation des fibres, et la préparation de surface. Les essais ont démontré la viabilité des composites de FRP de carbone pour leur utilisation dans l'amélioration de la résistance au cisaillement des joints. La capacité de résistance en cisaillement du joint a été augmentée de 25%. Des améliorations significatives de la résistance et la ductilité des joints renforcés ont également été obtenues.

Ghobarah and Said (2002) ont utilisé des fibres de verres (GFRP) pour renforcer des joints extérieurs. Deux joints ont été testés comme des échantillons de contrôle avec différentes charges axiales appliquées au poteau (10% et 20% de la capacité axiale du poteau). Les échantillons de contrôle ont été testés, puis réparés et testés de nouveau. Le système d'essai et le chemisage de FRP en forme de U est présenté dans la [Figure 1-37](#). Une comparaison entre les performances des échantillons originaux et les échantillons renforcés a montré que l'enrobage de FRP était capable d'augmenter la résistance au cisaillement du joint et d'améliorer la performance de la connexion du point de vue de la ductilité. Cette technique a réussi à éliminer ou retarder le mode de rupture

par cisaillement et remplacer le mode de défaillance en cisaillement par la rotule plastique ductile à la flexion de la poutre. Dans cette étude, la question du gonflement de l'enveloppe de FRP a été abordée. A partir des mesures de contrainte dans la fibre, la limite de déformation est évaluée à 0.0035 et considérée à 0.0055 pour la conception pour prendre en compte l'effet du gonflement.

Mukherjee and Joshi (2005) ont étudié le renforcement par FRP des joints internes. Deux types de ferrailage de joint ont été investigués pour la vérification expérimentale. Le premier contient des renforts en acier adéquats au niveau des sections critiques [Figure 1-34 (a)] ce qui permet un comportement ductile de la rotule plastique. Dans l'autre type de ferrailage, des armatures longitudinales de la poutre ont des longueurs de liaison non adéquates [Figure 1-34 (b)] et présentent un comportement non-ductile. Deux configurations de renforcement ont été proposées pour renforcer ces deux types de ferrailage. Pour la première configuration, des feuilles de FRP ont été appliquées en forme L au niveau des articulations [Figure 1-35 (a)]. Par la suite, les zones près des sections critiques ont été entourées par FRP. La direction des fibres est perpendiculaire à l'axe des éléments [Figure 1-35 (b-c)]. Dans la deuxième configuration utilisée pour renforcer le joint non-ductile, des plaques de carbone (25 mm de large et 1.2 mm d'épaisseur) ont été utilisées dans les poutres afin d'améliorer la résistance en flexion. Pour réaliser une bonne liaison entre la plaque et la poutre, des rainures (25 mm de large et 25 mm de profondeur) ont été créées à l'intérieur du joint de béton. Les plaques ont été insérées dans l'articulation comme le montre la Figure 1-36. L'étude a montré que les deux matériaux CFRP et GFRP étaient efficaces pour la mise à niveau sismique des joints en béton armé. Les spécimens renforcés par CFRP montrent un comportement plus rigide que les spécimens renforcés par GFRP. La capacité de dissipation de l'énergie peut être augmentée par l'utilisation d'une petite quantité de matériaux composites.

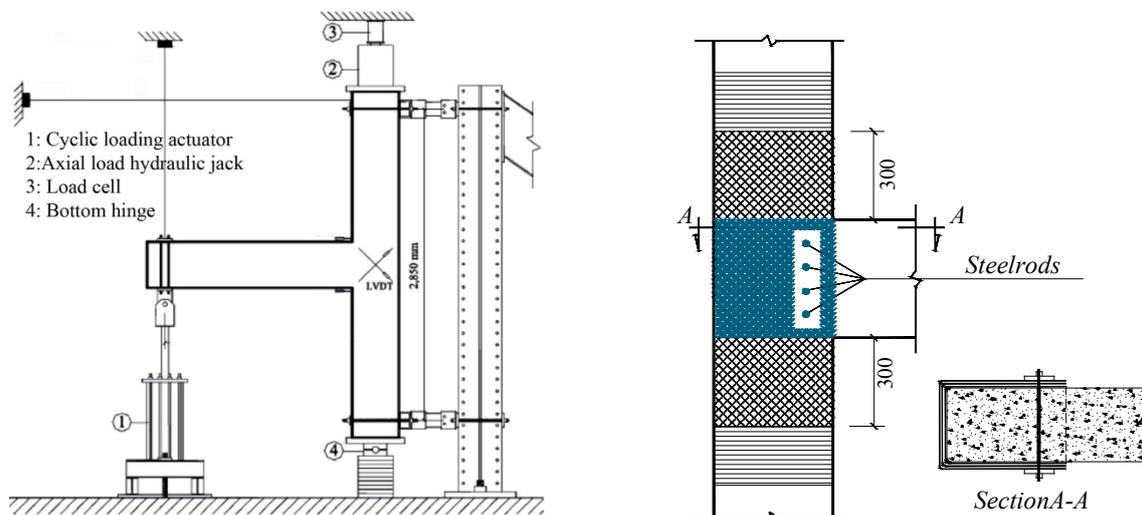


Figure 1-33: Système de test et configuration de renforts ([Ghobarah and Said 2002](#))

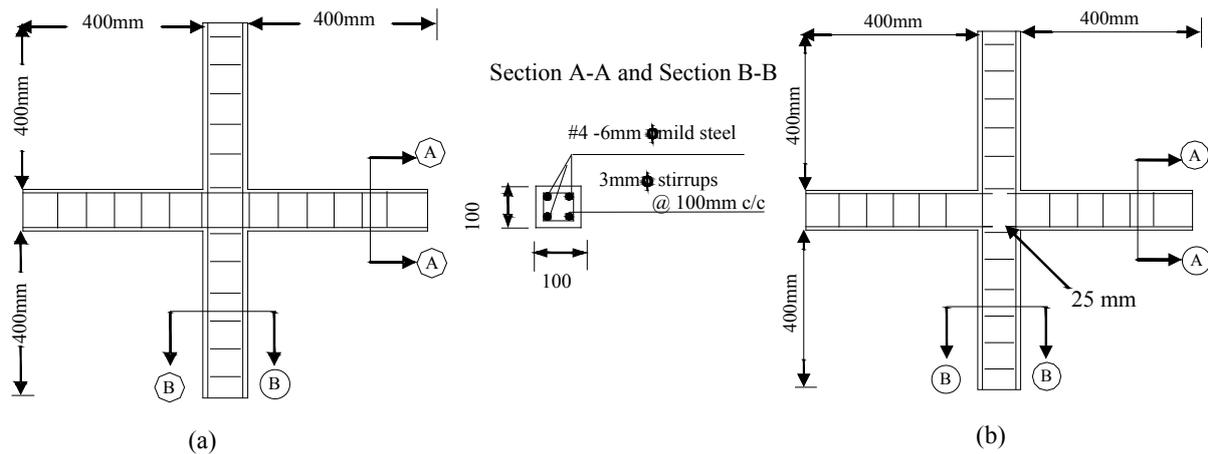


Figure 1-34: Deux type de ferrailage : (a) Ductile , (b) Non-Ductile (Mukherjee and Joshi 2005)

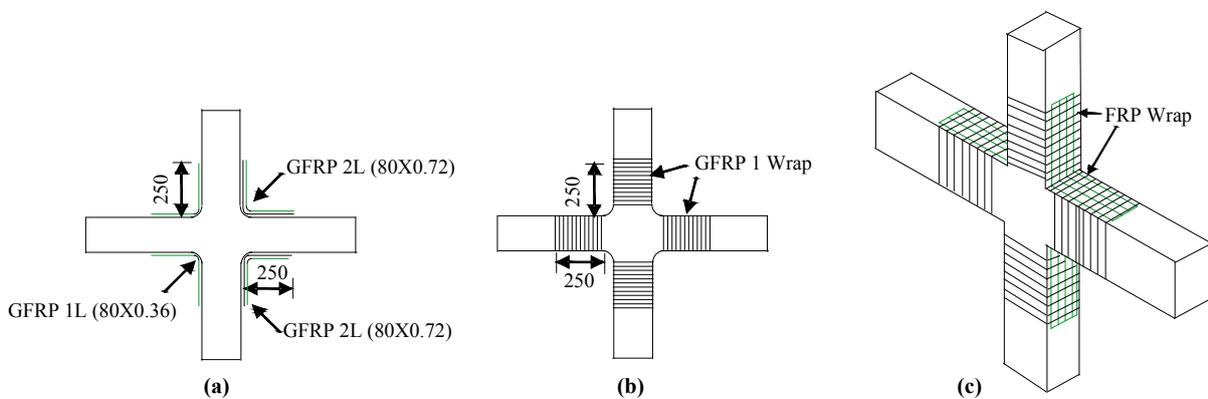


Figure 1-35: Première configuration de renforts (Mukherjee and Joshi 2005)

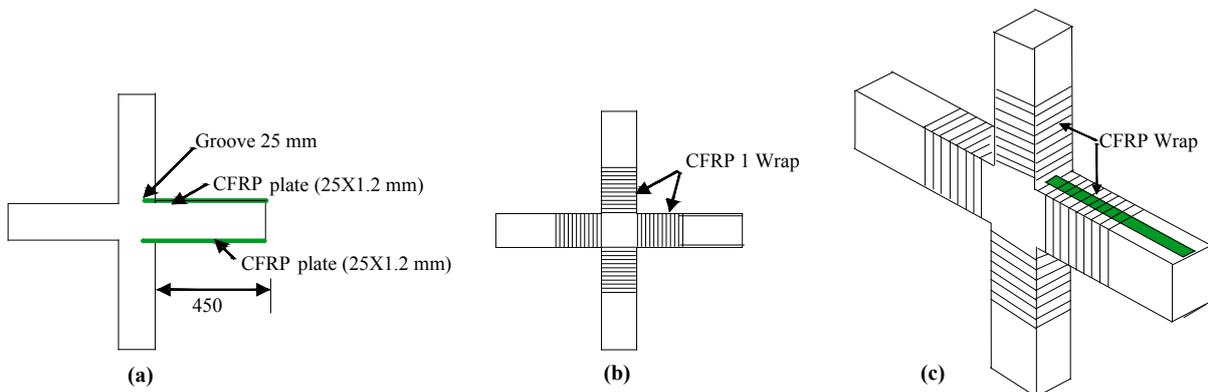


Figure 1-36: Deuxième configuration de renforce (Mukherjee and Joshi 2005)

Antonopoulos and Triantafillou (2003) ont mené une étude expérimentale utilisant du carbon/époxy et E-glass/epoxy pour renforcer des joints soumis à une charge sismique. Les résultats ont mis en évidence l'importance d'utiliser des ancrages mécaniques pour empêcher le décollement des bandes composites. Les résultats expérimentaux ont également fourni des informations importantes sur l'impact des différents paramètres de conception, y compris:

- L'étendue de la zone de FRP,

- La répartition des stratifiés FRP entre la poutre et le poteau,
- Les armatures existantes,
- Les dommages existants dans la structure,
- L'effet de l'existence de la poutre transversale.

Plusieurs modèles analytiques et numériques sont proposés par (*Antonopoulos and Triantafillou 2002; Ghobarah and Said 2001; Niroomandi et al. 2010; Le-Trung et al. 2011*). Quelques remarques pour la dimension des FRP des joints poutre-poteau sont résumées ci-dessous :

- Le décollement du placage composite est supposé atteint pour une déformation de 0.004, ce qui représente environ 25% de la déformation à la rupture des composites.
- L'utilisation de plaques d'acier en forme de U pour retenir les stratifiés de FRP, qui sont attachés à la face inférieure de la poutre, élimine le décollement de FRP du béton. Le FRP peut atteindre une déformation d'environ 1/3 de sa déformation ultime (à la ruine) en traction.
- Le renforcement des poutres à proximité du joint doit être évité alors que le confinement des poteaux à proximité des rotules plastiques est nécessaire.
- Des ancrages par aciers ou composites représentent une technique efficace en limitant le décollement [Figure 1-33].

1.5.5 Structure renforcée

Balsamo et al. (2005) ont étudié l'efficacité de l'utilisation de tissus composites de carbone pour la réhabilitation sismique d'un bâtiment de taille réelle par des essais pseudo-dynamiques au sein du laboratoire ELSA (European Laboratory for Structural Assessment) à Ispra, en Italie [Figure 1-37]. Cette stratégie vise à l'augmentation de la capacité de déformation par des modifications des caractéristiques des éléments au niveau local. L'enrobage par FRP est appliqué aux régions critiques (poteaux, points d'ossature) pour l'amélioration de la ductilité et la résistance au cisaillement. La structure renforcée a été soumise à l'excitation sismique de conception et ensuite à 1.5 fois celle-ci. Les résultats expérimentaux montrent que les zones fissurées dans le cas renforcé ont été contrôlées. Le renforcement a considérablement augmenté la capacité de déformation, sans présenter aucune perte de résistance.

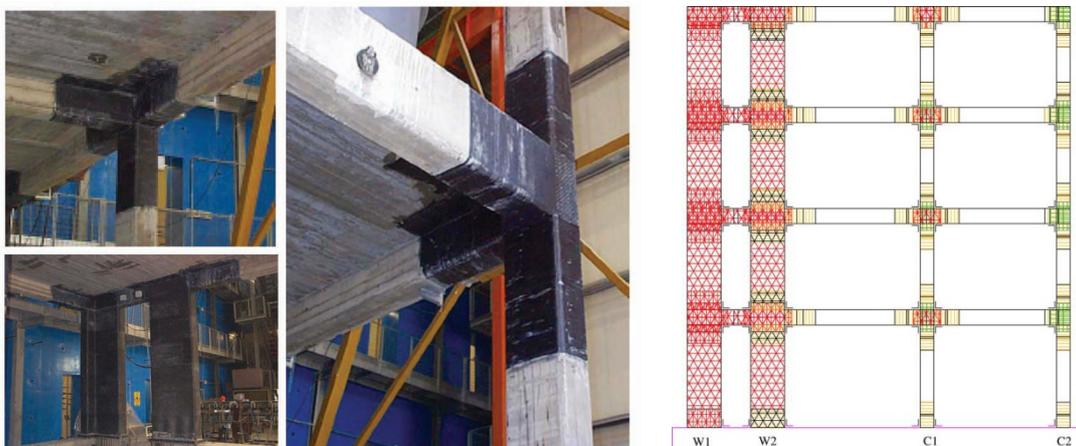


Figure 1-37: FRP pour la réhabilitation sismique ([Balsamo et al. 2005](#))

Garcia et al. (2010) ont testé un bâtiment de deux étages à l'échelle 1, conçu selon l'ancien code de conception, sur une table de vibration dans le cadre du projet de recherche européen ECOLEADER. Après les premiers essais qui ont endommagé la structure, le portique a été renforcé par des matériaux en fibres de carbone (CFRP). Il était ensuite testé de nouveau avec la même excitation sismique. Le but principal du renforcement était de produire la rotule plastique la poutre. Avant l'intervention du renforcement, le béton endommagé a été réparé à l'aide de mortier de réparation et les fissures principales injectées avec de la résine époxy. Les surfaces de béton au niveau des zones d'application ont été lissées et préparées pour améliorer l'adhérence entre le FRP et le béton existant. Une feuille de CFRP verticale (parallèle aux axes des colonnes) est fixée sur les faces intérieures et extérieures des extrémités des colonnes afin d'améliorer leur résistance à la flexion [Figure 1-38 (a)]. Les nœuds d'ossature poteau-poutre de deux étages sont également renforcés à l'aide des feuilles orthogonales pour éviter une rupture par cisaillement. Deux bandes minces de CFRP sont enroulées autour des extrémités des poutres pour empêcher des décollements des feuilles [Figure 1-38 (a)]. En outre, on a utilisé l'enrobage CFRP pour confiner les zones critiques des poteaux. Il permet d'augmenter la capacité des poteaux et d'éviter tous décollements des feuilles longitudinales le long des axes de colonnes [Figure 1-38 (b)]. Les données expérimentales des essais initiaux de table vibrante sont utilisées pour calibrer des modèles analytiques afin de reproduire la dégradation de résistance sous charge cyclique des joints poteau-poutre via des modèles d'adhérence acier-béton. Le modèle numérique est ensuite utilisé pour calculer de la réponse de la structure sous cinq excitations sismiques réelles. Les résultats obtenus ont montré que le renforcement par CFRP permet au bâtiment de mieux résister à l'excitation sismique de même niveau. L'utilisation des matériaux composites CFRP a permis de réduire les déplacements différentiels au deuxième étage [Figure 1-38 (c)] et a donc amélioré le niveau de performance sismique du portique.

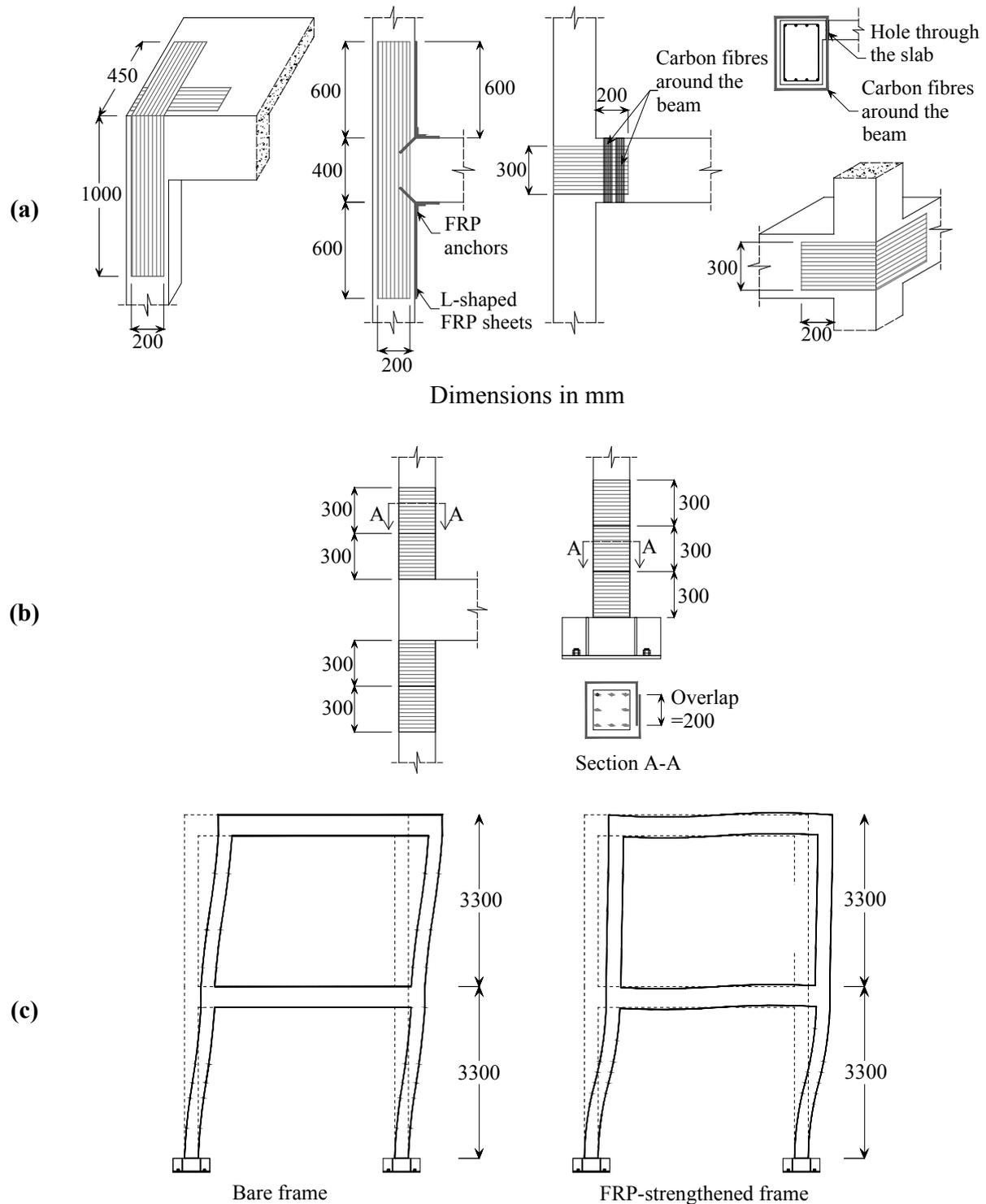


Figure 1-38: Réhabilitation du portique en utilisant CFRP : (a) Faces extérieures des poteaux et points d'ossature, (b) Pied de poteau au premier étage et à la base, (c) Déformation entre étages de la structure de référence et de la structure renforcée par CFRP à $PGA=0.4$ g (Garcia et al. 2010)

Di Ludovico et al. (2008) ont évalué l'efficacité de FRP pour la réhabilitation sismique d'une structure asymétrique de trois étages encadrée à base et soumise à un chargement pseudo-dynamique bi-directionnel (PSD) [Figure 1-39]. L'essai est réalisé au Laboratoire ELSA du centre

commun européen de recherche (JCR) à Ispra, en Italie. L'enrobage par des polymères renforcés de fibres est appliqué aux poteaux pour augmenter le niveau de confinement. Il est aussi appliqué aux nœuds d'ossature poutre-poteau et au poteau de type de mur pour augmenter leur résistance en cisaillement. Les résultats expérimentaux sous chargement sismique et les résultats d'analyse par méthode pushover ont confirmé que la stratégie de renforcement avait augmenté de manière significative l'énergie dissipation et la capacité de déformation de la structure. Ce travail est retenu pour notre étude de modélisation présentée dans la [section 4.2](#).



Figure 1-39: Bâtiment asymétrique du projet SPEAR (Di Ludovico et al. (2008))

1.5.6 Conclusion

Le renforcement des structures en béton armé est souvent nécessaire en raison de charges excessives, de la mise à jour des codes de conception, d'un mauvais entretien ou de l'exposition aux effets environnementaux. Diverses techniques de renforcement ont été développées et mises en œuvre au cours des dernières années avec un certain succès. Parmi ces techniques, la technique de renforcement par FRP est la plus populaire en raison de son poids léger, sa mise en œuvre facile et sa grande résistance à la corrosion. Avec cette technique, la défaillance du spécimen est observée, soit par la fissuration du béton, soit par le décollement du FRP de la surface du béton au voisinage des rotules plastiques. L'efficacité de cette technique est limitée par le problème de décollement en raison de la concentration de contraintes à l'interface des bandes FRP-béton. Les bandes de renfort FRP ne peuvent donc pas atteindre leur capacité. Plusieurs recherches concernant ce problème sont en cours de développement et des efforts considérables ont été faits pour trouver une solution pertinente. Par exemple, pour le renfort local, on peut utiliser des petits ancrages de CFRP, des fixations mécaniques ou des chevilles en forme de U.

1.6 Sélection de méthode d'intervention

Le renforcement des structures vis-à-vis du séisme est classé selon deux approches principales : la mise à niveau du système global et le renforcement des éléments de structure. Lorsque le comportement global de la structure est déficient, la mise à niveau du système global est préférée. Lorsque certains éléments de structure sont déficients, l'approche de renforcement de l'élément est retenue. La mise à niveau du système global comprend l'ajout de nouveaux murs en cisaillement et par conséquent la réduction de la demande sismique dans les éléments existants, tandis que le renforcement des éléments de structure est effectué par l'ajout de matériaux supplémentaires au niveau local de l'élément. On peut lister quelques remarques pour guider le choix d'une méthode d'intervention :

- Avant de déterminer la méthode de réhabilitation sismique pour un bâtiment, il est essentiel de déterminer l'état et de diagnostiquer les déficiences. L'évaluation de l'état permet de déterminer l'état réel du bâtiment que l'on confrontera aux informations disponibles dans les documents de construction. L'évaluation sismique permet d'identifier les déficiences de la construction par rapport à la résistance aux forces sismiques. Basées sur les résultats obtenus, les stratégies de réparation et de réhabilitation sont sélectionnées.
- Considérant le coût de rénovation, il est impératif d'avoir des évaluations sismiques d'un bâtiment correspondant aux conditions existantes et aux conditions de rénovation afin de justifier les stratégies d'adaptation sélectionnées. Quand un nouvel élément est ajouté à un bâtiment existant dans le cadre d'une stratégie globale d'adaptation, le transfert de charge et la compatibilité des déformations entre le nouveau et les éléments existants sont essentiels. Le transfert de charge doit être jugé à partir de l'analyse globale de l'immeuble.
- Lorsqu'un bâtiment existant est sévèrement déficient vis-à-vis des forces sismiques de conception, il est préférable de sélectionner une stratégie d'adaptation globale pour renforcer et rigidifier la structure. Si des lacunes persistent dans les éléments, les stratégies d'adaptation locales doivent être sélectionnées. Au-delà de cette recommandation, il n'est pas prudent de prescrire une stratégie d'adaptation comme application générique. Chaque stratégie d'adaptation a des avantages et des inconvénients. Une stratégie d'adaptation doit être choisie après un examen minutieux des coûts et de la constructibilité. Une bonne conception d'une stratégie d'adaptation est essentielle. Le mode de défaillance dans un élément de structure après la rénovation ne doit pas devenir fragile. Une stratégie d'adaptation globale, qui implique un changement au niveau du centre de gravité et du centre de rigidité, doit être vérifiée vis-à-vis de la torsion. Toute modification de la répartition des charges doit être soigneusement contrôlée et tout élément avec des contraintes excessives doit être identifié. Une demande supplémentaire sur le système de fondation doit être prise en compte.

Dans le cadre de cette thèse, l'accent est mis sur la technique de **renforcement par FRP** comme l'une des méthodes les plus représentatives d'intervention locale. Plusieurs études sur les éléments de structure renforcés par collage FRP sous de différentes configurations seront présentées.

2 MÉTHODES D'ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DU BÂTI EXISTANT

Ce chapitre résume les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants ainsi que l'évaluation des caractéristiques dynamiques des structures.

2 MÉTHODES D'ÉVALUATION DE LA VULNÉRABILITÉ SISMIQUE DU BÂTI EXISTANT	49
2.1 Évaluation	50
2.1.1 Caractéristiques de la conception parasismique	50
2.1.2 Procédure d'évaluation	52
2.2 Analyse non-linéaire	54
2.2.1 Procédures statiques non-linéaires	54
2.2.1.1 Méthodes pushover classiques	55
2.2.1.2 Pushover multimodal	55
2.2.1.3 Méthodes pushover adaptatives	57
2.2.1.4 Méthodes Pushover 3D pour des bâtiments asymétriques	58
2.2.1.5 Recherche du point de fonctionnement (déplacement cible)	59
2.2.1.6 Méthode temporelle basée sur les courbes de pushover modaux	60
2.2.2 Analyse temporelle non-linéaire	62
2.2.3 Paramètres entrées de l'analyse temporelle	63
2.3 Évaluation des caractéristiques dynamiques	66
2.3.1 Dégradation de la fréquence propre au cours du temps	66
2.3.2 Évolution du taux d'amortissement visqueux équivalent	67
2.3.3 Énergie dissipée	67

2.1 Introduction

Le séisme constitue un risque naturel majeur potentiellement très meurtrier et pouvant causer des dégâts importants sur les bâtiments et les équipements. Pour les bâtiments, l'objectif principal de la réglementation parasismique est la sauvegarde du maximum de vies humaines pour une secousse dont le niveau d'agression est fixé pour chaque zone de sismicité. La construction peut alors subir des dommages irréparables, mais elle ne doit pas s'effondrer sur ses occupants. En cas de secousse plus modérée, l'application des dispositions définies dans les règles parasismiques permet de limiter les destructions et, ainsi, les pertes économiques. Les règles de construction parasismique, depuis le 22 octobre 2010, ont évolué et font désormais référence à l'Eurocode 8, norme issue d'un consensus européen et relative au calcul des structures pour leur résistance au séisme. Ces règles sont applicables aux permis de construire déposés après le 1er Mai 2011. Ce chapitre résume les méthodes d'évaluation de la vulnérabilité sismique des bâtiments existants selon l'Eurocode 8, les paramètres du calcul sismique ainsi que les approches simplifiées proposées.

2.2 Évaluation

L'évaluation sismique d'un bâtiment existant est préconisée dans les situations suivantes :

- Le bâtiment n'est pas conçu pour résister aux forces sismiques.
- Le bâtiment peut avoir été conçu pour résister aux forces sismiques, mais avant la publication des codes actuels. La résistance latérale du bâtiment ne correspond plus aux forces sismiques réglementaires qui augmentent la force de cisaillement à la base du bâtiment. Les détails constructifs ne satisfont pas les exigences des codes actuels pour assurer la ductilité et la protection des composants.
- Il y a eu des ajouts, des modifications ou des changements d'usage du bâtiment, qui ont accru sa vulnérabilité. Par exemple, des étages supplémentaires ont été construits.
- La construction est apparemment de mauvaise qualité.
- L'état de l'immeuble s'est visiblement détérioré avec le temps.

2.2.1 Caractéristiques de la conception parasismique

La conception des bâtiments pour les charges sismiques est spéciale, par rapport à la conception pour les charges gravitaires (charges de poids propres et charges d'exploitation). Les charges de poids propre sont relativement constantes, vis-à-vis de leur magnitude et de la direction (toujours verticales) et sont traitées comme des charges «statiques». En revanche, les charges sismiques sont principalement latérales, réversibles (les forces changent de direction), dynamiques (les forces varient avec le temps) et de très courte durée. L'amplitude maximale des forces internes et leur emplacement dans les éléments de structure sont différentes de ceux qui sont dus à des charges gravitaires. En outre, certains principes de base concernant la conception de la structure porteuse pour résister aux charges sismiques ne sont pas pris en compte dans la conception classique pour les charges gravitaires. Les attributs principaux trouvés dans la plupart des codes de conception sismique sont la capacité résistante, la rigidité latérale, la ductilité et la stabilité.

Capacité résistante : Un bâtiment doit avoir une résistance latérale adéquate pour résister aux charges sismiques. C'est la première exigence d'une conception sismique. Un bâtiment peut être bien conçu pour résister aux charges de gravité statique, mais peut, en même temps, ne pas être conforme à la réglementation parasismique qui vise à la résistance aux charges sismiques dynamiques. Cela peut conduire à un risque d'effondrement de l'immeuble, de blessures voire de mort des occupants. La principale préoccupation est donc d'assurer une capacité de résistance latérale suffisante vis-à-vis de la demande sismique, cette dernière étant donnée par la sollicitation maximale au cours du temps.

Rigidité latérale: Le deuxième aspect important de la conception d'un bâtiment est sa rigidité latérale. Sous des charges de gravité, la déformation verticale du sol ne doit pas être excessive. De même, pour des valeurs modérées du chargement sismique, la déformation latérale d'un bâtiment ne doit pas être excessive. La résistance d'un bâtiment à la déformation latérale est nommée rigidité latérale. Si la rigidité latérale n'est pas suffisante, il y aura une déformation relativement grande, en cas de tremblement de terre modéré, à la suite de laquelle les éléments peuvent ne plus être en mesure de résister à l'action simultanée de la pesanteur et des charges sismiques de façon satisfaisante. Pour un bâtiment avec des éléments non-structurels comme les murs de remplissage, les façades, les bardages, les conduits de services publics, etc., une faible rigidité latérale est susceptible d'entraîner de lourds dommages, même si la capacité de résistance à la force latérale totale du bâtiment est suffisante. La rigidité de l'ensemble d'un bâtiment est généralement mesurée par le rapport entre le déplacement latéral relatif de la toiture (par rapport à la base) et la hauteur du bâtiment. La raideur de chaque étage est mesurée comme le rapport entre le déplacement inter-étages (déplacement différentiel) et la hauteur de l'étage.

Ductilité: La conception d'un bâtiment pour résister à un séisme extrême de forte amplitude sans dommage important ou déformation résiduelle serait une solution extrêmement coûteuse. Comme la probabilité de survenance d'un tel séisme pendant la durée de vie d'un bâtiment est généralement faible, les codes de conception parasismique autorisent des dommages et des déformations résiduelles dans les bâtiments si un tel événement venait à se produire. Ceci présente l'avantage de réduire sensiblement les charges sismiques de conception, par rapport à la conception élastique, en mettant en jeu des mécanismes de dissipation de l'énergie. Afin d'assurer une grande capacité de déformation ductile dans certaines zones critiques, des conditions de confinement du béton nécessaires sont mises en place, de sorte que les éléments ne rompent pas (bien qu'endommagés) pendant le séisme. La capacité de maintenir la résistance d'un élément pour de grandes déformations, sans rupture, porte le nom de ductilité. Dans un bâtiment bien conçu, si les éléments ont cette propriété de ductilité, alors le comportement d'ensemble du bâtiment sera également ductile. Dans le cas contraire, en l'absence de ductilité, la structure est susceptible de s'effondrer sans subir des déformations importantes. Ceci est illustré sur la **Figure 2-1** qui montre des courbes statique force-déplacement pour ces deux cas. La surface sous chaque courbe est une mesure de l'énergie totale absorbée. De toute évidence, la propriété de ductilité améliore considérablement la capacité de la structure à résister à une plus grande énergie injectée par le séisme.

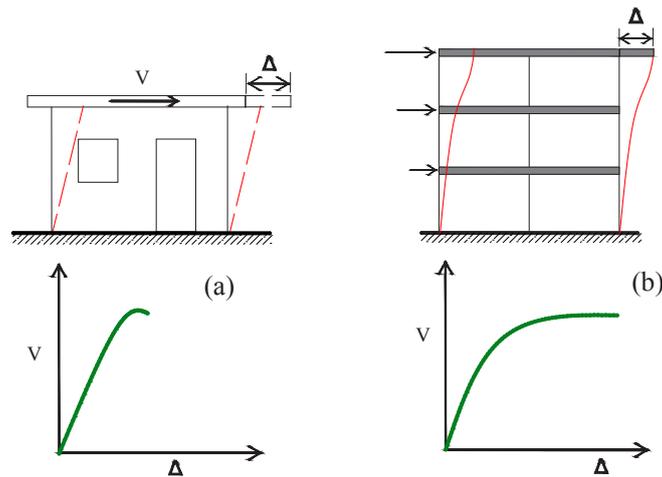


Figure 2-1: Relation force-déplacement (a): comportement fragile (b): comportement ductile

Stabilité: Un tremblement de terre provoque des vibrations dans un bâtiment dans toutes les directions. Le bâtiment doit conserver sa stabilité dans ces conditions. L'action de charges sismiques latérales sur un bâtiment est de pousser l'immeuble horizontalement et de le faire plier. Dans certains cas, la construction peut également tourner autour de son centre de rigidité. Il doit y avoir une fixité suffisante à la base (fondation) pour éviter les rotations qui provoquent l'instabilité. En particulier, il devrait y avoir une marge suffisante de sécurité contre les possibilités d'instabilité du fait de renversements ou de glissements.

2.2.2 Procédure d'évaluation

L'analyse d'une structure, y compris les mesures éventuelles de rénovation, doit être menée afin de déterminer les forces et les déformations induites dans les composants de l'immeuble par le mouvement du sol correspondant au tremblement de terre de niveau de risque choisi.

Il existe quatre méthodes d'analyse qui peuvent être utilisées : la procédure statique linéaire (PSL), la procédure dynamique linéaire (PDL), la procédure statique non linéaire (PSN) et la procédure dynamique non-linéaires (PDN).

La PSN est généralement une approche communément adoptée pour caractériser les performances d'une structure. Cependant, elle n'est pas exacte et elle ne peut rendre compte avec précision du changement de réponse dynamique de la structure qui se dégrade en rigidité. Elle ne peut pas tenir compte des effets des modes supérieurs de vibration dans le cas des systèmes à plusieurs degrés de liberté (MDOF). Si la PSN est utilisée sur une structure qui a une importante réponse dans un mode supérieur, la PDL est également utilisée pour vérifier l'adéquation de la conception. Lorsque cette approche est adoptée, des critères moins restrictifs sont autorisés pour la PDL, du fait de la connaissance apportée par la PSN.

La PDN est autorisée pour toutes les structures. Lorsque la procédure PDN est utilisée, l'autorité compétente doit confier les procédures d'examen et d'approbation à un ingénieur tiers indépendant ayant une expérience importante dans l'utilisation des procédures non linéaires. Comme avec la PSN, les résultats de la PDN peuvent être directement comparés avec les données des tests sur le comportement des composants structuraux représentatifs, afin d'identifier les performances d'une

structure lorsqu'elle est soumise à une sollicitation sismique. Potentiellement, la PDN peut être plus précise que la PSN en ce qu'elle permet d'éviter certaines approximations.

Malgré ces avantages, la PDN exige du jugement et de l'expérience pour effectuer des analyses qui ont tendance à être très sensibles aux petites variations dans les hypothèses en ce qui concerne soit le mouvement sismique utilisé dans l'analyse, soit le comportement non linéaire des éléments de structure. A titre d'exemple, deux mouvements de sol enveloppés par le même spectre de réponse peuvent produire des résultats radicalement différents en ce qui concerne la répartition et la quantité des dommages dans la structure. Afin d'appliquer cette approche de façon fiable à la conception de la réhabilitation, il est nécessaire d'effectuer un certain nombre d'analyses, en utilisant des hypothèses variées. La sensibilité des résultats de l'analyse aux hypothèses intégrées est la principale raison pour laquelle cette méthode ne doit être utilisée que sur des projets où l'ingénieur est bien familiarisé avec les techniques et les limites de l'analyse dynamique non linéaire.

Les procédures statiques sont appropriées quand les effets des modes supérieurs peuvent être négligés. C'est généralement le cas pour les bâtiments bas ou les bâtiments réguliers. Dans la conception et la vérification d'ingénierie, le ratio entre la demande et la capacité ainsi que le déplacement relatif entre les étages sont des critères prioritaires pour des calculs préliminaires.

Ratio de la demande à la capacité: Basé sur la méthode de conception traditionnelle, un membre d'un bâtiment est considéré comme bien conçu si sa résistance de calcul (comme la capacité en termes de moment de flexion ou d'effort tranchant) n'est pas inférieure à la demande. Les forces internes sont d'abord calculées pour les charges de gravité par l'analyse structurale. Ensuite, les forces internes sont calculées pour les charges latérales, telles que les charges sismiques et les charges dues au vent. Les valeurs d'une force interne dans un élément en raison des charges de gravité et des charges latérales sont combinées, en supposant un comportement élastique linéaire, en fonction de certaines combinaisons de charges. La valeur de calcul de la force interne (c'est-à-dire la demande) est la valeur numérique la plus élevée obtenue après combinaisons. La capacité ou la résistance de calcul est calculée conformément aux règles spécifiques pour le matériau utilisé et aux modèles mécaniques associés au type de système structural. Après le calcul de la demande et de la capacité d'un membre, le rapport demande sur la capacité (DCR) est calculé comme suit :

$$DCR = \frac{\text{Demande d'une force interne}}{\text{Capacité d'une force interne}} \quad (2.1)$$

Les conditions d'application de ce rapport à l'analyse par les forces latérales sont les suivantes :

- Pour les éléments où des rotules plastiques sont susceptibles de se former :

$$DCR_i > 1 \text{ et } \frac{DCR_{\max}}{DCR_{\min}} < 2.5 \text{ (art. 4.4.2 EN 1998-3 2005)}$$

- Pour les éléments en zone fragile :

$$DCR_i \leq 1 \text{ (art. 4.5.1 EN 1998-3 2005)}$$

Dans le cas où un ou plusieurs éléments de la structure ont le rapport DCR plus grand que 2.5, la procédure linéaire n'est plus adéquate. Il est nécessaire d'utiliser l'une des analyses non-linéaires présentées dans la section suivante.

Déplacements entre étages: Comme mentionné précédemment, en plus de la force latérale, la rigidité latérale de la construction doit être également suffisante. La limite recommandée du déplacement entre étages est défini dans la clause 4.4.3.2-*EN 1998-1 (2005)*.

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

$$d_r \leq 0.005 \cdot \frac{h}{\nu} \quad (2.2)$$

Pour les bâtiments ayant des éléments non structuraux ductiles :

$$d_r \leq 0.0075 \cdot \frac{h}{\nu} \quad (2.3)$$

d_r est le déplacement de calcul entre étages, h est la hauteur entre étages et ν est le coefficient de réduction pour prendre en compte une plus petite période de retour de l'action sismique associée à l'exigence de limitation des dommages. Les valeurs recommandées sont $\nu = 0.4$ pour les bâtiments entrant dans les catégories d'importance III et IV et $\nu = 0.5$ pour les catégories d'importance I et II.

Si cette limite n'est pas satisfaite dans un bâtiment existant, alors il y a un risque de violation de l'état limite de service. Ce risque peut être réduit en fournissant de manière appropriée des mesures d'adaptation sismique pour améliorer la rigidité latérale et ainsi réduire le déplacement entre étages.

2.3 Analyse non-linéaire

Ce type d'analyse nécessite de disposer d'outils numériques stables et capables de prédire de manière pertinente le comportement d'une structure soumise à des sollicitations sismiques, en tenant compte du comportement non linéaire des matériaux constitutifs. Par conséquent, les techniques de modélisation des structures sous chargement sismique demandent une expérience non seulement du point de vue du calcul de la structure mais aussi du point de vue du comportement des matériaux. Dans cette section, les méthodes d'analyse non-linéaire des structures sous chargement sismique sont présentées.

2.3.1 Procédures statiques non-linéaires

Une composante essentielle et cruciale des méthodes d'analyse sismique basées sur la performance est l'estimation précise des paramètres de la demande sismique. Les procédures statiques non linéaires (PSN) de type pushover sont maintenant largement utilisées dans les codes de conception sismique existants comme l'Eurocode 8 (*EN 1998-1 2005*) et le code de construction Japonais (*JPDPA 1999*). Bien que les exigences sismiques soient mieux estimées en utilisant l'analyse non-linéaire temporelle, les PSN, malgré leur simplicité, sont capables de fournir des

informations importantes sur la réponse inélastique de la structure, permettant d'évaluer les mécanismes plastiques attendus. Ils sont souvent utilisés dans les applications d'ingénierie ordinaire pour éviter la complexité intrinsèque des méthodes temporelles.

2.3.1.1 Méthodes pushover classiques

Les procédures statiques non linéaires ont été officiellement introduites dans les codes de conception dans le monde entier. Elles ont commencé à être mises en œuvre dans le cadre de l'ingénierie basée sur la performance sismique (*ATC-40 1996*), (*FEMA-273 1997*) et (*FEMA-356 2000*). En Europe, la méthode N2 proposée par *Fajfar et al. (1996; 2000)* a été implantée dans l'Eurocode 8 (*EN 1998-1 2005*).

La méthode du spectre de capacité utilisée dans *ATC-40 (1996)*, et la méthode N2 proposée par Fajfar et son équipe (*Fajfar et al. 1996*) et incluse dans l'Eurocode 8, s'appuie sur des modèles de charges invariantes pour estimer la demande de déformation sous charges sismiques. Les forces sont proportionnelles au premier mode de vibration de la structure. Le procédé N2 représente la demande sismique par un spectre inélastique. Cependant, plus que le choix du point pilote, le choix de la distribution des forces est l'aspect le plus critique de la méthode. Bien que plusieurs distributions soient proposées (uniformes, linéaires, quadratiques) selon le mode fondamental, les résultats sont moins précis lorsque les modes plus élevés que le premier contribuent à la réponse et que les effets inélastiques modifient la répartition des forces d'inertie (*Goel and Chopra 2004; Kunnath et al. 2004*). Le rapport *FEMA-440 (2005)* exhibe plusieurs bémols pour l'utilisation des méthodes de pushover en force imposée en vue d'estimer la demande sismique:

- Elles ne peuvent pas prédire de manière correcte la concentration de dommages au niveau local.
- Elles négligent des sources de dissipation d'énergie telles que les amortissements visqueux et hystérétiques.
- Les effets 3D et le comportement cyclique des matériaux ne peuvent pas être facilement pris en compte par ces méthodes.

Ces méthodes ne sont pas capables de reproduire correctement des déformations lorsque les modes plus élevés sont importants.

2.3.1.2 Pushover multimodal

Afin de surmonter certains inconvénients des méthodes pushover classiques, plusieurs chercheurs ont proposé de nouvelles procédures de pushover pour tenir compte des effets des modes plus élevés, mais en gardant les modèles de charges invariantes. La première procédure prenant en compte des modèles de charges latérales proportionnelles à la forme des modes a été proposée par *Paret et al. (1996)*, ce qui conduit à de multiples courbes de pushover modales tracées graphiquement le spectre sismique, afin de calculer la demande sismique. Cependant, la procédure ne précise pas comment combiner les réponses modales individuelles. L'analyse pushover modale (MPA pour « Modal Pushover Analysis ») de *Chopra et Goel (2002)* est une version plus complète de l'analyse pushover multimodale. Dans cette procédure, plusieurs courbes de pushover sont obtenues à partir des modèles de charges proportionnelles à chaque mode de vibration. La réponse finale est obtenue par la combinaison des résultats correspondant à chaque courbe de pushover en

utilisant une règle de combinaison appropriée (par exemple SRSS - racine carrée de la somme des carrés ou CQC - combinaison quadratique complète). C'est la plus connue des méthodes multi-modales avec des charges invariantes. Récemment, *Chopra et al. (2004)* ont présenté une version modifiée de la MPA (MMPA), dans laquelle la réaction élastique de l'analyse pushover avec un vecteur de charge proportionnel au premier mode, est associée à la contribution élastique des modes plus élevés. Cette méthode conduit à une amélioration des estimations des déplacements entre les étages par rapport à la MPA classique.

Plus récemment, en 2011, Fajfar et son équipe ont proposé une extension de la méthode N2 qui prend en compte les effets des modes plus élevés (*Kreslin and Fajfar 2011*). La méthode N2 originale a été développée pour les bâtiments où la réponse est dominée par le premier mode de vibration. Cependant, dans les bâtiments de moyenne et de grande hauteur les effets des modes plus élevés peuvent être très importants pour la réponse structurelle, principalement le long de la façade du bâtiment. Cette procédure élargie estime que la structure reste dans le domaine élastique lors de la vibration dans les modes plus élevés. La demande sismique est déterminée par l'enveloppe des résultats obtenus, d'une part, par une analyse pushover qui ne comprend pas les effets des modes élevés (par exemple, la méthode N2 originale), et d'autre part, par une analyse modale élastique qui comprend les effets des modes plus élevés. Selon les auteurs, il a été observé que l'analyse pushover contrôle généralement la réponse de la structure dans les endroits où surviennent les grandes déformations plastiques, tandis que l'analyse élastique contrôle les zones où les effets des modes plus élevés ont plus d'influence. La différence entre cette procédure et la méthode MMPA décrite ci-dessus réside dans la combinaison de l'analyse pushover (qui représente l'influence du premier mode) et l'analyse modale élastique (qui représente les effets des modes plus élevés). *Kreslin and Fajfar (2011)* ont comparé les performances de la méthode N2 étendue avec la MMPA, la MPA, la méthode N2 d'origine (en considérant le premier mode de vibration) et avec l'analyse temporelle non linéaire dans les bâtiments de moyenne et de grande hauteur [Figure 2-2].

Les résultats obtenus montrent une influence significative des modes plus élevés sur les déplacements entre les étages dans les parties supérieures des bâtiments de grande hauteur. Les auteurs ont conclu que la méthode N2 étendue conduit généralement peut-être à une plus grande réponse que la MPA et la MMPA, et elles étaient généralement conservatives par rapport aux valeurs moyennes de l'analyse dynamique non linéaire [Figure 2-2]. La précision de ces procédures diminue avec l'augmentation de la hauteur de la structure, l'intensité du mouvement du sol et l'augmentation du ratio entre les accélérations spectrales des deux premiers modes. Ils ont également confirmé que l'analyse élastique représente une estimation prudente de la réponse dans la partie supérieure des bâtiments, tandis que dans la partie inférieure les résultats peuvent être contrôlés par des analyses Pushover. Les auteurs concluent que la méthode N2 étendue semble constituer une amélioration de la méthode N2 d'origine au moins en ce qui concerne les immeubles de moyenne hauteur.

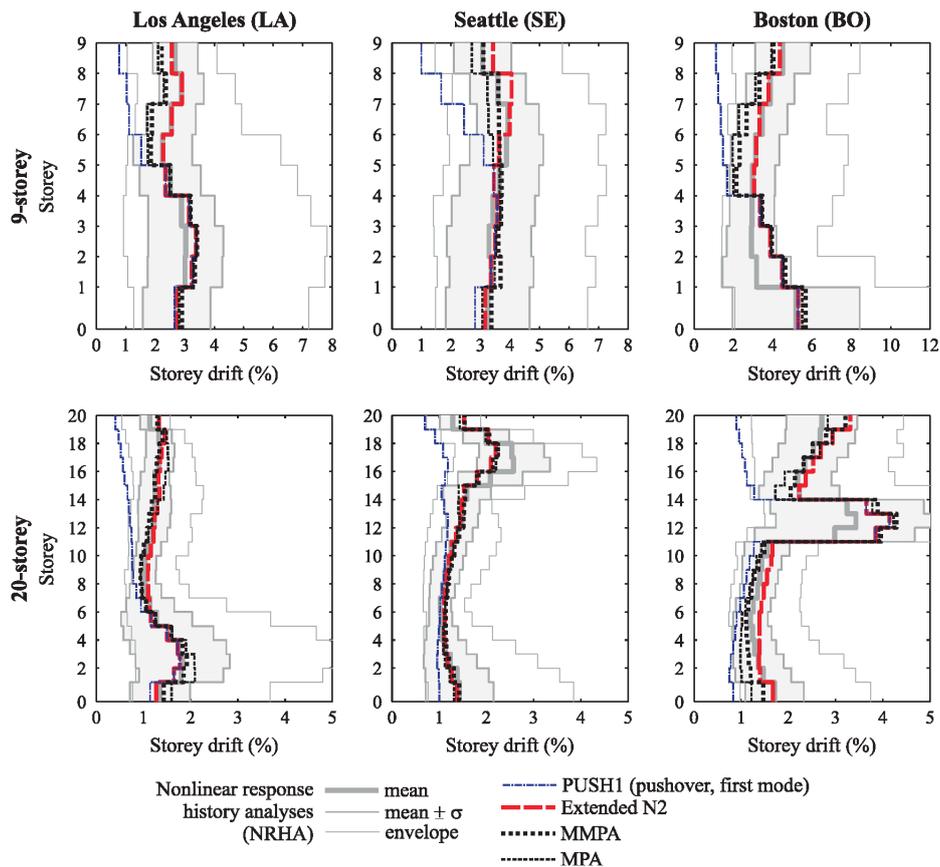


Figure 2-2: Comparaison des méthodes Pushover (N2 modifié, MMPA, MPA et N2) et de l'analyse temporelle (Kreslin and Fajfar 2011)

2.3.1.3 Méthodes pushover adaptatives

Les méthodes décrites précédemment utilisent le modèle de charges invariantes vis-à-vis des propriétés dynamiques élastiques initiales de la structure. Cependant, ils ne prennent pas en compte le cumul des dommages, et par conséquent, la modification des paramètres modaux. *Krawinkler and Seneviratna (1998)* ont décrit que les limitations des modèles de charges invariantes ne peuvent pas reproduire la réponse dynamique sur toute la plage de déformation. Ce travail a motivé le développement d'une nouvelle classe de procédures de pushover dites pushover adaptatives. Dans ces procédures, le vecteur de chargement est mis à jour à chaque étape de l'analyse afin de représenter la dégradation progressive de la rigidité de la structure au cours du chargement.

Bracci et al. (1997) ont été les premiers à introduire une procédure qui utilise des modèles entièrement adaptatifs. L'analyse commence par l'hypothèse d'une répartition de charge latérale initiale, généralement triangulaire, alors que les charges additionnelles imposées par incréments sont calculées à partir de la force de cisaillement des étages et des résistances instantanées de l'étape de chargement précédente. Une autre méthode adaptative a été proposée par *Gupta and Kunnath (2000)* où les charges sismiques équivalentes sont mises à jours à chaque pas de calcul en utilisant la forme du mode instantané. Les spectres élastiques correspondants sont utilisés pour caler les charges latérales appliquées à la structure, indépendamment dans chaque mode. *Elnashai (2001)* a proposé une méthode adaptative qui représente la dégradation du système et la répartition

de la force mise à jour à chaque pas de l'analyse. Les propriétés dynamiques de la structure sont déterminées au moyen d'une analyse de valeurs propres qui tient compte de l'état instantané de rigidité structurelle, à chaque étape de l'analyse. Les formes spectrales du site peuvent également être considérées de manière explicite dans la mise à l'échelle des forces, de manière à tenir compte de l'effet de la dynamique du mouvement du sol sur les différents modes de vibration de la structure. Plus récemment, *Kalkan et al. (2006)* ont proposé la procédure de combinaison modale adaptative (AMC) dans laquelle les distributions adaptatives de la force d'inertie d'adaptation appliquées à la structure sont basées sur les formes des modes. Les propriétés modales du système sont modifiées au cours du tremblement de terre. La structure discrétisée par la méthode aux éléments finis (MDOF) est transformée en système à un seul degré de liberté (SDOF) en utilisant une approche basée sur l'énergie. Le point de performance est l'intersection de la courbe de capacité du système SDOF avec un spectre de réponse inélastique de calcul relatif à un niveau de ductilité correspondant à la ductilité du système global. Cette procédure est répétée pour chacun des modes de vibration considérés, et les réponses finales sont obtenues en combinant les réponses modales selon les maximaux, conformément à des combinaisons SRSS CQC. Les avantages et les limitations des méthodes Pushover adaptatives sont discutées plus en détail par *Antoniou and Pinho (2004)*. Lorsque les modes plus élevés sont importants et que la structure est fortement poussée et endommagée, l'imprécision de la méthode peut être observée [Figure 2-3].

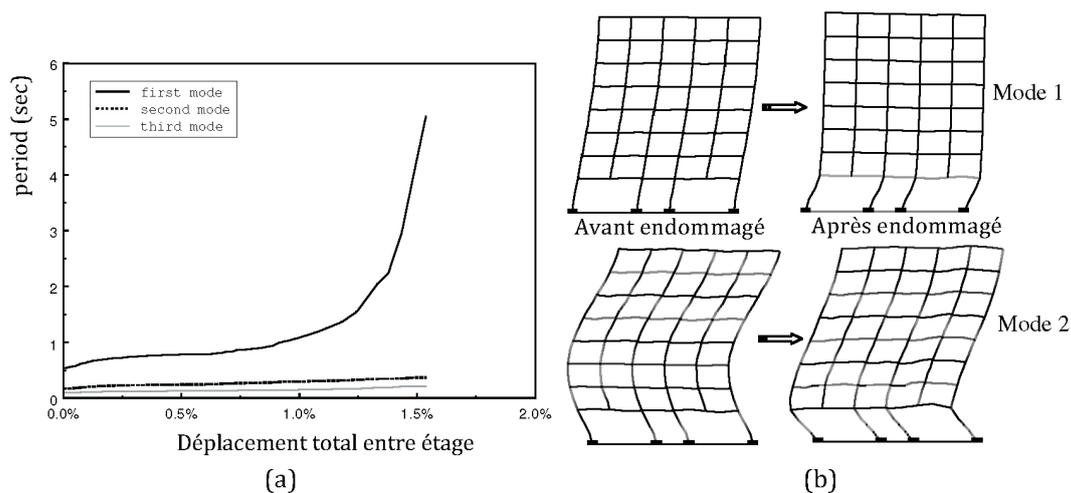


Figure 2-3: (a) Périodes de vibration et (b) Déformations modales (avant et après endommagement) ([Antoniou and Pinho 2004](#))

2.3.1.4 Méthodes Pushover 3D pour des bâtiments asymétriques

L'utilisation des procédures statiques non linéaires (PSN) pour l'évaluation sismique des bâtiments et des ponts est très répandue de nos jours. Leur bonne performance dans de tels cas est largement soutenue par le nombre important d'études scientifiques décrites précédemment. Cependant, l'applicabilité des PSN sur les bâtiments irréguliers est encore très discutée. Cette limitation nuit à l'évaluation des structures existantes actuelles, dont la majeure partie est irrégulière dans le plan. Le problème le plus important qui pilote la réponse de ce type de structures est celui de la torsion qui n'est pas reproduit correctement par les PSN. Afin de traiter le problème de torsion dans le plan des bâtiments asymétriques, de nouvelles approches pushover ont été proposées. *Kilar et*

Fajfar (1997) ont présenté un modèle 3D simplifié pour l'analyse pushover des bâtiments irréguliers. La procédure proposée est capable d'estimer plusieurs caractéristiques importantes du comportement non linéaire de la structure, en particulier la force réelle et les mécanismes plastiques. Il fournit également les limites élastiques des différentes parties de la structure, et une estimation de la ductilité des différents éléments structuraux. Dans cette étude, les auteurs concluent que la rotation de torsion est fortement dépendante des éléments structuraux. Ces aspects ont aussi été traités par (*Kosmopoulos and Fardis 2007; Moghadam and Tso 2000; Penelis and Kappos 2002; Stefano and Pintucchi 2010*).

Chopra and Goel (2004) a développé la procédure MPA pour le cas des bâtiments asymétriques. La méthode est fondée sur l'analyse des pushover multi modaux, où les vecteurs de charge dans chaque essai sont proportionnels à chaque mode de vibration élastique 3D de la structure. Les vecteurs de charge sont constitués par des forces modales dans les deux directions de translation et par des couples. La réponse sismique totale a été obtenue en combinant la réponse due à chaque mode. Certains inconvénients peuvent être mentionnés pour cette méthode puisque chaque terme correspondant à chaque mode est géré de manière indépendante, le rendement dans un mode ne se reflétant pas dans les autres. L'analyse Pushover en trois dimensions, soumise à deux mouvements du sol, a également été développée par *Reyes et Chopra (2011)*.

Fajfar, Marusic, et al. (2005); Fajfar, Kilar, et al. (2005) ont proposé une version développée de la méthode N2 pour des bâtiments asymétriques. Dans cette proposition, l'analyse Pushover du modèle 3D est effectuée indépendamment dans chaque direction, le déplacement cible étant calculé à l'aide de la procédure N2 initiale. Afin de prendre en compte les effets de torsion, les résultats de Pushover sont amplifiés par des facteurs de correction de torsion. Ces facteurs sont calculés par une analyse élastique du spectre de réponse et une analyse Pushover. L'amplification des déplacements dus à la torsion n'est pas considérée. A titre d'exemple, *Ambrisi et al. (2009)* a utilisé cette méthode pour étudier une école existante, et *Koren et Kilar (2011)* l'a utilisée pour des bâtiments asymétrique avec une base isolée.

2.3.1.5 Recherche du point de fonctionnement (déplacement cible)

Les méthodes existantes utilisent des approches différentes pour calculer le déplacement cible. La première approche est basée sur la linéarisation équivalente dans laquelle le déplacement cible est calculé par l'intersection de la courbe de capacité du SDOF avec un spectre élastique réduit du fait d'un amortissement plus fort. Ce spectre est obtenu à partir du spectre élastique en le divisant par un facteur de réduction spectrale (*EN 1998-1 2005; Ramirez et al. 2002; Priestley 1997*). Ce facteur est une fonction de l'amortissement visqueux équivalent (*EN 1998-1 2005; Ramirez et al. 2002*). La seconde approche consiste en l'utilisation d'un spectre inélastique pour le calcul du déplacement cible (*EN 1998-1 2005; Vidic et al. 1994*). La troisième approche utilise des coefficients de déplacement empirique déterminés à partir de l'analyse statistique pour définir des facteurs de modification de déplacement (*Chopra and Goel 2004*).

L'objectif est maintenant de déterminer le déplacement maximal du point pilote pour un spectre de réponse donné, c'est-à-dire l'intersection entre la courbe de capacité et le spectre de réponse inélastique calculé grâce à l'amortissement équivalent. La difficulté vient du fait que l'expression du coefficient d'amortissement dépend de la ductilité effectivement appelée par le système

inélastique, ce qui suppose de connaître a priori le spectre inélastique à considérer pour vérifier que l'appel à ductilité est suffisant pour justifier le coefficient d'amortissement équivalent utilisé.

La procédure proposée dans l'ATC 40 (appelée procédure A - *ATC-ATC-40 (1996)*) est itérative. Son principe général suit les étapes suivantes [Figure 2-4]:

1. Sélection d'un point de performance test, obtenu par exemple avec la sélection d'un déplacement cible D^1_m sur le diagramme de capacité ou du spectre de réponse élastique
2. Idéalisations de la courbe de capacité par une approximation bilinéaire
3. Calcul de l'amortissement équivalent. Réduction du spectre de demande calculé avec l'amortissement obtenu
4. Obtention de l'intersection de la courbe de capacité bilinéaire avec le spectre réduit (D^2_m)
5. Si les valeurs de D^1_m et D^2_m sont proches (5 % de tolérance par exemple), le point de performance est D^1_m , sinon sélectionner $D^1_m = D^2_m$ et retourner au pas 2.

Mais il faut rappeler que la méthode n'est pas nécessairement toujours convergente.

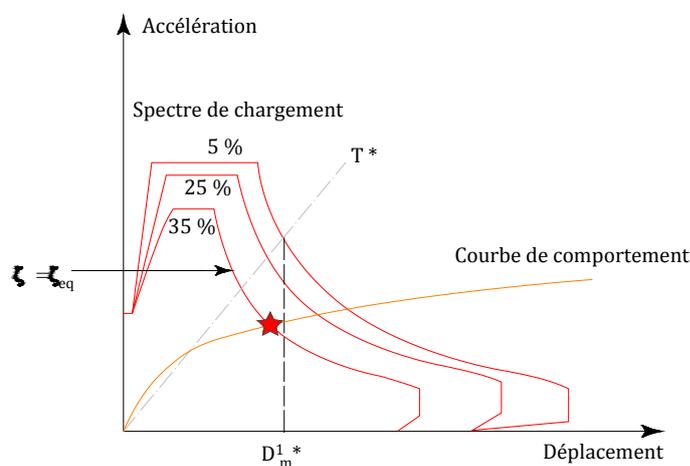


Figure 2-4: Recherche du point de fonctionnement

Avec l'augmentation du nombre de procédures de pushover proposées au cours des dernières années, il est utile d'identifier les limites potentielles de ces méthodes et de comparer leur efficacité dans la simulation du comportement sismique des structures. La capacité des procédures statiques non linéaires améliorées pour simuler la réponse sismique des bâtiments en acier et en béton armé devra être explorée au travers des comparaisons par rapport aux résultats de référence obtenus à partir d'analyses complètes tenant aussi compte des mouvements du sol.

2.3.1.6 Méthode temporelle basée sur les courbes de pushover modaux

En complément aux approches PSN décrites dans les sections précédentes, des travaux ont été menés pour mettre en place des procédures simplifiées pour le calcul de la réponse en temps de la structure. Ainsi, *Tataie et al. (2012)* cherchent à construire des modèles simplifiés pour le comportement de structures multi-modales comme des structures portiques de type poteau-poutre, ou des structures combinant le contreventement par voiles et par portiques comme l'Hôtel de ville de Grenoble. Ce travail s'appuie sur la procédure temporelle proposée par Chopra et Goel en 2002, nommée UMRHA pour "Uncoupled Modal Response History Analysis" *Tataie et al. (2012)* qui propose d'évaluer la réponse dynamique non linéaire d'un ouvrage en conservant une

représentation modale. Dans cette méthode, la décomposition en modes est conservée mais le caractère non linéaire des modes principaux est pris en compte via un calcul de pushover selon le mode de vibration considéré. Les calculs de pushover sont effectués pour plusieurs déformées modales en ne considérant que des chargements invariants. De plus, chaque courbe permet la construction d'un modèle simplifié non linéaire à un degré de liberté qui, soumis à une accélération donnée, fournit la réponse temporelle du mode considéré. Enfin, la réponse totale de la structure en termes de déplacement est obtenue en sommant les contributions modales non linéaires. Notons que l'hypothèse centrale de la méthode est de décomposer la réponse en contributions modales, bien que l'on soit dans le domaine non linéaire.

La décomposition de la réponse totale en modes proposée par *Chopra et Goel (2002)* est reprise. Néanmoins, on distingue les modes dominants, qui seront considérés comme non-linéaires, des autres modes plus élevés qui supposés linéaires. La réponse totale de la structure s'écrit alors :

$$u(t) = \sum_{n=1}^{N_1} \Gamma_n \phi_n D_n^{NL}(t) + \sum_{n=N_1+1}^N \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (2.4)$$

Le déplacement scalaire en temps $D_n^{NL}(t)$ est la réponse d'un modèle global non linéaire de type élasto-plastique ou Takéda, dont la courbe enveloppe est déduite de la courbe de pushover modal. Il a été alors proposé de remplacer ce modèle par un modèle simplifié à fréquence dégradée validée précédemment pour les voiles SAFE (*Brun et al. 2011*). Le déplacement $D_n^{NL}(t)$ vérifie l'équation du mouvement suivante :

$$\ddot{D}_n^{NL}(t) + 2\xi_n \omega_n [X(t)] \dot{D}_n^{NL}(t) + \omega_n^2 [X(t)] D_n^{NL}(t) = -a(t) \quad (2.5)$$

Le modèle simplifié est caractérisé par deux paramètres: le taux d'amortissement ξ_n et la pulsation dégradée $\omega_n [X(t)] = 2\pi f_n [X(t)]$. On peut noter que la pulsation du système simplifié relatif au mode n d'une valeur de pulsation initiale de la structure indemne ω_n jusqu'à une pulsation dégradée. Cette dégradation, identifiée à partir de la courbe de pushover modal, est donc pilotée par l'évolution au cours du temps du maximum du déplacement en tête de la structure qui est défini par :

$$X(t) = \max_{0 \leq t' \leq t} |u_r(t')| \quad (2.6)$$

où le déplacement en tête $u_r(t)$ est obtenu par sommation sur les modes :

$$u_r(t) = \sum_{n=1}^{N_1} \Gamma_n \phi_{n,r} D_n^{NL}(t) + \sum_{n=N_1+1}^N \Gamma_n \phi_{n,r} D_n(t) \quad (2.7)$$

Le calcul du déplacement en tête défini ci-dessus pilote la décroissance des fréquences propres des modes dominants et introduit donc un couplage entre les modes. Néanmoins, dans les cas prospectés dans *Tataie et al. (2012)*, un unique mode non linéaire dominant est considéré $N_I = 1$ pour une structure se comportant dans son plan (portique en béton armé ou maçonné dans son

plan), et deux modes ($N_l = 2$) pour une structure tridimensionnelle avec deux directions bien découplées (application à l'Hôtel de Ville de Grenoble).

Une dernière amélioration est apportée à la méthode de Chopra et Goel, en considérant de façon simplifiée l'aspect évolutif des déformées modales au cours du processus d'endommagement de la structure. Plus précisément, en tout début de chargement de type pushover modal, la déformée statique correspond exactement à la déformée modale de la structure indemne. Lorsque les dégradations de rigidité interviennent, la déformée statique évolue. Cette évolution de la déformée statique est identifiée comme l'évolution de la déformée modale au cours du chargement. La déformée modale dégradée ϕ'_n est alors définie comme la déformation statique normalisée que l'on obtient au cours du pushover modal. Elle dépend donc, de la même façon que les pulsations dégradées $\omega_n[X(t)]$, du déplacement en tête au cours du temps du bâtiment : $\phi'_n[X(t)]$. La réponse totale de la structure prend alors la forme suivante:

$$u(t) = \sum_{n=1}^{N_l} \Gamma'_n[X(t)] \phi'_n[X(t)] D_n^{NL}(t) + \sum_{n=N_l+1}^N \Gamma_n \phi_n D_n(t) \quad (2.8)$$

Le coefficient de participation modale $\Gamma'_n[X(t)]$ est également recalculé au cours du temps en prenant en compte la modification de la déformation modale $\phi'_n[X(t)]$. Ainsi, pour chaque mode considéré, l'approche proposée s'appuie sur une double dépendance de la fréquence propre et de la déformée modale en fonction d'un indicateur de dommage global X , défini comme le déplacement maximum en tête de la structure. En effet, au sein de cette formulation, est introduit le double concept de la décroissance des fréquences propres et de la modification des déformées modales, les deux étant pilotées par un même indicateur de dommage, le déplacement maximum en tête de la structure.

2.3.2 Analyse temporelle non-linéaire

La base des approches de modélisation, et les critères d'acceptation de la procédure dynamique non linéaire (PDN) sont semblables à ceux pour de PSN. La principale différence réside dans le fait que les calculs PDN sont effectués en utilisant des excitations temporelles au lieu des spectres d'accélération dans les calculs PSN. Avec les PDN, les déplacements sont directement déterminés par l'analyse dynamique en utilisant des excitations temporelles du sol. La réponse calculée peut être très sensible aux caractéristiques des mouvements du sol. Comme le modèle numérique représente directement les effets de la réponse inélastique des matériaux, les forces internes calculées seront des approximations de celles attendues pendant le tremblement de terre.

Dans la pratique d'ingénierie, la technique d'analyse classique PSN est plus utilisée que la PDN car l'exécution d'un calcul dynamique non-linéaire nécessite des entrées plus détaillées, y compris des règles d'hystérésis appropriées pour les matériaux et les signaux idoines. Les codes de conception basée de performance des structures, notamment le *FEMA-356 (2000)*, utilisent plutôt le PSN que le PDN. Cette pratique ne semble pas justifiée, étant donné que le niveau de détail requis pour définir le modèle d'analyse des deux procédures est presque identique, et que le PSN est plus lourd à mettre en œuvre et moins précis dans les cas des bâtiments complexes (*Krawinkler and Seneviratna 1998*).

En général, à l'exception des cas où les excitations sismiques du site de conception sont fournies, le chargement est déterminé à partir d'un spectre de calcul. Les résultats obtenus pour des excitations temporelles correspondant à un spectre de calcul peuvent être très différents. Le choix des excitations temporelles avec des caractéristiques de source appropriées pour un site donné peut remédier à cet inconvénient.

En se basant sur leur expérience dans le domaine du calcul dynamique non-linéaire, *Chambers and Kelly (2004)* avancent deux paradoxes qui empêchent l'adoption généralisée de la PDN. Le premier est, qu'à travers des procédures de définition de l'excitation sismique telles que celles préconisées par le FEMA 365, on exige pour la PDN l'application d'un niveau de charge effectif plus élevé que celui requis par d'autres procédures (*Haselton et al. 2012; Kalkan and Chopra 2010*). Il en résulte que les bâtiments peuvent avoir un comportement satisfaisant si on utilise la PDL ou la PSL, mais insuffisant lorsque l'on considère la PDN. Il n'y a donc pas une incitation réelle dans les nouveaux codes de conception parasismiques d'adopter la PDN. Le second paradoxe est que les difficultés apparentes dans la définition des données d'entrée pour une analyse PDN (y compris les fonctions d'hystérésis appropriées et les excitations d'accélération) alimentent les craintes quant à la fiabilité de cette technique.

Ainsi, les méthodes simplifiées sont encore très utiles pour l'élaboration de la conception préliminaire. La PDN est la seule méthode universellement appropriée pour la vérification de la performance de la solution de conception adoptée. En essayant de représenter de manière plus satisfaisante le comportement dynamique réel sous séisme, la PDN est censée fournir des informations plus fiables sur la demande de ductilité, la dissipation d'énergie et les déplacements entre étages. Dans le cas des bâtiments renforcés par exemple, cette méthode permet de vérifier leur comportement en considérant de manière plus précise la redistribution des efforts due aux comportements non linéaires cycliques des matériaux constitutifs. Les obstacles à l'utilisation de la PDN ne sont plus suffisants pour justifier la mise à l'écart de cette procédure dans l'industrie.

2.3.3 Paramètres entrées de l'analyse temporelle

Amortissement

Lors d'une sollicitation sismique, une partie de l'énergie totale sera utilisée pour limiter les déplacements. Cette part d'énergie dissipée dépendra en général de la fréquence d'excitation (*Crandall 1970*) et du niveau de sollicitation (*Stevenson 1980*) sauf dans le cas de bâtiment de grande hauteur où l'amortissement n'est pas proportionnel au niveau de sollicitation (*Willford et al. 2008; Yoshida and Tamura 2008*). On peut distinguer les sources de dissipation d'énergie de deux types: externe et interne (*Crambuer 2013; Hanson et al. 1993*). L'ensemble des sources de dissipation qui peuvent intervenir dans le cadre d'une structure en béton armé est présenté dans la [Table 2-1](#). Il faut noter que l'amortissement issu des sources externes ne modifie pas les propriétés mécaniques de la structure et que les dissipations d'énergie internes sont accompagnées de modifications des propriétés mécaniques de la structure.

Sources externes	Sources internes
<ul style="list-style-type: none"> - Ductilité en déplacement (<i>Lu et al. 2001</i>) - Amortissement radiatif qui dépend d'effets de site et du type de fondation (<i>Guéguen and Bard 2005</i>) - Eléments non structuraux (<i>Elmenschawi et al. 2010</i>) - Interaction avec les structures voisines (chocs, fondations communes) (<i>Polycarpou and Komodromos 2012</i>) - Résistance de l'air environnant, principalement dans le cadre de structure de grandes hauteurs (<i>Satake et al. 2003</i>) - Interaction fluide structure (<i>Seghir et al. 2009</i>) - Non-linéarités de contact. 	<ul style="list-style-type: none"> - Béton, - Acier, - Interface acier béton (<i>Richard 2010</i>) - Interaction FRP-béton

Table 2-1: Sources de dissipations dans une structure en béton armé

Parmi les sources d'amortissement présentées dans la [Table 2-1](#), l'amortissement dû à l'interaction des renforcements FRP et le béton n'est pas encore connu. Cet amortissement dépend de nombreux facteurs, telle que la ductilité (*Lu et al. 2001*), la répartition des contraintes (*Stevenson 1980*), et la température (*Audenino et al. 2003*). Comme nous avons mentionné dans le chapitre 1 du rapport, le comportement statique des éléments en béton armé renforcé par FRP a été exploré par plusieurs recherches. Néanmoins, les analyses dynamiques se concentrent principalement sur les questions de capacité parasismique (*Balsamo et al. 2005; Ozcan et al. 2008*) et sur l'estimation des paramètres modaux (*Baghiee et al. 2009; Bonfiglioli et al. 2004*) en utilisant un taux d'amortissement constant déterminé par des formules empiriques. Les résultats obtenus sont parfois trop conservatifs. *Yuanfeng and Xiaoran (2013)* ont proposé un des premiers modèles d'amortissement hystérétique pour étudier le comportement des poteaux circulaires renforcés par enrobage de FRP. Différents paramètres ont été pris en compte comme la résistance du béton, l'endommagement initial, la compression axiale, l'armature de renforcement et la densité de FRP.

Pour une modélisation numérique, il existe quatre catégories de sources d'amortissement qui peuvent être considérées comme paramètres d'entrée des schémas numériques : l'amortissement du au comportement du matériau et des éléments de structure, l'amortissement global, l'amortissement modal, et l'amortissement lié à l'intégration temporelle. Si nécessaire, plusieurs sources d'amortissement et des combinaisons de différentes sources d'amortissement peuvent être intégrées dans un modèle de calcul.

- L'amortissement interne lié au comportement des matériaux : cet amortissement peut être reproduit par un modèle adéquat de comportement non-linéaire du matériau.
- L'amortissement global: dans les cas où la dissipation du modèle de comportement du matériau n'est pas appropriée ou suffisante, on peut appliquer un amortissement global de type Rayleigh ou Caughey qui contient Rayleigh comme cas particulier. L'amortissement est alors appliqué à l'ensemble des modes en cherchant à préserver la réponse des premiers modes tout en amortissant les modes élevés.

- L'amortissement modal: cet amortissement ne s'applique qu'aux analyses dynamiques modales linéaires. Par définition, l'amortissement modal contribue aux seules entrées diagonales pour le système d'équations modales et peut être défini de plusieurs manières (Song et al. 2008).
- L'amortissement associé à l'intégration dans le temps, appelé encore amortissement algorithmique : un schéma numérique temporel avec une taille d'incrément de temps fini peut provoquer un certain amortissement. Ce type d'amortissement dépend du type d'intégration et de l'algorithme d'implantation numérique. Les effets dissipatifs des différents schémas d'intégration temporelle en calcul dynamique par élément finis sont discutés dans le travail de thèse de Mahéo (2006).

Dans le cadre de cette thèse, l'amortissement global de type Rayleigh est retenu pour les calculs dynamiques (pour le projet SMART2013 présenté dans la section 4.3 par exemple). L'utilisation de l'amortissement Rayleigh est décrite par (Liu and Gorman 1995). C'est un amortissement visqueux global, qui est proportionnel à une combinaison linéaire de la matrice de masse et de la matrice de rigidité de la structure. Il est calé sur l'amortissement de 2 fréquences (f_1, ζ_1) et (f_2, ζ_2) :

$$C = \alpha M + \beta K \quad (2.5)$$

où M est la matrice de masse et K est la matrice de rigidité (sans les conditions aux limites) de la structure. Les coefficients α et β sont des paramètres qui sont calibrés afin d'obtenir la quantité d'amortissement forfaitaire global souhaitée pour deux fréquences propres de la structure [Figure 2-5]. Ces paramètres sont déterminés à partir des valeurs de l'amortissement pour deux fréquences choisies.

$$\alpha = 2 \cdot \frac{\omega_1 \cdot \omega_2^2}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \cdot \zeta_1 - 2 \cdot \frac{\omega_1^2 \cdot \omega_2}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \cdot \zeta_2$$

$$\beta = -2 \cdot \frac{\omega_1}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \cdot \zeta_1 + 2 \cdot \frac{\omega_2}{\omega_2^2 - \omega_1^2} \cdot \zeta_2 \quad (2.6)$$

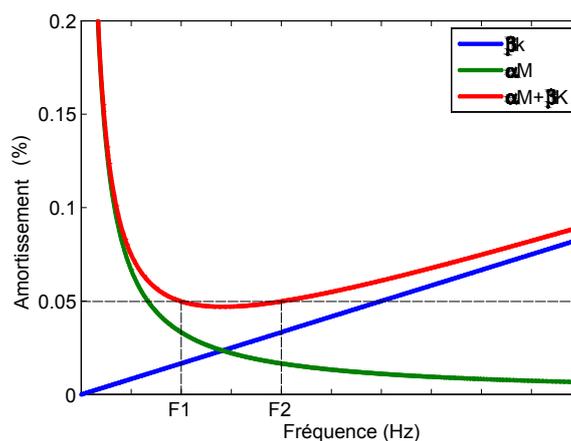


Figure 2-5: Courbe amortissement/fréquence de l'amortissement de Rayleigh

Rigidité effective des éléments de béton

Les rigidités supposées des éléments de structure d'un bâtiment influencent fortement la réponse calculée du bâtiment sous sollicitation sismique. Pour une analyse linéaire, elles contrôlent la prédiction de la période fondamentale de la structure, la distribution des charges et les demandes de déformation. Pour une analyse non linéaire, une estimation précise de la rigidité est nécessaire afin de déterminer de façon fiable le déplacement plastique et la demande de ductilité.

Certains codes de conception parasismique ne précisent pas de rigidité effective dans l'analyse sismique. Par conséquent, les propriétés des sections non fissurées sont généralement utilisées. Ceci n'est pas en concordance avec la réalité physique car la fissuration se produit non seulement sous l'action des charges gravitaires, mais aussi lors d'événements sismiques d'intensité inférieure à celle du séisme de calcul. La raideur initiale ne sera jamais entièrement récupérée pendant ou après l'excitation sismique. (*Priestley 2003*) souligne qu'avec l'utilisation de l'analyse modale avec des sections non fissurées pour différents éléments, il est impossible d'obtenir des forces sismiques précises. Les périodes élastiques calculées sont probablement fausses, et d'ailleurs, la distribution de la force tout au long de la structure, qui dépend du rapport de rigidité entre les éléments structuraux, peut être biaisée.

En réalité, la fissuration à la flexion des éléments des poutres et des poteaux varie sur la longueur de l'élément, donc le moment d'inertie varie aussi de la même manière. Dans chaque section, le moment d'inertie I , dépend de l'amplitude et du signe du moment de flexion, de la quantité d'armature, de la géométrie de la section transversale et de l'intensité de la charge axiale. Il y a d'autres facteurs qui peuvent causer des variations de rigidité, tels que : les effets des contraintes de traction dans les sections de béton entre deux fissures, la fissuration diagonale due à des contraintes de cisaillement, l'intensité et la direction de la charge axiale, etc (*Paulay and Priestley 1992*). La rigidité effective des éléments de structure peut être calculée par des méthodes simplifiées que l'on peut trouver dans *ASCE 43-05 (2007) et Priestley (2003)*.

2.4 Évaluation des caractéristiques dynamiques

2.4.1 Dégradation de la fréquence propre au cours du temps

La détermination de la dégradation de la fréquence comme conséquence du dommage au cours du temps est une des caractéristiques sismiques importantes. Dans cet objectif, deux méthodes d'identification ont été utilisées : une méthode simplifiée basée directement sur la raideur sécante comme proposée par *Brun et al. (2003)* et une méthode d'identification sur une fenêtre temporelle glissante développée initialement par *Molina and Pegon (2000)*. Les deux méthodes supposent que la structure puisse être modélisée comme un système à un degré de liberté. L'estimation la plus simple de la fréquence propre est donnée par la raideur sécante K suivant la formule :

$$f = \frac{1}{2\pi} \sqrt{\frac{K}{M}} \quad (2.7)$$

où M est la masse effective.

L'hypothèse du système à un degré de liberté est aussi adoptée lors des tests Pseudo-dynamique (PSD) réalisés sur les voiles à faible élancement SAFE ([Annexe C.3.2](#)) : à chaque pas de temps de l'algorithme PSD, le déplacement est prescrit après résolution temporelle explicite du système, en supposant que le comportement dynamique de la structure soumise à une action de cisaillement puisse être modélisé comme un système à un unique degré de liberté.

Un modèle simplifié basé sur la même hypothèse de système à un seul degré de liberté est proposé par [Brun et al. \(2003\)](#), en mettant à jour la fréquence de la structure en fonction du déplacement maximum, noté X , au cours du temps. La modification de la fréquence en fonction du déplacement maximum reproduit de façon simplifiée le comportement non linéaire des voiles SAFE.

Une deuxième méthode d'identification de système est considérée dans ces travaux, détaillée dans [Molina and Pegon \(2000\)](#) et reprise dans [Brun et al. \(2011\)](#). Elle est basée sur l'identification d'un système linéaire sur une fenêtre temporelle et glissante au cours du temps. Le signal d'entrée (l'accélération $a(t)$) et le déplacement de sortie $x(t)$ sont requis pour cette méthode. Par la méthode des moindres carrés, les valeurs de fréquence propres et d'amortissement équivalent sont obtenues pour chaque fenêtre temporelle. Le choix de la largeur de la fenêtre d'identification dépend du nombre de points discrets disponibles pour l'excitation et le déplacement en tête. Plus la largeur de la fenêtre est importante, plus les résultats sont lissés.

2.4.2 Évolution du taux d'amortissement visqueux équivalent

L'amortissement hystérétique est une des sources d'amortissement interne présentées dans la [section 2.3.3](#). Cet amortissement peut être considéré comme l'amortissement visqueux équivalent au cours d'un cycle. Il est évalué à partir de l'aire des boucles d'hystérésis E_D ([Chopra 1995](#)) :

$$\xi = \frac{E_D}{4\pi E_s} \quad \text{où } E_s = \frac{1}{2} F_{\max} d_{\max} \quad (2.8)$$

E_s est l'énergie totale, F_{\max} et d_{\max} sont respectivement les maximaux de l'effort tranchant et du déplacement au cours du cycle.

Dans notre travail de thèse, l'amortissement dû au comportement non-linéaire d'un voile renforcé par FRP est aussi évalué. Les résultats sont présentés dans le [Section 4.1.2](#).

2.4.3 Énergie dissipée

Les sources de dissipation d'énergie, qui dépendent en général de l'amplitude de l'excitation et de la fréquence d'excitation, comme l'amortissement ([section 2.3.3](#)) peuvent être classées en sources internes et externes. On s'intéresse dans cette étude aux sources de dissipation d'énergie interne dues aux déformations plastiques, à l'endommagement local (microfissures) et à la refermeture de fissures. Ce sont des phénomènes non-linéaires qui se produisent à différentes échelles et qui modifient les propriétés de la structure.

L'énergie dissipée est calculée à partir de la courbe force-déplacement. Elle représente, comme la [Figure 2-6](#) le montre, l'aire contenue à l'intérieur des boucles d'hystérésis durant un demi - cycle.

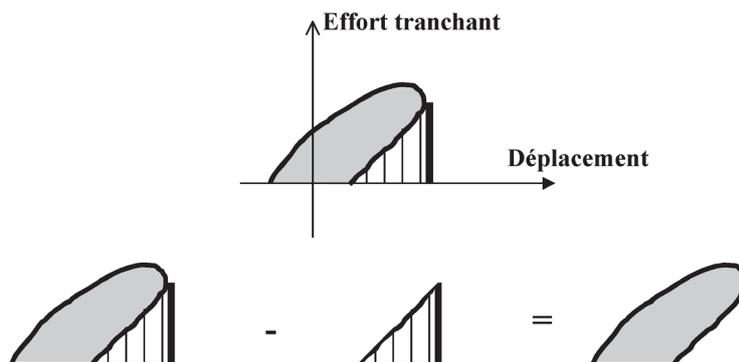


Figure 2-6: Calcul de l'énergie dissipée

L'application de ces méthodes d'évaluation est présentée dans la [section 4.1.2](#) où elles sont utilisées pour l'analyse du comportement des voiles courts sous chargement sismique.

2.5 Conclusion

Dans ce chapitre, les méthodes d'évaluation sismique disponibles pour des bâtiments sont résumées. Les deux méthodes adoptées pour notre étude, l'analyse pushover et l'analyse temporelle non-linéaire, sont détaillées. Le choix des paramètres du calcul temporel, comme l'amortissement ou la rigidité effective supposée des éléments de structure, est discuté. Enfin, les méthodes de calcul des caractéristiques dynamiques, comme la chute de fréquence, le taux d'amortissement et l'énergie dissipée, sont présentées.

3 MÉTHODES DE MODÉLISATIONS ADOPTÉES

Ce chapitre débute avec la présentation des niveaux de modélisation adoptés. Ensuite, les modèles de matériaux utilisés sont présentés. Enfin, l'utilisation des éléments de coques multicouches et des poutres multifibres associés aux modèles de matériaux présentés est validée par la simulation des poteaux courants renforcés et non renforcés par FRP.

3	MÉTHODES DE MODÉLISATIONS ADOPTÉES	69
3.1	Choix du niveau de modélisation.....	70
3.1.1	Approche globale	70
3.1.1.1	Principes	70
3.1.1.2	Modélisations des FRP au niveau global	71
3.1.2	Approche locale.....	71
3.1.2.1	Principes	71
3.1.2.2	Modélisation des FRP au niveau local	72
3.1.3	Approche semi-locale.....	73
3.1.3.1	Principes	73
3.1.3.2	Eléments des poutres multifibres.....	74
3.1.3.3	Modélisation des FRP au niveau semi-local	76
3.1.4	Conclusions	77
3.2	Comportement du béton et du béton armé	77
3.2.1	Comportement du béton	77
3.2.2	Comportement du béton armé	79
3.2.3	Problématique.....	80
3.2.4	Modèle béton INSA.....	82
3.2.5	Modèle béton RICRAG.....	86
3.2.6	Modèle béton uni-axial.....	89
3.2.7	Modèle d'acier.....	92
3.2.8	Modèle d'ancrage	93

3.3	Modélisation des FRPs.....	94
3.3.1	Effet de décollement.....	94
3.3.2	Renforcement en flexion	95
3.3.3	Effet de confinement	96
3.4	Validation des méthodes proposées	100
3.4.1	Cas d'étude - Poteaux courants dans le cadre du projet INPERMISE	100
3.4.2	Modélisation à plusieurs niveaux d'approches.....	104
3.4.3	Prise en compte du confinement et du renforcement en flexion	106
3.4.4	Résultats numériques.....	107
3.4.5	Conclusion.....	111

3.1 Choix du niveau de modélisation

Trois approches de modélisation peuvent être adoptées afin de simuler le comportement d'un élément de structure (renforcé et non renforcé) soumis à des chargements mécaniques de type cyclique: modèles globaux, modèles intermédiaires ou semi-locaux, et modèles locaux. La section 3.1.1 discute de ces divers choix de modélisation, afin de justifier la typologie structurelle choisie et l'approche de modélisation adoptée dans cette thèse.

3.1.1 Approche globale

3.1.1.1 Principes

Les lois de comportement globales sont des relations entre une déformation généralisée ($\phi_x, \phi_y, \phi_z, \gamma_y, \gamma_z$ ou ε_x) et sa contrainte associée (M_x, M_y, M_z, T_y, T_z ou N_x) sans passage par des lois matériaux locales (Fardis 1991). Ce niveau de modélisation est particulièrement bien adapté à l'étude de structures complexes sous chargement sismique. Il permet d'effectuer des calculs temporels beaucoup plus rapides que ceux correspondants aux modèles de comportement local. Les lois non linéaires s'appuient sur des éléments de barre ou de poutre (Timoshenko ou Bernoulli) et sont basées sur la théorie classique de la plasticité avec l'introduction de surfaces de plasticité ou surfaces seuils de type $f(N, V, M) = 0$, ou de la mécanique de l'endommagement par l'introduction d'une variable interne représentative de l'état de détérioration du matériau. Actuellement, l'état de l'art des modèles globaux développés pour le calcul des éléments de structure est bien avancé et certaines méthodes de modélisation simplifiées sont intégrées dans les nouveaux codes de conception.

Concernant la modélisation des éléments de structure, l'état de l'art des modèles globaux développés pour le calcul des voiles est moins avancé que celui des modèles construits pour le calcul des poutres et des poteaux. En effet, dans le cas des voiles en béton armé, les déformations inélastiques dues à l'effort tranchant peuvent avoir une influence notable sur la réponse globale. Une première approche pour prendre en compte ces effets réside dans l'enrichissement des

modèles de flexion. Ainsi, la loi de flexion de Takeda a été modifiée par (*Roufaiel and Meyer (1987)*) afin de décrire le pincement des boucles d'hystérésis associé à la fissuration diagonale par cisaillement. La difficulté de formuler directement un modèle décrivant l'évolution couplée de plusieurs variables d'état généralisées, a conduit de nombreux auteurs à proposer des lois de comportement découplées, comme les modèles comportant des systèmes de ressorts en parallèle avec une loi de fonctionnement non linéaire moment-rotation, effort normal-allongement axial et effort tranchant-cisaillement (*Fardis 1991; Vulcano 1992, 1988*). *Greifenhagen (2006)* ont étudié le comportement des voiles courts en béton armé en cisaillement. L'auteur a proposé un modèle analytique constitué d'une rotule plastique sur toute la hauteur du voile. Des relations explicites entre le déplacement relatif et l'effort tranchant à la base sont établies et il est démontré que le modèle prédit d'une façon satisfaisante la courbe enveloppe d'un chargement cyclique.

Pour une grande structure, cette approche présente l'avantage de conduire à une modélisation simplifiée dont le coût de calcul et le nombre de degrés de libertés restent limités. En revanche plusieurs inconvénients apparaissent, notamment dans le cadre d'une analyse de vulnérabilité d'un ouvrage existant. Tout d'abord, si la localisation imposée des mécanismes de ruine peut être cohérente avec un dimensionnement d'ouvrage (notamment selon la philosophie de l'EC8), elle est inadaptée à un ouvrage existant dont les éléments n'ont pas été dimensionnés pour exploiter les mécanismes plastiques. Par ailleurs, dans le cas du béton armé, le caractère composite de ce matériau ainsi que les mécanismes de formation, d'ouverture et de refermeture des fissures ne peuvent pas être considérés.

3.1.1.2 Modélisations des FRP au niveau global

A ce niveau de modélisation, la participation des FRP au comportement de la structure est estimée de façon globale par des formulations analytiques, afin de les considérer comme des armatures transversales et horizontales dans le modèle numérique avec des sections équivalentes. La résolution non-linéaire du problème traité jusqu'à la rupture est basée sur des méthodes itératives incrémentales d'équilibre des sections (*Varastehpour 1996*). L'idée de cette approche a été utilisée pour modéliser le comportement des poteaux renforcés par FRP par *Sadone (2011)*.

3.1.2 Approche locale

3.1.2.1 Principes

Les approches locales ne mettent en œuvre aucune hypothèse sur la forme des distributions spatiales du champ de déplacement. Les lois de comportement des matériaux sont entièrement décrites par des variables locales (contraintes et déformations) et sont en général indépendantes de la géométrie de la structure. La modélisation par la méthode aux éléments finis (MEF) permet d'accéder aux déformations en tout point de la structure à partir des déplacements nodaux et les contraintes correspondantes sont intégrées sur le volume de l'élément pour accéder aux forces internes. Les résultats obtenus par cette approche sont complets et donnent accès à la distribution spatiale de l'état du matériau, permettant aussi d'afficher les zones critiques.

L'inconvénient principal de cette approche est le volume important de calculs, généré par le grand nombre de degrés de liberté utilisés, même si cet inconvénient pourrait au jour d'aujourd'hui être relativisé grâce aux progrès des outils informatiques. L'approche locale est très utile pour la

validation du comportement expérimental d'un élément de structure ou pour la validation des modèles globaux. Ce type d'approche suppose aussi un investissement important de la part du modélisateur, car la phase d'élaboration théorique du modèle doit être complétée par celle relative à l'implémentation informatique dans le code de calcul.

3.1.2.2 Modélisation des FRP au niveau local

L'application d'un renfort externe par collage de matériaux composites s'est particulièrement développée ces dernières années pour le renforcement parasismique des bâtiments. Dans le cadre de l'approche de modélisation locale, le comportement de l'interface de collage FRP-béton est modélisé de différentes manières.

Kezmane et al. (2013) ont étudié le comportement des voiles renforcés par cette technique. Un modèle élasto-plastique endommageable est utilisé pour le matériau béton, alors que pour le composite, un comportement orthotrope est considéré. Le béton est modélisé avec des éléments volumiques à huit nœuds (C3D8R), alors que les éléments bidimensionnels de type coque à quatre nœuds (R4S) sont utilisés pour modéliser le composite [Figure 3-1]. Le contact entre les éléments du béton et ceux du composite est considéré comme parfait, permettant d'éviter l'introduction d'une loi de contact FRP-béton. Cette hypothèse est acceptable car les voiles sont sollicités sous chargement monotone croissant et il n'y a pas de décollement observé en fin des tests. Plusieurs configurations de renforcement ont été étudiées.

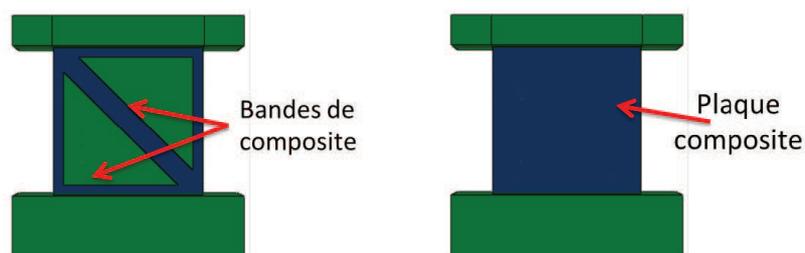


Figure 3-1: Différentes configurations de renforcements modélisées ([Kezmane et al. 2013](#))

En revanche, le comportement des FRP et de leurs contacts avec le béton sont beaucoup plus compliqués dans les cas du chargement cyclique où le phénomène de décollement devient important. Deux modes de décollement sont observés dans des tests sur les poutres qui sont renforcées par des plaques FRP [Figure 3-2]. Les premiers décollements apparaissent dans la zone de mi - portée et se propage vers l'extrémité la plus proche de la poutre, tandis que les seconds sont initiés à une extrémité de la plaque et se propage vers l'intérieur. Le premier mode est appelé dans la littérature « IC debonding » et le second mode « PE debonding », comme cela est schématisé dans la [Figure 3-2 (b)]. Le principe de conception est donc de calculer les efforts d'interface et de les comparer avec les propriétés de résistance d'interface pour déterminer les charges de rupture. Plusieurs recherches ont été réalisées afin de trouver une méthode de modélisation fiable. La zone d'interface béton-FRP peut être modélisée explicitement par des éléments cohésifs avec leurs comportements indépendants (*De Lorenzis and Zavarise 2009; Wu et al. 2002*) ou bien elle peut être évaluée via l'énergie de fissuration du béton (*Achintha and Burgoyne 2008; Burgoyne et al. 2012; Yang et al. 2003*). Dans le cas de l'utilisation des éléments cohésifs, les auteurs ont développé des modèles d'interface CZ avec une

rupture selon le mode II, calibrés sur des données expérimentales et / ou analyse par éléments finis. Ces modèles sont ensuite implantés dans l'analyse paramétrique avec différentes configurations de collage FRP. Dans l'approche d'énergie de fissuration, le principe est de prendre en compte une couche de béton superficielle en calant l'énergie de fissuration des éléments finis appartenant à cette couche pour reproduire la rupture de cette couche. L'énergie libérée par le système en raison de l'extension de fissure est déterminée à partir des concepts de conservation de l'énergie du béton, une partie de cette énergie libérée est consommée pour créer les nouvelles surfaces de rupture nécessaires pour l'extension de fissure. Dans le cas d'une poutre, l'énergie est mise dans la poutre par les charges, dont une partie est dissipée dans le béton, soit par fissuration en flexion ou traction, soit par la plastification de l'armature, tandis que le reste de l'énergie est récupérable.

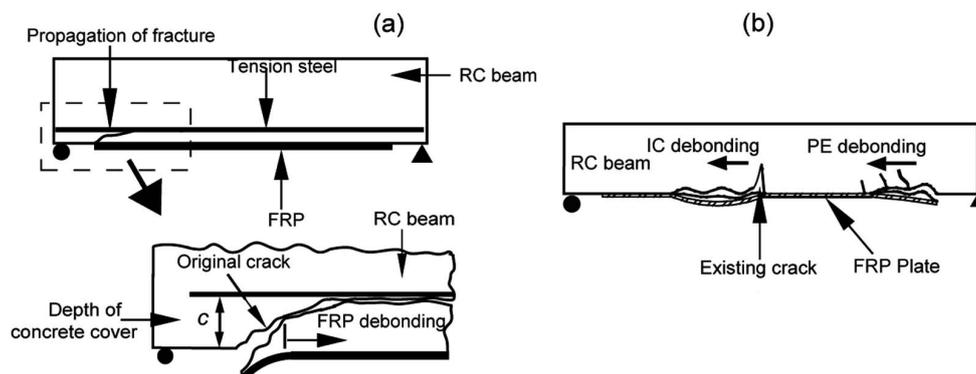


Figure 3-2: Propagations des décollements FRP au niveau des poutres : (a) PE debonding (b) IC debonding (Burgoyne et al. 2012)

Des caractéristiques comme la longueur d'ancrage, la contrainte effective, les modes de défaillance du FRP sont discutées plus en détails dans notre travail sur les voiles courts sous chargements sismiques (section 4.1.2)

3.1.3 Approche semi-locale

3.1.3.1 Principes

Cette approche permet d'utiliser les modèles locaux de comportement du béton et de l'acier, dans le cadre d'une cinématique simplifiée, associée aux éléments finis de type poutre, plaque ou coque (Ile 2000). Les modèles de ce type permettent d'une part d'exploiter les caractéristiques des éléments de structure en réduisant la taille du système d'équations, et d'autre part favorisent une intégration plus rapide des lois de comportement. La modélisation des poutres a donné lieu au développement d'éléments multicouches par La Borderie (1991) et Merabet (1990) pour des analyses bidimensionnelles et d'éléments multifibres par (Kotronis and Mazars 2005; Mazars et al. 2006) pour des analyses tridimensionnelles. L'avantage important de ces approches réside dans le couplage implicite des efforts de flexion et de l'effort normal. Cette approche est la mieux adaptée pour la modélisation des systèmes de poutres et poteaux. Dans ce cadre, ils ont permis d'obtenir d'excellents résultats, en statique comme en dynamique. Dans le cas des voiles relativement élancés, l'approche semi-locale peut apporter des résultats intéressants, à condition que la perturbation apportée par l'effort tranchant ne soit pas très importante. Dans le cas des voiles faiblement élancés, Kotronis and Mazars (2005) ont proposé un modèle d'endommagement continu

et différentes stratégies numériques simplifiées pour simuler le comportement de ces murs soumis à des mouvements sismiques. Pour la modélisation 2D des murs en béton armé dont le comportement est contrôlé principalement par la flexion, un élément de poutre d'Euler est adopté. Pour les problèmes 3D, un élément de poutre de Timoshenko multifibres ayant des fonctions d'interpolation d'ordre supérieure a été développé. Enfin, pour décrire le comportement des murs à faible élancement, les auteurs proposent un modèle béton armé équivalent (ERC model). La comparaison des résultats numériques avec les résultats expérimentaux des murs testés sur table vibrante montre les avantages mais aussi les limites de l'approche adoptée.

3.1.3.2 Éléments des poutres multifibres

L'approche multifibres s'appuie sur une cinématique du type poutre Timoshenko ou Euler-Bernoulli. Un élément de structure présente donc deux niveaux de discrétisation. Le premier niveau est réalisé à travers des éléments poutre et, le second niveau consiste à discrétiser chaque section selon un certain nombre de fibres. Ainsi, au premier niveau, il est possible de définir les déformations généralisées (effort normal, efforts tranchants, moments fléchissants), le lien entre ces deux quantités étant fait au moyen de termes de rigidité lorsque le comportement est élastique.

Les déformations d'une fibre donnée, de côtes y et z dans la section, peuvent être reliées aux déformations et aux courbures de chacune des sections droites, c'est-à-dire relatives à la fibre moyenne. Ainsi, les déformations axiales pour une fibre s'écrivent :

$$\begin{cases} \varepsilon_{xx} = \bar{\varepsilon}_{xx} - y\phi_z + z\phi_y \\ \gamma_{xy} = \bar{\gamma}_{xy} - z\phi_x \\ \gamma_{xz} = \bar{\gamma}_{xz} + y\phi_x \end{cases} \quad (3.1)$$

où $\bar{\varepsilon}_{xx}$ est la déformation axiale, $\bar{\gamma}_{xy}$ et $\bar{\gamma}_{xz}$ sont les déformations de la fibre neutre et ϕ_x, ϕ_y, ϕ_z sont les courbures définies par:

$$\begin{cases} \phi_x = \frac{\partial \theta_x}{\partial x} \\ \phi_y = \frac{\partial \theta_y}{\partial x} \\ \phi_z = \frac{\partial \theta_z}{\partial x} \end{cases} \quad (3.2)$$

Où les $(\theta_i)_{i=x,y,z}$ sont les rotations de la section $S(x)$ par rapport aux axes correspondants. En supposant la donnée de lois de comportement locales permettant de déduire les contraintes normales σ_x et de cisaillement τ_{xy} et τ_{xz} , les contraintes généralisées peuvent être déterminées par les relations d'équivalence contraintes-sollicitations :

$$\left\{ \begin{array}{l} N = \int_{S(x)} \sigma_x dS \\ T_y = \int_{S(x)} \tau_{xy} dS \\ T_z = \int_{S(x)} \tau_{xz} dS \\ M_x = \int_{S(x)} (y\tau_{xz} - z\tau_{xy}) dS \\ M_y = \int_{S(x)} z\sigma_x dS \\ M_z = -\int_{S(x)} y\sigma_x dS \end{array} \right. \quad (3.3)$$

Ainsi, les équations d'équilibre global peuvent être résolues à nouveau pour continuer le processus itératif de résolution. Cette approche permet de rendre compte convenablement du comportement mécanique global lors de sollicitations de traction/compression et/ou de flexion. En revanche, la prise en compte du cisaillement n'est pas triviale du fait de la cinématique imposée. La prise en compte d'une distribution de contraintes de cisaillement non uniforme est réalisée au travers des coefficients de réduction α_y et α_z . Ces derniers sont introduits comme des parties multiplicatives des modules de cisaillement dans les directions y et z, respectivement, ainsi que dans les expressions précédentes des efforts tranchants et moment de torsion, obtenues par intégration des contraintes de cisaillement dans la section. La [Figure 3-3](#) illustre les propos précédents.

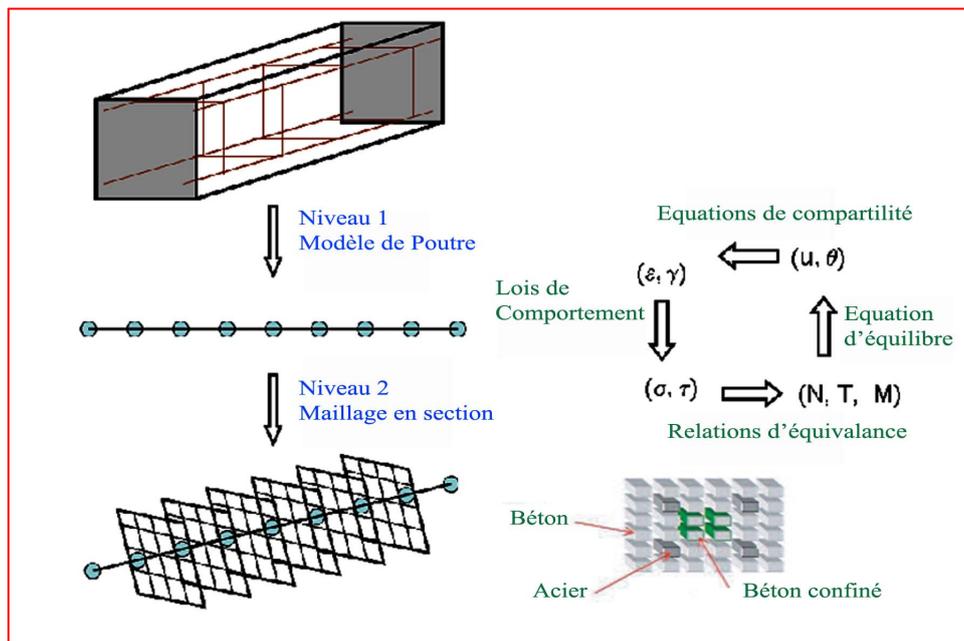


Figure 3-3: Principe de l'approche multifibre

Il faut noter que le comportement au niveau local des sections est décrit par une loi de comportement uni-axiale. Dans le cadre de notre travail, c'est le modèle « Beton_Uni », disponible dans le code Cast3M et présenté dans la [section 3.2.6](#), qui a été choisi.

3.1.3.3 Modélisation des FRP au niveau semi-local

Desprez (2010) a proposé une méthode permettant la prise en compte du renforcement d'une structure en béton armé par Tissus de Fibre de Carbone (TFC) dans le cadre d'une analyse par éléments finis poutres multifibres. Deux cas relatifs au renforcement ont été étudiés. Dans le cas d'éléments renforcés vis-à-vis de la flexion, le TFC est modélisé par des fibres additionnelles dans la section des éléments poutres multifibres [Figure 3-4]. Le TFC est représenté par un modèle élastique linéaire fragile. La possibilité d'une ruine prématurée par délaminage ou arrachement est considérée. Dans le cas du renforcement de poteaux par confinement externe de TFC, l'auteur a proposé un nouveau modèle de béton confiné adapté aux sollicitations cycliques (GMCC). Ce modèle est construit d'une part sur le modèle d'endommagement unilatéral de *La-Borderie (1991b)*, et d'autre part sur le modèle de béton confiné de *Roy et al. (2009)*. Cette nouvelle stratégie de modélisation a été validée expérimentalement au cours de la participation à une campagne d'essais réalisée à l'Université de Sherbrooke. Ces deux stratégies ont été utilisées pour étudier l'Hôtel de Ville de Grenoble sous chargement sismique [Figure 3-5].

Dans le cadre de cette thèse, nous avons utilisé les mêmes principes de modélisation pour évaluer le comportement du bâtiment SPEAR (Section 4.2).

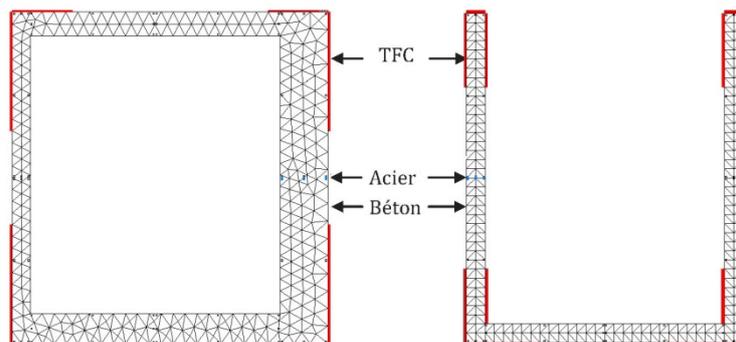


Figure 3-4: Modélisation des FRP pour les piles rectangulaires du sous-sol de l'Hôtel de Ville de Grenoble ([Desprez 2010](#))

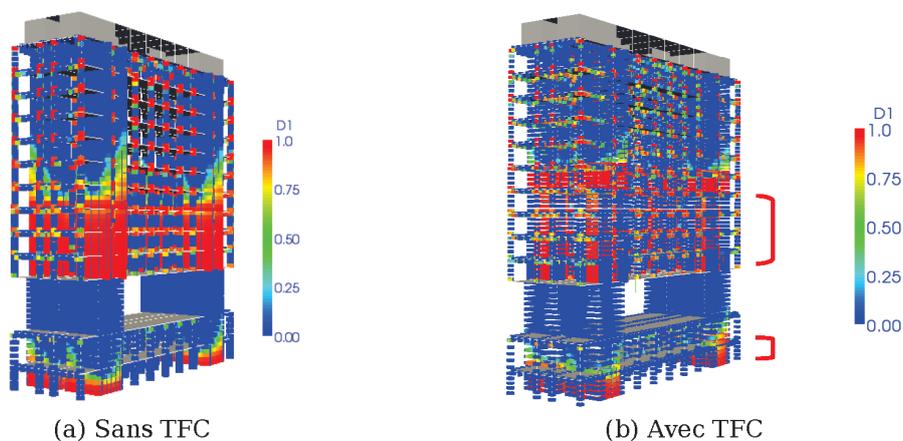


Figure 3-5: Distribution des dommages avant et après la prise en compte des FRP dans la modélisation ([Desprez 2010](#))

3.1.4 Conclusions

Le choix du niveau d'approche dépend du but de chaque étude ainsi que de l'expérience de l'utilisation des lois de comportement du calculateur. Une structure peut être modélisée par différentes approches [Figure 3-6] permettant de comparer les performances de chacune d'elles et de valider les lois de comportement numérique.

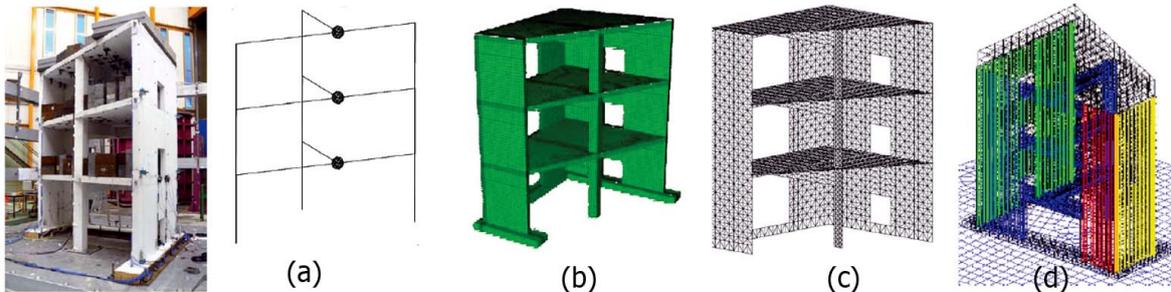


Figure 3-6: Modélisation SMART2008: Trois types d'approches (a) Approche globale ; (b-c) Approche locale ; (d) Approche semi-local (Lermitte 2010)

Parmi les approches présentées ci-dessus, nous choisissons l'approche locale biaxiale et l'approche semi-locale (Figure 3-6 (c, d) par exemple) afin de viser les objectifs suivants :

- Accéder à une meilleure compréhension du mode de fonctionnement et de se rapprocher du mode de ruine observé lors des divers essais,
- Simuler le comportement de structures de taille plus importante avec un temps de calcul raisonnable tout en espérant obtenir des résultats plus proches de la réalité.

Les modèles de béton qui considèrent ce matériau comme un milieu continu sont basés sur des lois constitutives tirées de la théorie de la plasticité, de celle de l'endommagement et des modèles de fissuration. Comme il existe une littérature très abondante relative à ces aspects de modélisation, le but n'est pas ici de faire une revue exhaustive de ces modèles. Toutefois, une description détaillée des modèles locaux utilisés lors des divers calculs effectués dans ce mémoire est présentée dans la section suivante.

3.2 Comportement du béton et du béton armé

3.2.1 Comportement du béton

Le béton étant par nature un matériau très hétérogène, la fissuration se produira dans les zones de plus faible résistance à la traction. La rupture par fissuration du béton commence par l'apparition des microfissures distribuées de manière aléatoire sur une région plus ou moins étendue. A l'amorce du régime adoucissant, ces microfissures se rejoignent pour former la rupture finale par des surfaces de dislocation ou des fissures discrètes. C'est le phénomène de localisation des déformations dans un volume qui dépend de l'état de contrainte, de la taille des granulats et de celle de la structure.

Comportement uni axial

En compression uniaxiale, cinq zones de déformation différentes ont été décrites par *Bahn and Thomas (1998)* [Figure 3-7 (a)]. Le comportement en compression uniaxiale du béton sous pression croissante est essentiellement linéaire élastique jusqu'à ce que la charge atteigne environ 30% de la force de compression maximale f_c (zone A). Dans la seconde zone (zone B), avec une contrainte de compression comprise entre 0.3 et $0.5f_c$, la rigidité présente une certaine réduction (zone B) en raison d'une augmentation significative de la croissance des fissures dans la zone de transition. La troisième zone (zone C entre $0.5f_c$ et $0.75f_c$) exhibe une nouvelle réduction de la rigidité due à l'amorçage de nouvelles fissures dans la pâte de ciment et de la propagation de la fissure instable qui continue à croître. Au-delà de ce niveau de contrainte, entre $0.75f_c$ et f_c , dans la quatrième zone (zone D), la déformation en compression augmente sous charge constante. Ceci résulte de la croissance de la fissure spontanée dans la zone de transition de la pâte de ciment ainsi que de la consolidation des micro-fissures. Enfin en zone E, la contrainte est réduite et provoque la localisation de la fissuration. On peut aussi constater que la rigidité de déchargement et de rechargement des cycles est sensiblement égale à la raideur élastique aux niveaux des petites et moyennes déformations, mais la valeur maximale de la contrainte de compression est diminuée.

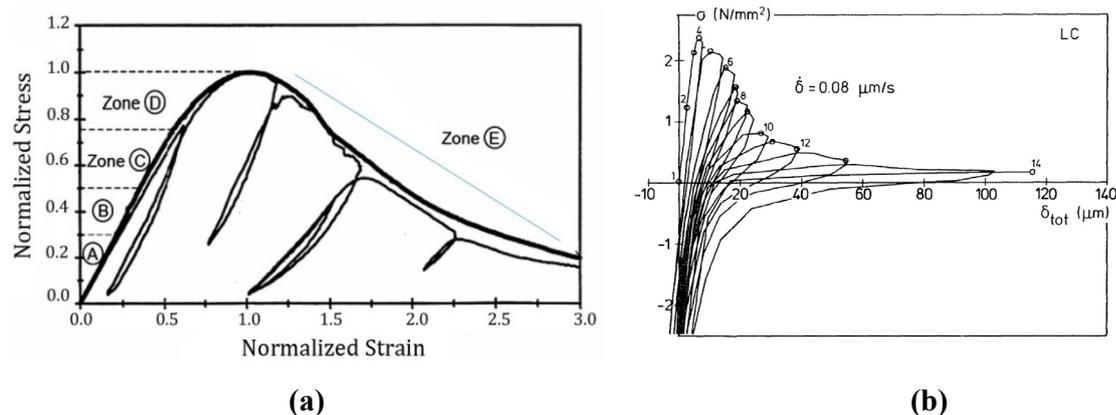


Figure 3-7: Courbes contrainte-déformation (a) : compression cyclique ([Bahn and Thomas 1998](#))
(b) : traction cyclique ([Reinhardt et al. 1986](#))

En traction uniaxiale le comportement du béton est très différent de celui en compression. La [Figure 3-7 (b)] montre la réponse contrainte-déformation typique du béton soumis à un chargement uniaxial cyclique. Les études du comportement en traction/compression cyclique alternées du béton réalisées par *H. Reinhardt et al. (1986)* font apparaître une reprise de raideur élastique due à la refermeture des fissures lors du passage traction - compression, comme on l'observe chez *Yankelevsky and H. Reinhardt (1989)*. Ce phénomène est appelé « effet unilatéral » et traduit une quasi indépendance du comportement en traction vis-à-vis de celui en compression. Enfin, il est à noter que la fissuration est localisée en traction mais diffuse en compression (*Mazars et al. 1990*). Les résultats expérimentaux montrent aussi que le matériau béton présente un comportement adoucissant significatif au-delà de la contrainte maximale, tant en traction uniaxiale qu'en compression. Le comportement adoucissant du béton a été depuis longtemps

considéré dans la formulation des modèles de béton afin de modéliser les microfissures et leur propagation (*Bažant and Oh 1983; Hillerborg et al. 1976*).

Comportement en cisaillement

Dans le béton brut, le transfert des forces de cisaillement à travers le plan de la fissure se fait principalement par les granulats. Ce mécanisme de transfert de la force de cisaillement implique que la capacité du béton au cisaillement est déterminée par la largeur de l'ouverture de fissure. Considérant le transfert de cisaillement dans des échantillons de béton non armé, avec des zones de fissures constantes, *Paulay and Loeber (1974)* ont observé expérimentalement que la relation contrainte-déformation de cisaillement est essentiellement fonction de la largeur de la fissure. Dans le cas où l'ouverture de la fissure est petite (environ 0.125mm), la contrainte de cisaillement de glissement est linéaire, la force de pic étant d'environ $0.20 f_c$. Pour une ouverture plus grande (jusqu'à 0.5mm), on constate une certaine perte de rigidité, mais la contrainte de cisaillement maintient une capacité maximale d'environ $0.20 f_c$. La faible capacité de transfert d'effort de cisaillement se trouve dans le cas des grandes ouvertures de fissure (> 0.8 mm) (*Laible et al. 1977*).

Dans le béton armé, la résistance en cisaillement est augmentée grâce à l'effet de confinement des armatures transversales avec une limite à $0.30 f_c$ (*Hofbeck et al. 1969*). Les études expérimentales montrent également que la contrainte de cisaillement dans ce cas présente une résistance résiduelle. Cette résistance en régime adoucissant est maintenue lorsque les glissements sont modérés (*Walraven and Reinhardt 1981*). *Bažant and Gambarova (1984)* ont proposé un modèle de cisaillement implanté dans un code élément finis en s'appuyant sur la théorie de bande de fissures. Les modèles de béton développés par la suite ont aussi intégré ce phénomène de façon directe ou indirecte.

Comportement multiaxial du béton

Depuis le début du siècle, nombre d'études expérimentales ont été effectuées pour déterminer la résistance du béton sous un état de contraintes multiaxiales (*Wastiels 1979*). Les différences dans le comportement observé du béton peuvent être attribuées soit à des matériaux différents, soit aux différentes méthodes d'essai. Une campagne d'essais dans laquelle des échantillons de matériaux identiques ont été soumis à divers états de contraintes biaxiales et triaxiales a été réalisée par *Gerstle et al. (1980)* afin de mettre en lumière les relations contrainte-déformation du béton. Ils indiquent qu'il existe des différences systématiques dans les résultats qui dépendent de la méthode d'essai utilisée. Les principales relations contrainte-déformation des essais sont transformées dans l'espace octaédrique, et la réponse du matériau est exprimée en termes de variables internes et de modules de cisaillement. On note ainsi que la réponse en compression du béton est largement influencée par le confinement. Cette caractéristique est essentielle lorsque l'on s'intéresse aux structures soumises à des chocs sévères, générant des pressions de confinement supérieures de l'ordre du GPa.

3.2.2 Comportement du béton armé

Dans le cas particulier du béton armé, les armatures ont pour rôle de limiter la formation et la propagation des fissures. Les premières fissures apparaissent lorsque la résistance en traction du béton est atteinte dans les sections de plus faible résistance. Avec l'accroissement de la

déformation, le béton dans les sections fissurées entre en régime adoucissant, consomme de l'énergie de fissuration et la contrainte est progressivement diminuée, ce qui entraîne des décharges élastiques dans le béton environnant. Ainsi, les premières fissures apparues peuvent se localiser sur des surfaces de dislocation privilégiées, tandis que le béton environnant continue à se décharger élastiquement. Dans le cas du béton armé la décharge élastique est toutefois restreinte par la présence des armatures, une fois que le relâchement accède aux armatures. Cependant, avec l'accroissement de la charge appliquée, de nouvelles fissures peuvent se former, en dehors des premières zones de localisation, lorsque la résistance en traction est de nouveau atteinte: l'endommagement se localise dans plusieurs bandes étroites plus ou moins régulièrement espacées, et le phénomène de l'espacement des fissures fait son apparition. Par conséquent l'espacement des fissures est dû à la présence de deux phénomènes distincts qui agissent ensemble à deux échelles différentes : d'une part, l'adoucissement du béton (échelle locale), d'autre part, la restriction assurée par les armatures (échelle de la structure).

Le comportement des structures en béton armé à l'état limite de service (ELS) est généralement contrôlé par trois exigences (1) Limitation des contraintes dans le matériau (2) Contrôle de l'ouverture et de l'espacement des fissures et (3) Déformation à court terme et long terme. Le deuxième paramètre a été particulièrement étudié par plusieurs recherches pour mettre en lumière le comportement de la structure à l'état endommagé (*Allam et al. 2012, 2013; Matallah et al. 2010*). Les codes de construction en béton comme l'Eurocode 2 proposent des équations empiriques pour décrire l'ouverture des fissures sous charges de service en prenant en compte le type d'exposition environnementale. Le comportement du béton fissuré devrait prendre en compte l'influence des FRP au l'endroit des fissures. Dans ce travail de thèse, le changement du comportement de béton dû à la participation des FRP est estimé par des relations empiriques. Ainsi la résistance en compression et la déformation à la rupture du béton sont modifiées pour le cas des éléments confinés (l'étude des poteaux courants dans la [section 3.4](#) et l'étude des poteaux courts dans la [section 4.1.3](#)). L'espacement des fissures et l'énergie dissipée sont modifiés dans le cas d'éléments renforcés par collage FRP comme les études des voiles dans la [section 4.1.1](#) et la [section 4.1.2](#).

3.2.3 Problématique

Le développement de modèles éléments finis pour étudier le comportement non linéaire des structures en béton armé remonte à plus de quarante ans. Au cours des années 1960-1970, plusieurs études expérimentales et numériques ont montré que la mécanique de la rupture est un outil puissant pour l'analyse de la croissance de la fissuration et de sa localisation dans le béton. En utilisant les principes de la mécanique de la rupture non linéaire, *Hillerborg et al. (1976)* ont introduit le modèle de fissuration fictive basée sur le modèle de fissure cohésive de *Barenblatt (1962)* pour l'étude de la propagation des fissures dans une poutre en béton non armé.

D'une façon générale, la modélisation du comportement du béton est réalisée par une approche macroscopique. Cette approche, bien que légitime durant la phase de déformation homogène, devient inadéquate durant la phase de localisation, puisque l'essentiel de la déformation n'a lieu que dans la zone localisée. En effet, la condition d'existence de solutions localisées correspond mathématiquement à un changement de la nature des équations décrivant l'équilibre de la structure. Dans les approches classiques, les équations du problème mécanique forment, à l'amorce du phénomène de localisation, un système d'équations aux dérivées partielles mal posé.

Numériquement, les solutions deviennent dépendantes du maillage utilisé, puisque l'interpolation éléments finis n'est plus adaptée à la forme de la solution localisée. Pour enrichir la description mécanique du milieu, plusieurs techniques de régularisation ont été proposées dans la littérature permettant de conserver le problème bien posé, et d'autres permettent seulement de garder une certaine objectivité du maillage.

Dans la première catégorie on peut citer de manière non exhaustive le modèle d'endommagement non local de *Pijadier-Cabot and Bažant (1987)*, le modèle de *Vardoulakis and Mühlhaus (1987)*, de *De Borst (1993)* ou plus récemment, un modèle non-local d'endommagement de *Giry et al. (2011)*. Dans toutes ces approches, il apparaît un paramètre commun communément dénommé longueur caractéristique qui est censé définir la ruine à l'échelle du matériau. Ces modèles peuvent rendre compte correctement du phénomène de localisation, mais ils sont généralement limités au cas du chargement monotone et supposent une mise en œuvre délicate.

Dans la deuxième catégorie, *Bažant and Oh (1983)* ont proposé une solution intermédiaire entre les modèles classiques et ceux préservant le problème bien posé. Ils ont suggéré de considérer l'aire sous la courbe en régime adoucissant post-pic comme un paramètre matériau – l'énergie de fissuration. Comme cette énergie de fissuration doit être dissipée sur une longueur équivalente correspondant à une dimension représentative de la taille du maillage, la pente de la courbe post-pic devient une fonction de la taille de l'élément. Cette technique est très efficace au niveau global, puisque la courbe force-déplacement d'une structure devient généralement indépendante du maillage utilisé. Toutefois, malgré l'adaptation de la pente post-pic du matériau à la taille de l'élément, les équations restent mal posées localement. Par conséquent ni les ouvertures de fissures ni l'espacement des fissures ne peuvent être correctement prédits avec cette approche (*Sluys and De Borst 1996*).

De nombreux modèles béton ont été proposés dans la littérature. On peut citer parmi les modèles les plus connus : le modèle de *Bažant and Oh (1983)* basée sur la théorie de la fissuration fixe et répartie, le modèle de rupture à deux paramètres (*Jenq and Shah 1985*), le modèle élastoplastique endommageable (*Lubliner et al. 1989*), le modèle d'endommagement (*Mazars and Pijaudier-Cabot 1989*), ou plus récemment les modèles de rupture « Double-K » (*Xu and Reinhardt 1999*) ou « Double-G » (*Xu and Zhang 2008*). Il est à noter toutefois qu'aucun modèle n'est encore en mesure de décrire correctement tous les aspects du comportement du béton non-linéaire. Malgré le fait qu'il existe beaucoup de modèles publiés, il n'y a pas beaucoup de modèles permettant de traiter le comportement des structures complexes soumises à des chargements complexes, à savoir les tremblements de terre. L'état de l'art des modèles de comportement existants pour le béton a été abordé par plusieurs chercheurs dans leur travail de thèse : *Crambuer (2013) et Richard (2010)* en version française et dans les livres de *Kumar and Barai (2011) et Maekawa et al. (2003)* en version anglaise.

La liaison acier-béton peut jouer un rôle important. En effet, sa qualité détermine l'étendue des zones de part et d'autre d'une fissure, nécessaire au transfert de la contrainte de l'acier au béton, et au sein de laquelle de nouvelles macro-fissures ne peuvent pas se créer. Au niveau local elle a une influence non négligeable sur la distribution des dommages, surtout au droit des armatures. Une analyse à la ruine détaillée d'une structure en béton armé devrait donc modéliser l'effet de la liaison acier-béton.

Dans cette section, les caractéristiques mécaniques importantes du béton sont d'abord résumées. Ensuite, les modèles utilisés pour cette recherche sont détaillés.

3.2.4 Modèle béton INSA

Le modèle de béton INSA a été développé au sein du laboratoire LGCIE de INSA de Lyon depuis une vingtaine d'années. *Merabet (1990)* et *Reynouard et Djerroud (1999)* ont mis au point les fondements théoriques du modèle. Plusieurs chercheurs comme *Nicolae Ile (2000)* et *Michael Brun (2002)* ont ensuite contribué au développement et à la valorisation de ce modèle. La version actuelle du modèle a été implantée dans le code CAST3M en 2011 (*Le Fichoux 2011*). Le modèle est construit dans le cadre de la théorie de la plasticité en contraintes planes. Il peut être brièvement résumé par les deux points suivants :

- Deux surfaces de rupture sont définies, d'une part pour la compression biaxiale (Nadai-compression) et d'autre part pour le domaine des tractions (Rankine-traction). Le comportement non linéaire du béton dans le domaine des compressions avant fissuration est abordé par un modèle de plasticité basé sur une fonction seuil de Nadai (critère de type Drucker-Prager). La loi d'écoulement est associée et la règle d'écrouissage (positif ou négatif en régime adoucissant) est isotrope.
- Le comportement du béton fissuré est abordé par le concept de la fissuration répartie en considérant le matériau fissuré comme un milieu continu. Lorsque la surface de rupture dans le domaine des tractions est atteinte, on change de formalisme: la plasticité biaxiale est abandonnée et une loi orthotrope est activée. En négligeant le couplage des comportements entre les deux directions, la description de la fissuration consiste alors en trois relations indépendantes entre contrainte et déformation, définies dans un système d'axes parallèle et perpendiculaire à la direction de la fissuration. Chaque direction est donc traitée indépendamment par une loi uniaxiale cyclique, et le tenseur de contraintes dans le repère local est complété par la contrainte de cisaillement calculée élastiquement avec un module de cisaillement réduit. Il est à noter qu'une deuxième fissure ne peut se créer que perpendiculairement à la première. Toutefois le caractère unilatéral du béton fissuré au cours d'une sollicitation cyclique est traité en gérant correctement l'ouverture et la refermeture des fissures via la restauration des raideurs correspondantes. Le tenseur des contraintes dans le système de coordonnées local défini par la direction de la fissure est complété par la contrainte de cisaillement, de manière élastique calculée par un module de cisaillement constant réduit, μG (avec $0 < \mu < 1$ désignant le coefficient de réduction en cisaillement) pour tenir compte de l'effet du transfert de contraintes de cisaillement au niveau des lèvres de la fissure.

Ce modèle a successivement été utilisé pour simuler des voiles de cisaillement à l'échelle du laboratoire (*Brun et al. 2011; Ile and Reynouard 2005*), ainsi que des structures à l'échelle réduite testées sur la table vibrante dans le cadre du programme CAMUS (*Ile and Reynouard 2003*).

Identification des paramètres matériaux

Le modèle béton INSA contient 5 paramètres principaux. Le module Young, la contrainte ultime en compression simple (ou le rapport entre les contraintes ultimes en traction simple et en

compression simple) sont déterminés par les essais. Il nous reste à déterminer deux paramètres importants : la déformation plastique à la rupture en compression, et la déformation plastique à la rupture en traction. Ils dépendent de la taille de l'élément et de l'énergie de fissuration.

Déformation plastique à la rupture en compression : L'identification de ce paramètre nécessite un essai complet de compression uniaxiale, contrôlé en déplacement. Cet essai est rarement réalisé puisqu'il nécessite une mise en œuvre délicate. Lorsque cet essai est disponible, une approche énergétique peut être utilisée pour définir la déformation à la rupture. L'énergie de rupture en compression uniaxiale G_c est définie par l'aire sous la courbe contrainte-déplacement total.

D'après (Feenstra 1993), si on adopte une courbe d'écroutissement parabolique en compression définie par :

$$\tau = \begin{cases} \frac{f_c}{3} \left(1 + 4 \frac{k}{k_{pic}} - 2 \frac{k^2}{k_{pic}^2} \right) & \text{Si } k < k_{pic} \\ f_c \left(1 - \frac{(k - k_{pic})^2}{(k_{rupt} - k_{pic})^2} \right) & \text{Si } k_{pic} < k < k_{rupt} \end{cases} \quad (3.3)$$

Alors la déformation plastique au pic est alors définie pour cette relation sans tenir compte de la taille de l'élément par :

$$k_{pic} = \frac{4f_c}{3E_0} \quad (3.4)$$

On peut alors définir la déformation plastique à la rupture à partir de l'énergie de rupture en compression et de la longueur caractéristique de l'élément, h :

$$k_{rupt} = 1.5 \frac{G_c}{hf_c} - \frac{11}{48} k_{pic} \quad (3.5)$$

Dans cette équation l'énergie pré-pic a été prise en compte par le facteur correctif $\frac{11}{48} k_{pic}$.

Afin d'éviter une instabilité locale de type « snap back » on doit vérifier la condition suivante :

$$k_{rupt} \geq 1.75 k_{pic} \quad (3.6)$$

La longueur caractéristique h nécessaire au passage déplacement-déformation directement liée à la taille de l'élément fini 2D, peut être définie à partir de l'aire de l'élément A_e et du type de champ de déplacement (Rots 1988):

$$h = \alpha_h (A_e)^{1/2} \quad (3.7)$$

Où α_h est un facteur de modification égal à 1 pour des éléments quadratiques et égal à 2 pour des éléments linéaires.

Pour des bétons courants des valeurs de l'énergie de rupture en compression comprises entre 5 et 10 (Nmm/mm²) ou bien 5000 et 10000 J/m² sont généralement admises.

Déformation plastique à la rupture en traction : L'identification de ce paramètre nécessite un essai complet de traction uniaxiale (comportement pré-pic et post-pic). Comme l'essai de compression uniaxiale, il nécessite une mise en oeuvre délicate, et souvent il est souvent assez difficile d'obtenir une courbe contrainte-déplacement fiable en régime adoucissant. Lorsque cet essai n'est pas réalisé, le code CEB-FIP 1990 donne des formules pour calculer cette énergie de rupture à partir de la connaissance de la résistance en traction uniaxiale f_t , et de la taille du plus gros granulats d_{max} . On constate généralement que l'énergie de rupture en traction G_f est 50 à 100 fois inférieure à celle en compression. Les valeurs utilisées pour les bétons courants sont comprises entre 60 et 150 J/m².

Dans le cas des éléments en béton non armé on peut utiliser les concepts de la mécanique de la rupture (*Bazant and Oh 1983*) pour définir la déformation à la rupture en traction uniaxiale:

$$\varepsilon_{tm} = k \frac{2 G_f}{f_t h} \quad (3.8)$$

avec $k = 2$ pour une courbe linéaire en régime adoucissant et $k=1$ pour une courbe exponentielle.

Cette approche énergétique permet de garantir une certaine objectivité du maillage. En effet si cette condition n'est pas respectée la solution numérique en régime adoucissant dépendra inévitablement de la taille des éléments et peut conduire à de fortes localisations des déformations, qui ont tendance à se concentrer dans la zone la plus petite possible. Pour le calcul des structures en béton armé qui nous intéressent, si l'on adopte un maillage régulier pour les différentes zones du maillage, nous pouvons alors définir une déformation à la rupture en traction pour chaque zone, à partir de la relation précédente. Une condition supplémentaire de taille maximum de l'élément fini doit être vérifiée afin d'éviter un comportement local de type "snap-back" (*Feenstra 1993*):

$$h \leq k \frac{G_f \cdot E_0}{f_t^2} \quad (3.9)$$

Si cette condition n'est pas respectée, on doit modifier la résistance en traction uniaxiale:

$$f_t = \sqrt{k \frac{G_f E_0}{h}} \quad (3.10)$$

Afin de tenir compte de la présence des armatures dans un volume de béton, la valeur de l'énergie de fissuration G_f doit être modifiée pour prendre en compte le phénomène de « tension stiffening ». En effet si on considère un essai de tirant, la courbe expérimentale force exercée sur l'armature-déplacement mesuré à l'extrémité de la barre présente un comportement plus raide que la courbe force-déplacement obtenue pour une éprouvette identique constituée de béton seulement. La transition entre l'énergie dissipée G_f pour une seule macro-fissure dans le béton et l'énergie dissipée par plusieurs macro-fissures G_f dans le béton armé, d'un espacement moyen entre fissure l_s , est définie par la relation suivante :

$$G_f^{ba} = G_f \left(1 + \frac{h}{l_s} \right) \quad (3.11)$$

L'espacement moyen des fissures l_s dépend du diamètre des barres, du pourcentage volumique d'acier, du type d'armatures (lisse ou crénelé) et de la longueur minimale d'adhérence parfaite

entre le béton et l'armature. Pour différents types d'éléments constructifs on peut retrouver dans le code CEB-FIP 1990 diverses formules empiriques pour le calcul de l_s .

Exemple d'étude des paramètres

Données: Une poutre de 20cm d'épaisseur, 15cm de hauteur et 1.2m de longueur, s'appuie sur deux rotules simples. La distance entre les appuis étant de 1m. Un déplacement imposé est appliqué au milieu de la poutre [Figure 3-8].

Objectif : Tracer la courbe Réaction-Déplacement et le mode de rupture pour un déplacement de 6mm

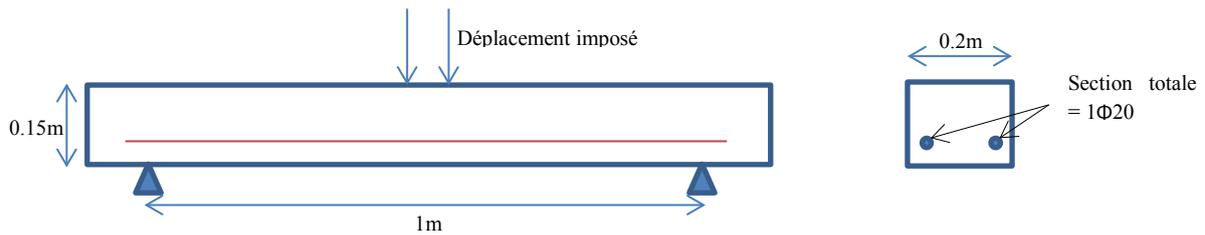


Figure 3-8: Géométrie de la poutre

Les paramètres du modèle béton INSA sont identifiés dans la table suivant :

	Définition	Unité	50mm	25mm	10mm	5mm
E_o	Module d'élasticité initial	Pa	3.30E+10	3.30E+10	3.30E+10	3.30E+10
f_c	Résistance en compression uniaxiale	Pa	3.30E+07	3.30E+07	3.30E+07	3.30E+07
f_t	Résistance en traction du béton	Pa	2.64E+06	2.64E+06	2.64E+06	2.64E+06
G_f	Energie de fissuration en traction	Nm/m2	1.20E+02	1.20E+02	1.20E+02	1.20E+02
G_c	Energie de fissuration en compression	Nm/m2	7000	7000	7000	7000
A_e	L'aire de l'élément considéré	m2	2.50E-03	6.25E-04	1.00E-04	2.50E-05
k	Coefficient relatif au type d'EF		2	2	2	2
h	Longueur caractéristique	m	5.00E-02	2.50E-02	1.00E-02	5.00E-03
L_s	Espacement moyen des fissures	m	1.00E-01	1.00E-01	1.00E-01	1.00E-01
G_{fba}	Energie de fissuration du béton armé	Nm/m2	1.80E+02	1.50E+02	1.32E+02	1.26E+02
ϵ_{tm}	Déformation à rupture en traction		2.81E-03	4.63E-03	1.01E-02	1.92E-02
k_{rupt}	Déformation à la rupture en compression		7.06E-03	1.34E-02	3.25E-02	6.43E-02

Table 3-1 : Déformations à la rupture en traction et compression du béton INSA

La Table 3-1 résume les étapes de calcul des paramètres ϵ_{tm} et k_{rupt} pour quatre éléments de taille différente. En pratique, on souhaite construire un modèle qui permette de représenter la résistance à la rupture et le mode de rupture de la structure dans un temps de calcul raisonnable. Pour ce faire, on doit chercher une solution optimale pour la taille de l'élément. C'est-à-dire, la taille de l'élément ne doit pas être ni trop grande, afin de ne pas fausser la solution, et ni trop petite, pour

ne pas trop augmenter le volume de calcul. Nous présentons par la suite les résultats obtenus pour la poutre illustrée sur la Figure 3-9 avec quatre tailles d'élément QUA4 de : 50 mm, 25mm, 10mm et 5 mm.

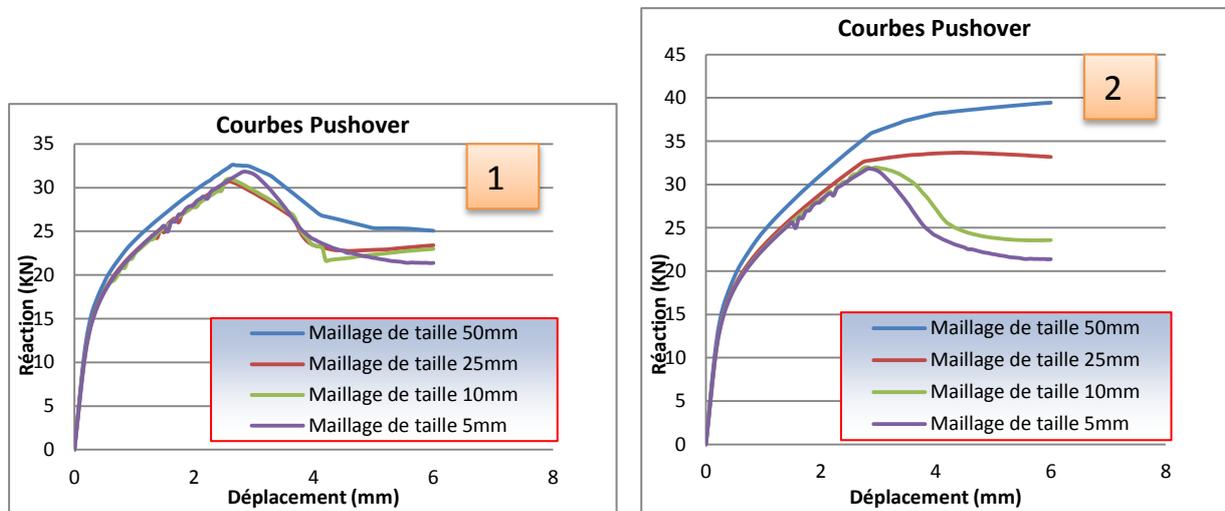


Figure 3-9: Courbes Pushover de la même structure avec les tailles d'éléments différentes

Les courbes pushover (1) [Figure 3-9] sont obtenues pour les valeurs ϵ_{im} et k_{rupt} calculées dans la Table 3-1. On constate que les courbes sont cohérentes quant au niveau de la résistance à la rupture. L'énergie de fissuration dans ce cas est constante. Les résultats sont différents si l'on ne gère pas les valeurs de ϵ_{im} et k_{rupt} en modifiant la taille de l'élément. La Figure 3-9 (2) présente les courbes Pushover pour les quatre tailles d'éléments différents mais les valeurs de ϵ_{im} et k_{rupt} fixés à $1.92e-2$ et $6.43e-2$ (cas de l'élément de 5mm).

Cette étude nous donne une idée pour choisir la taille optimale d'élément de maillage pour les voiles modélisés par le modèle béton INSA, qui seront présentés par la suite. On utilisera des éléments plans à quatre nœuds de taille $(2.5 \times 2.5) \text{ cm}^2$ pour tous les calculs en général et des éléments de taille $(1.25 \times 1.25) \text{ cm}^2$ pour mieux approcher les modes de rupture.

3.2.5 Modèle béton RICRAG

Pour une étude plus fine du comportement des structures en béton armé, le modèle béton RICRAG, formulé en 3D et implémenté sous CAST3M par *Richard et al. (2010, 2012, 2013)*, a été retenu pour notre étude. La modélisation par éléments massifs permet de s'affranchir des hypothèses simplificatrices concernant la cinématique comme les éléments de type poutre ou coque.

Ce modèle est compatible avec les principes de la physique de la thermodynamique des processus irréversibles. Tout d'abord, la déformation de très faible ampleur est régie par les lois classiques de l'élasticité du corps solide. Ces dernières traduisent le mouvement des atomes autour de leur position d'équilibre. Ensuite, dès lors que l'état de contrainte franchit un certain seuil critique, des non linéarités apparaissent. Le type de non linéarité doit être rapproché de la nature du matériau considéré. La théorie de l'endommagement apparaît comme adaptée pour rendre compte de la dégradation progressive de la rigidité du matériau. Enfin, le mécanisme de glissement est

considéré. Il permet de rendre compte des non linéarités matérielles issues du frottement entre les lèvres des fissures dans le cas du béton. Un écrouissage isotrope est introduit, avec une loi d'écoulement associée. Ce dernier traduit le fait que le domaine de comportement élastique évolue au cours de la dégradation. Le mécanisme de glissement, quant à lui, est à mettre en relation avec un éventuel frottement qui est susceptible d'être mobilisé entre les lèvres des fissures. C'est alors qu'une contrainte de rappel apparaît, empêchant ainsi toute possibilité de retour en arrière en l'absence d'effort appliqué. Un écrouissage de type cinématique est alors introduit. Ce dernier permet en outre une gestion efficace du comportement hystérétique en compression.

Le béton, aussi bien en traction qu'en compression, se comporte de manière adoucissante. Il est donc nécessaire de régulariser le modèle lors de calculs à l'échelle de la structure en vue de limiter les phénomènes de dépendances au maillage. Dans la continuité de cette idée, l'approche non locale proposée par *(Pijadier-Cabot and Bažant 1987)* est aussi prise en compte au sein du modèle RICRAG. Le taux de restitution d'énergie gérant le mécanisme d'endommagement est rendu non local comme suit:

$$\bar{Y}^{nl} = \frac{\int_{\Omega(\underline{x})} \bar{Y}(\underline{x}) \omega(\underline{x}, \underline{s}) d\underline{s}}{\int_{\Omega(\underline{x})} \omega(\underline{x}, \underline{s}) d\underline{s}} \quad (3.12)$$

où ω est une fonction poids prise sous la forme d'une gaussienne. Le domaine au sein duquel est rendu non locale chacune des grandeurs nécessite l'introduction d'une longueur caractéristique, généralement identifiée à partir de la taille de l'hétérogénéité maximale dans le béton. Le taux d'énergie locale \bar{Y} est ensuite remplacé par le taux d'énergie non locale \bar{Y}^{nl} . Cette approche, bien que consommatrice en terme de coût de calcul, permet de limiter la dépendance au maillage des résultats obtenus à la suite d'une analyse à l'échelle de la structure.

Identification des paramètres matériaux RICRAG

Le modèle béton RICRAG comprend 9 paramètres matériaux à identifier. L'élasticité nécessite 2 paramètres κ et μ qui sont respectivement le coefficient de compressibilité et le module de cisaillement.

Le mécanisme d'endommagement comprend 4 paramètres Y_0 , A_{Dir} , A_{Ind} et β . Ces derniers représentent respectivement un seuil initial, les fragilités dues aux extensions directes (traction) et induites (effets Poisson en compression) et enfin, un paramètre permettant d'accentuer la dissymétrie entre les mécanismes d'endommagement au niveau de la fonction seuil. Trois paramètres matériaux γ , a et c permettent de gérer l'évolution de l'écrouissage cinématique. Le paramètre de dilatance c n'est pas laissé libre à l'utilisateur, sa valeur a été identifiée sur la base d'essais de compression avec différents niveaux de confinement.

Identification des paramètres élastiques. Les valeurs nominales des coefficients de compressibilité et du module de cisaillement peuvent être déduites du module d'Young et du coefficient de Poisson. Ces derniers peuvent être identifiés de manière classique, à l'aide d'essais mécaniques de compression et/ou d'essais de traction directe ou indirecte.

Identification des paramètres liés à l'endommagement. Le premier paramètre à identifier est le seuil d'endommagement. Ce paramètre peut être estimé en fonction de la résistance moyenne en

traction f_t par la relation $Y_0 = \frac{f_t^2}{2E}$. Les paramètres de fragilité en traction et en compression nécessitent des essais mécaniques respectivement en traction et en compression avec un suivi de la déformation au cours du pseudo temps. Par analyse inverse, ces paramètres peuvent être déterminés sans difficulté particulière. Enfin, le dernier paramètre concernant le mécanisme d'endommagement, noté β , a été évalué à l'aide d'essais multiaxiaux. L'expérience numérique, sur la base de ce modèle, a permis de proposer une valeur nominale de $\beta = 152$.

Exemple d'étude des paramètres

On retourne sur l'exemple de la poutre présentée précédemment. Les paramètres de béton RICRAG par défaut sont les suivants : module de Young : 36GPa ; coefficient de Poisson : 0.2; résistance en traction : 3.6MPa ; fragilité en traction : $\alpha_t = 1.e-2$; fragilité en compression : $\alpha_c = 5.e-4$; module d'écroutissage 1 : $7.e9$ et module d'écroutissage 2 : $7.0e-7$.

Les calculs local et non-local sont effectués. La taille de maillage est changée de 50mm à 2.5mm. Les courbes force-déplacement sont représentées dans la Figure 3-10.

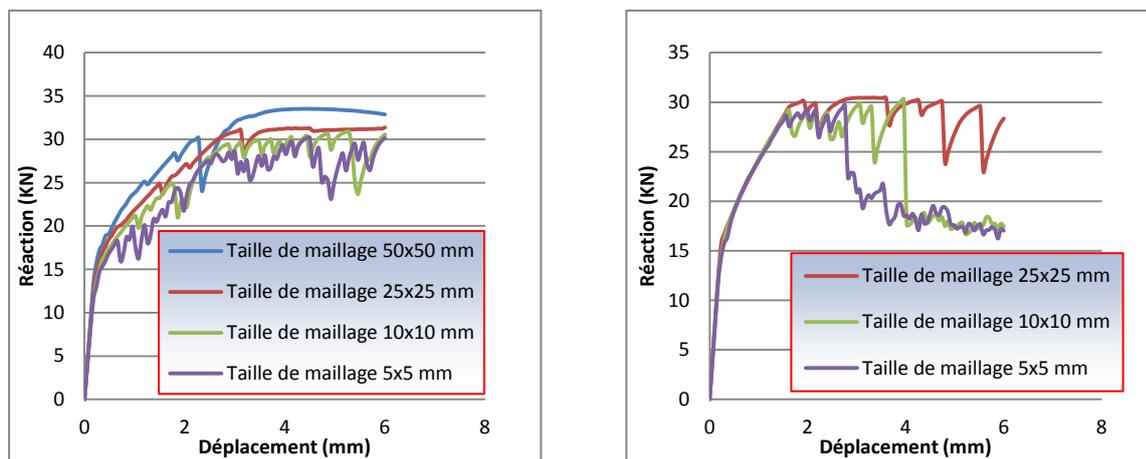


Figure 3-10: Courbes force-déplacement (RICRAG local à gauche, RICRAG non-local à droite)

On constate que la courbe de l'évolution de la réaction d'appui est comparable entre les deux calculs. En revanche, le calcul non-local (à droite) montre l'indépendance des courbes par rapport à la taille de l'élément jusqu'à la limite de rupture. Le calcul local (à gauche) permet aussi de prévoir la résistance de la poutre (environ 30KN en réaction) mais les courbes ne sont pas encore identiques comme c'est le cas des courbes fournies par le calcul non-local. Dans le calcul non-local, le comportement adoucissant n'est pas traduit proprement car la liaison acier-béton est supposée « parfaite ». Pour avoir des résultats plus précis, nous devrions modéliser aussi la liaison béton-acier par un modèle spécifique. Cependant, la prise en compte de l'adhérence acier-béton dans le cas de structures complexes peut poser des problèmes de convergence, conduisant ainsi à des volumes de calculs trop importants. C'est la raison pour laquelle, dans cette étude l'utilisation du modèle RICRAG reste au niveau de calcul local en considérant l'adhérence acier-béton comme parfaite.

3.2.6 Modèle béton uni-axial

Le modèle uniaxial nommé « Béton_Uni » et implanté dans le code Cast3M est capable de représenter le comportement du béton sous chargement cyclique. Dans ce modèle l'adoucissement en compression et en traction, l'effet du confinement et le comportement unilatéral du béton caractérisé par la refermeture de fissures sont correctement pris en compte. La non linéarité du béton en compression s'exprime par une loi en deux parties de *Hognestad (1951)* : une partie parabolique croissante jusqu'au pic en compression suivie d'une ligne droite décroissante représentant l'adoucissement. Pour le béton confiné, une troisième partie est considérée après l'adoucissement et avant la ruine : il s'agit d'un plateau de pente zéro avec une contrainte résiduelle non nulle. La contrainte résiduelle pour cette nouvelle est estimée à 20% de la contrainte maximale (selon *Park et al. (1982)*) [Figure 3-11].

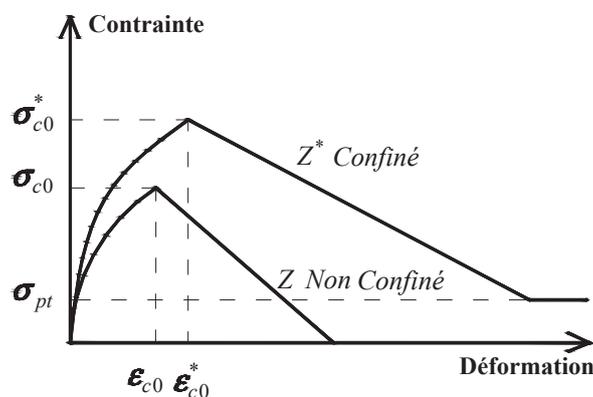


Figure 3-11: Loi en compression pour le modèle de comportement Béton_Uni

Les trois parties sont définies par les expressions suivantes :

$$\left\{ \begin{array}{l} \frac{\sigma}{\sigma_{c0}} = \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \left(2.0 - \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{c0}} \right) \quad 0 < \varepsilon < \varepsilon_{c0} \\ \frac{\sigma}{\sigma_{c0}} = 1.0 + Z(\varepsilon - \varepsilon_{c0}) \quad \varepsilon_{c0} < \varepsilon \\ \sigma_{pt} = 0.2\sigma_{c0} \end{array} \right. \quad (3.13)$$

où σ_{c0} est la contrainte maximale au pic, ε_{c0} est la déformation maximale au pic de compression, Z est la pente dans la zone d'adoucissement et σ_{pt} est la contrainte résiduelle après l'adoucissement.

Les étriers dans la section empêchent le gonflement du noyau de béton. Ce phénomène de confinement modifie le pic en compression et diminue la pente d'adoucissement du béton. L'effet du confinement est pris en compte par un paramètre de confinement β dépendant de deux coefficients α, ω_ω qui sont reliés aux caractéristiques de la section :

$$\beta = \min \left\{ \begin{array}{l} 1 + 2.5\alpha \cdot \omega_\omega \\ 1.125 + 1.25\alpha \cdot \omega_\omega \end{array} \right. \quad (3.14)$$

Les coefficients α, ω_ω sont donnés par les expressions suivantes :

$$\alpha = \left(1 - \frac{8}{3n}\right) \left(1 - \frac{s}{2b_c}\right) \left(1 - \frac{s}{2h_c}\right) \quad (3.15)$$

$$\omega_\omega = \frac{A_{sw} \sigma_{\gamma_w} l_w / s}{b_c h_w \sigma_{c0}}$$

où n est le nombre de barres longitudinales situées dans les angles des étriers ; b_c est la largeur du béton confiné, h_c est la hauteur du béton confiné ; s est la distance entre les étriers ; A_{sw} est la section des étriers ; σ_{γ_w} est la contraintes de plastification des étriers ; l_w est la longueur totale des étriers en incluant la longueur de pliage des étriers ; σ_{c0} est la contraintes maximale en compression du béton.

Si l'effet du confinement est pris en compte, les valeurs de la contrainte et de la déformation au pic de compression doivent être corrigées, ainsi que la pente d'adoucissement Z par les formules suivantes :

$$\begin{aligned} \sigma_{c0}^* &= \beta \cdot \sigma_{c0} \\ \varepsilon_{c0}^* &= \beta^2 \cdot \varepsilon_{c0} \\ Z^* &= \frac{\beta - 0.85}{\beta \cdot (0.1\alpha\omega_\omega + 0.0035 + \varepsilon_{c0}^*)} \end{aligned} \quad (3.16)$$

Le comportement en traction [Figure 3-12] est représenté par trois parties : une partie linéaire élastique jusqu'à la valeur maximale de la contrainte en traction σ_t , une partie linéaire d'adoucissement après fissuration jusqu'à la valeur maximale de la déformation d'ouverture de fissure ε_{tm} et un plateau de traction résiduelle après l'adoucissement et avant la ruine. Les formules suivantes déterminent les parties de la loi en traction :

$$\begin{aligned} \sigma &= E_0 \cdot \varepsilon & 0 < \varepsilon < \varepsilon_t \\ \sigma &= \sigma_t \left(\frac{r - (\varepsilon / \varepsilon_t)}{r - 1} \right) & \text{avec } r = \frac{\varepsilon_{tm}}{\varepsilon_t} \quad \varepsilon_t < \varepsilon < \varepsilon_{tm} \\ \sigma_{tr} &= 0.2 \cdot \sigma_t & \varepsilon \geq \varepsilon_{tm} \end{aligned} \quad (3.17)$$

où E_0 est le module de Young en compression ; σ_t est la contrainte maximale au pic; ε_t est la déformation maximale au pic; r est le facteur définissant l'adoucissement de traction, ε_{tm} est la déformation maximale d'ouverture de fissure et σ_{tr} est la contrainte résiduelle après l'adoucissement.

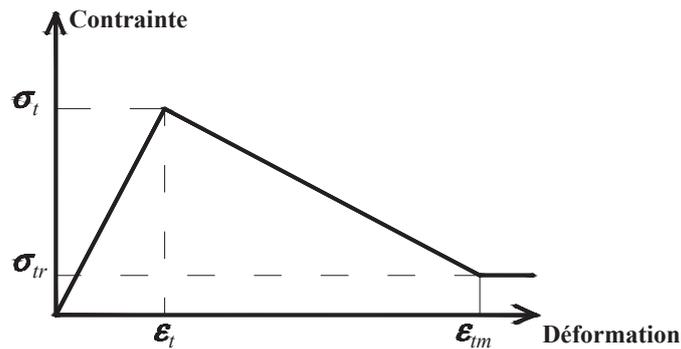


Figure 3-12: Loi de comportement Béton_Uni - Comportement en traction

Deux lois de refermeture/ouverture de fissure contrôlent la souplesse de la refermeture de fissure (Combescur 2001). Deux jeux de paramètres qui définissent la loi de refermeture, sont résumés dans la table suivant et leurs influences sur la refermeture de fissure sont illustrées sur la Figure 3-13.

Paramètres Cast3M	Refermeture raide (moins souple)	Refermeture souple
$F_1 = \text{FAMX}$	10	1
$F_2 = \text{FACL}$	1	1
$F'_1 = \text{FFAM1}$	1	10
$F'_2 = \text{FAM2}$	10	10

Table 3-2: Paramètres de fermeture

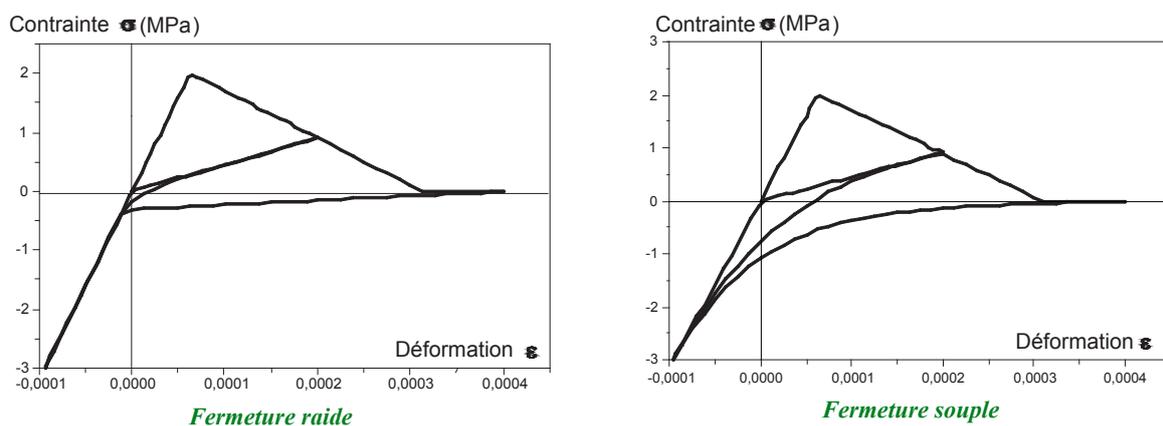


Figure 3-13: Lois de refermeture/ouverture de la fissure selon (Combescur 2001)

Les forces de cisaillement et de moment de torsion décrites dans le plan Oyz (repère local) sont réduites par des coefficients inférieurs ou égaux à 5/6 (valeur du coefficient donné par la théorie de poutre élastique avec une cinématique de Timoshenko), α_y et α_z selon les équations suivantes:

$$\begin{aligned}
 T_y &= \int_s \alpha_y \tau_{xy} dS \\
 T_z &= \int_s \alpha_z \tau_{xz} dS \\
 M_x &= \int_s (\alpha_z y \tau_{xz} - \alpha_y z \tau_{xy}) dS
 \end{aligned}
 \tag{3.18}$$

où α_y est le coefficient associé à la contrainte de cisaillement τ_{xy} , α_z est le coefficient associé à la contrainte de cisaillement τ_{xz} et Oxyz est le repère local de l'élément poutre.

Un poteau en béton armé sera considéré afin de valider la loi Beton_Uni, en utilisant des éléments finis de type poutres multifibres selon une cinématique de Timoshenko. La validation des stratégies numériques de modélisation s'appuiera sur cet exemple de référence en comparant les résultats numériques avec les résultats expérimentaux (section 3.4).

3.2.7 Modèle d'acier

L'armature est modélisée avec la loi cyclique uniaxiale proposé par *Menegotto and Pinto (1973)*. La courbe monotone de cette loi [Figure 3-14 (a)] est caractérisée par trois phases : une phase linéaire élastique définie par le module de Young E_a jusqu'à la contrainte de plastification σ_{sy} , suivie par un plateau de contrainte de la déformation de plastification ε_{sy} à la déformation du début d'écrouissage ε_{sh} , et finalement, par une courbe d'écrouissage jusqu'à la rupture. Les phases de la courbe monotone sont formulées par :

$$\begin{aligned}
 \sigma &= E_a \cdot \varepsilon & 0 < \varepsilon < \varepsilon_y \\
 \sigma &= \sigma_{sy} & \varepsilon_y < \varepsilon < \varepsilon_{sh} \\
 \sigma &= \sigma_{su} - (\sigma_{su} - \sigma_{sy}) \cdot \left(\frac{\varepsilon_{su} - \varepsilon}{\varepsilon_{su} - \varepsilon_{sh}} \right)^4 & \varepsilon \geq \varepsilon_{im}
 \end{aligned}
 \tag{3.19}$$

où E_a est le module d'élasticité de l'acier, σ_{su} est la contrainte ultime de l'acier et ε_{su} est la déformation ultime de l'acier.

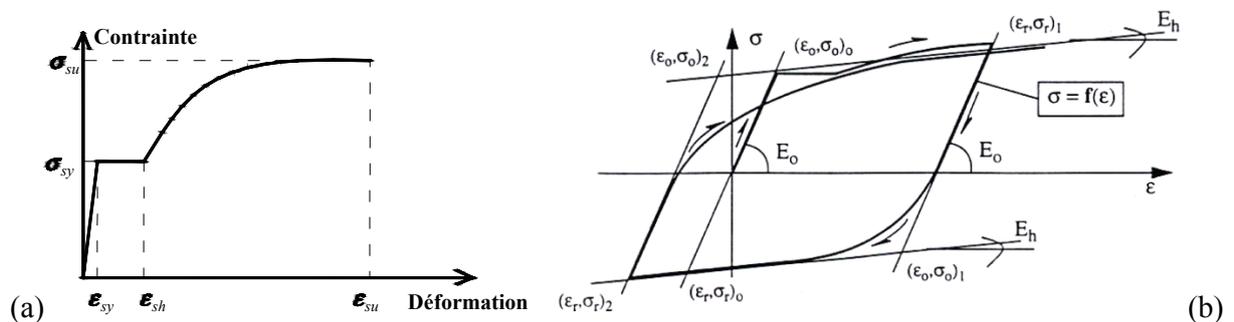


Figure 3-14: a) Loi de Menegotto-Pinto sous chargement monotone
 (b) Loi de comportement de l'acier sous chargement cyclique selon (Guedes et al. 1994)

La Figure 3-14 (b) présente le comportement de l'acier sous chargement cyclique. Le comportement cyclique est encadré par les deux droites asymptotes de pentes E_a et E_h . L'effet de Baushinger, qui représente l'abaissement de la valeur absolue de la limite d'élasticité en compression consécutive à une traction préalable, est pris en compte. La pente de l'écrouissage cinématique E_h est donnée par la formule suivante :

$$E_h = \frac{\sigma_{su} - \sigma_{sy}}{\varepsilon_{sy} - \varepsilon_{sy}} \quad (3.20)$$

L'effet de flambement est pris en compte quand le ratio de la distance entre deux étriers L sur le diamètre D des aciers de flexion est supérieur à 5. La pente de l'asymptote de la courbe de comportement devient négative et est définie par :

$$E_h = a \cdot \left(5 \cdot \frac{L}{D} \right) \cdot E_a \quad (3.21)$$

où E_a est le module d'élasticité de l'acier, E_h est le module d'écrouissage de l'acier, a est un paramètre expérimental.

De plus, le module de décharge en compression E_r est alors inférieur au module élastique E_a :

$$E_r = a_s \cdot E$$

$$a_s = 1 + \frac{5(L/D)}{7.5} \quad (3.22)$$

Quand le rapport L/D est inférieur ou égal à 5 la courbe de compression est semblable à celle de traction, et aucun effet de flambement n'est observé.

3.2.8 Modèle d'ancrage

La loi d'endommagement fragile en traction et compression FRAGILE_UNI implantée dans le code Cast3M est retenue pour modéliser des matériaux fragiles (tissu en fibres de carbone) ou vérifier des mécanismes fragiles en traction comme ancrages. Ce modèle d'endommagement est fragile indépendamment en traction et en compression. Une loi d'endommagement similaire au modèle de béton de Mazars en traction a été adoptée La contrainte axiale s'écrit :

$$\sigma = (1 - D) \cdot \varepsilon$$

$$\text{Avec } 1 - D_t = (f_t / E \cdot \varepsilon) \cdot (f_{tr} / f_t) + (1 - (f_t / f_{tr})) \cdot e^{\frac{f_t / E - \varepsilon}{\varepsilon_r}} \quad (3.23)$$

$$1 - D_c = (f_c / E \cdot \varepsilon) \cdot (f_{cr} / f_c) + (1 - (f_c / f_{cr})) \cdot e^{\frac{f_c / E - \varepsilon}{\varepsilon_c}}$$

Où f_t (f_c) est la résistance en traction (compression), f_{tr} (f_{cr}) est la résistance résiduelle en traction (compression), ε_r (ε_c) est la déformation contrôlant l'adoucissement en traction (compression).

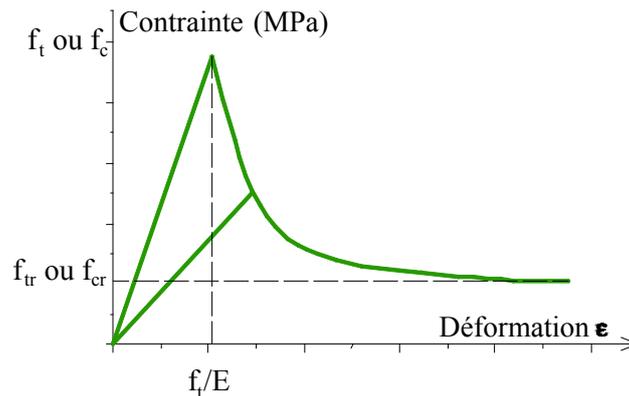


Figure 3-15: Loi d'endommagement fragile Fragile_Uni

Nous allons utiliser ce modèle pour la modélisation d'une rupture fragile de l'ancrage FRP dans la [section 3.4](#).

3.3 Modélisation des FRPs

3.3.1 Effet de décollement

Le comportement des structures en béton armé renforcées par la technique de collage FRP à l'extérieur de la section, sous la forme de plaques minces ou de feuilles est souvent dominé par un décollement du renfort FRP du béton. Malgré les nombreuses recherches qui ont été réalisées, il y a encore des incertitudes importantes et des difficultés de modélisation par éléments finis de la ruine par décollement du FRP dû au comportement complexe du béton fissuré. En général, il existe deux approches pour simuler ce type de ruine. La première consiste à introduire des éléments d'interface entre le FRP et béton (*Lu et al. 2007; Wong and Vecchio 2003; Wu et al. 2002*), la ruine correspondant à la rupture de ces éléments. Le succès de cette approche dépend de la loi de comportement spécifiée pour les éléments d'interface mais en général le schéma numérique présente des difficultés de convergence. Concernant la seconde approche, l'utilisation d'éléments d'interface est évitée, et le décollement est directement simulé par la modélisation de la fissuration du béton adjacent à la couche d'adhésif. *Lu et al. (2005a)* ont proposé une approche de ce type : les éléments en fibre de carbone sont directement connectés à des éléments en béton qui constituent le béton adjacent, en prenant des tailles d'éléments de béton bien inférieures à l'épaisseur physique de la couche de béton qui se décolle (de l'ordre de quelques mm). Cette méthode permet de traduire correctement le comportement du décollement sans problème de convergence numérique mais la résolution devient très lourde dans les cas pratiques où le nombre d'éléments est important.

Dans le cadre de cette thèse, nous avons proposé une méthode simplifiée en comptant seulement sur des caractéristiques globales des FRP et de l'interface béton-FRP telles que la longueur effective du collage, l'effort de cisaillement effectif de l'interface et la déformation maximale du FRP lorsque le décollement se produit. Cette méthode nous permet de modéliser les FRP comme des barres avec un comportement élastoplastique. Les fissures au niveau local sont moins bien reproduites par rapport aux deux approches présentées ci-dessus, mais cela permet de traduire le comportement global de la structure avec un temps de calcul raisonnable. Cette technique de

modélisation est utilisée dans notre étude des voiles et des poteaux courts sollicités en cisaillement.

3.3.2 Renforcement en flexion

Dans le cas d'un renforcement vis-à-vis de la flexion, le FRP est orienté axialement (parallèlement à l'axe de l'élément). La présence du FRP sur une ou plusieurs faces d'un élément joue un rôle analogue à celui d'armatures longitudinales supplémentaires. La stratégie de modélisation retenue consiste donc à représenter le renforcement par des couches supplémentaires dans la section de l'élément multicouches et des fibres supplémentaires au sein de la section de l'élément poutre multifibres. La section de l'élément est alors composée de couches ou fibres de béton, d'acier et de FRP [Figure 3-16] et peut concerner différents types d'éléments (poutres, poteaux, voiles, dalles...).

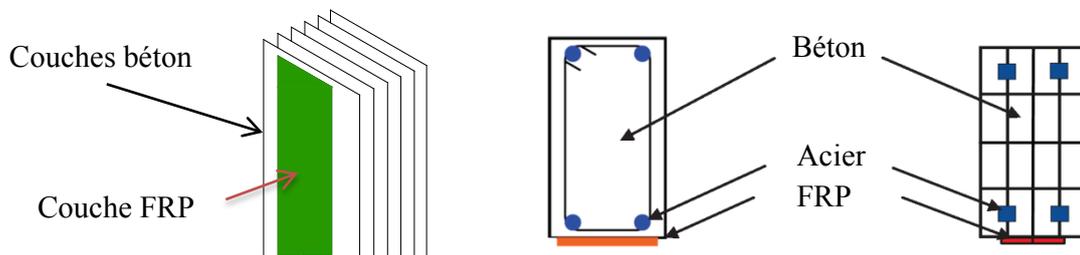


Figure 3-16: FRPs dans l'élément de coque multicouches (gauche) et l'élément de poutre multifibres

L'étude réalisée par *Spadea et al. (1998)* est un exemple de poutres renforcées par FRP : quatre poutres dont trois avec des plaques de CFRP collées sur la surface en tension de la poutre, et dont deux sont pourvus d'ancrages extérieurs soigneusement conçus, ont été testés sous flexion quatre points [Figure 3-17]. Les résultats montrent que les ancrages externes peuvent maintenir l'action des plaques composites jusqu'à 98.6% de leur capacité et augmenter d'environ 70% la capacité portante de la poutre par rapport à la poutre sans renforcement. Les systèmes d'ancrage permettent de retarder la fissuration due au décollement et donc améliorer la ductilité.

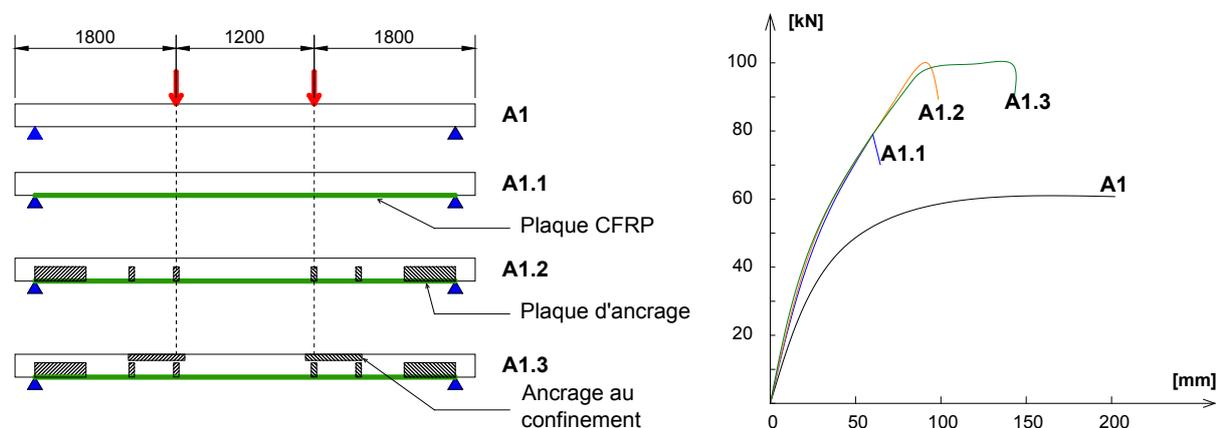


Figure 3-17: Renforcements des poutres en flexion (*Spadea et al. 1998*)

La modélisation de ce type de renforcement ne présente pas de difficultés significatives et peut donc être intégrée simplement dans un code éléments finis sans alourdir excessivement le processus de calcul. Pour la prédiction de la ruine, l'utilisation d'un coefficient d'efficacité du FRP est indispensable. Ce coefficient dépend de la configuration des renforts. Il a fait l'objet de plusieurs travaux de recherche ont été réalisés (*Barbato 2009*). Plus récemment, *Desprez (2010)* a modélisé les quatre poutres présentées dans la *Figure 3-17* par des éléments de poutres multifibre en utilisant les coefficients d'efficacité du FRP de 50%, 73% et 86% pour les poutres A1.1, A1.2 et A1.3 respectivement. Pour ce type de comportement, il ne s'agit donc pas ici de développer une nouvelle théorie, mais de valider son applicabilité à une modélisation d'un élément en flexion afin d'en permettre l'utilisation (*section 3.4*).

3.3.3 Effet de confinement

Au cours des trois dernières décennies, le comportement du béton confiné a été intensivement étudié par de nombreux chercheurs, et les principaux mécanismes à l'origine du confinement sont maintenant bien connus et établis. Comme le béton non confiné se dilate au-delà d'une compression uniaxiale de 90% de la résistance, une pression de confinement s'opposant à cette dilatation améliore remarquablement sa performance. Le confinement par des cadres d'armatures transversales est le mode de confinement classiquement adopté pour la conception. La pression de confinement exercée par les cadres est exprimée simplement en fonction de la limite d'élasticité de l'acier, simplifiant ainsi un problème physique plus complexe caractérisé par la dilatation du béton et de son interaction avec le dispositif de confinement lui-même (*Subramanian 2011*).

Le FRP est un matériau élastique qui exerce une action de confinement spécifique sur le béton. La réponse du béton confiné par FRP s'avère être complètement différente de celle du béton confiné par l'acier. Ceci a ouvert la voie à un effort de recherche remarquable, à la fois expérimental et analytique, avec l'objectif commun de clarifier tous les nouveaux aspects de ce phénomène.

Monti (2003) a synthétisé les nombreux résultats des recherches sur l'effet du confinement assuré par l'acier et le FRP afin de tirer les conclusions les plus pertinentes concernant ces techniques [*Figure 3-18* ; *Figure 3-19*]. Dans ces figures, le comportement du béton confiné par GFRP et CFRP est comparé au comportement du béton confiné par l'acier. Toutes les quantités de contrainte et de déformation sont normalisées par rapport à f'_{co} (la résistance du béton non confiné) et ε_{co} (déformation à f'_{co}), respectivement.

A partir des courbes contrainte-déformation axiale [*Figure 3-18 (a)*], on peut observer que les bétons confinés par GFRP (BCG) et CFRP (BCC) montrent une branche croissante, alors que le béton confiné par l'acier (BCA), après avoir atteint sa résistance, se dégrade selon une branche de perte de résistance. La dégradation du béton est proportionnelle à la déformation latérale: l'effet du confinement augmente la limite élastique du béton en compression ainsi que la déformation à la rupture, donc il retarde la dégradation du béton. D'autre part, quand le BCA atteint sa résistance élastique, qui se produit à une déformation axiale normalisée égale à 2.5, la dégradation du béton se produit, parce que l'acier offre une rigidité zéro à la dilatation latérale du béton. L'effet de confinement croissant dans le cas du BCG et BCC limite la déformation latérale et retarde la dégradation. En ce qui concerne la déformation ultime, et la ductilité, on peut noter que, malgré la faible déformation à la rupture des chemises FRP, la déformation à la rupture du béton est

comparable (le cas du BCC) ou même plus (le cas du BCG) que celle obtenue avec un confinement assuré uniquement par l'acier. D'après *Spoelstra and Monti (1999)*, quand les chemisages FRP sont utilisés, la déformation axiale ultime du béton est régie seulement par la pression de confinement ultime apportée par les FRP (proportionnelle à $\rho_f f_{fu}$). Cette remarque est confirmée par le fait que le BCG montre une aptitude à la déformation près de deux fois plus grande que le BCC, bien que la pression de confinement ultime du CFRP est à peu près 50% plus grande celle du GFRP.

La relation de la déformation latérale et la déformation axiale est représentée sur la [Figure 3-18 (b)]. Nous pouvons observer que la pente des diverses branches dépend de l'effet de confinement : les bétons confinés par l'acier et le CFRP commencent avec presque la même pente, mais au-delà de la déformation élastique, le béton confiné par l'acier s'écarte avec une déformation latérale supérieure.

Ceci peut être mieux apprécié en se référant à la Figure 3-18 (c), où le taux de dilatation est exprimé en fonction de la déformation axiale. Le taux de dilatation ($\mu = \Delta \varepsilon_l / \Delta \varepsilon_c$) est défini comme la déformation latérale $\Delta \varepsilon_l$ divisée par la déformation axiale correspondante $\Delta \varepsilon_c$. On voit que le béton confiné par l'acier présente une discontinuité en raison du changement brusque du module et que le taux de dilatation augmente indéfiniment. Au contraire, pour les deux bétons confinés par FRP, le taux de dilatation diminue progressivement vers une valeur asymptotique grâce à la pression latérale développée qui empêche la dilatation latérale de béton.

La relation de la déformation de volume et la déformation axiale est présentée dans la [Figure 3-18 (d)]. Il est intéressant d'observer que, dans le cas du béton confiné par CFRP, cette relation revient à zéro au-delà d'un certain niveau de déformation axiale.

L'efficacité de confinement (relation contrainte latérale - déformation axiale) pour les trois types de chemisage est comparée sur la [Figure 3-19 (a)]. On peut observer que le BCA exerce une action de confinement plus élevée avant d'atteindre sa limite élastique, et reste constante par la suite. Les renforcements par FRP montrent un confinement de plus en plus élevé, approximativement deux fois (avec le BCG) ou trois fois (avec le BCC) celui du BCA. Sur la Figure 3-19 (b), il est intéressant de comparer l'efficacité exprimée en termes de rapport entre la contrainte latérale et la contrainte axiale. L'efficacité du chemisage d'acier après sa limite élastique provient du comportement adoucissant du béton, tandis que dans les deux cas de FRP, c'est le comportement élastique des FRP qui augmente le rapport. C'est la raison pour laquelle les deux bétons confinés par FRP atteignent presque le même niveau d'efficacité, mais à différents niveaux de contrainte axiale, ce qui rend plus attractif dans ce cas l'utilisation des GFRP qui exploitent également la ductilité tout en conservant la même efficacité que le chemisage avec des CFRP.

L'idée qui émerge de ces graphiques est que le CFRP doit être utilisé pour apporter une plus forte augmentation de la résistance et une ductilité modérée, alors que GFRP devrait être utilisée pour fournir une plus grande ductilité et une augmentation modérée de la résistance.

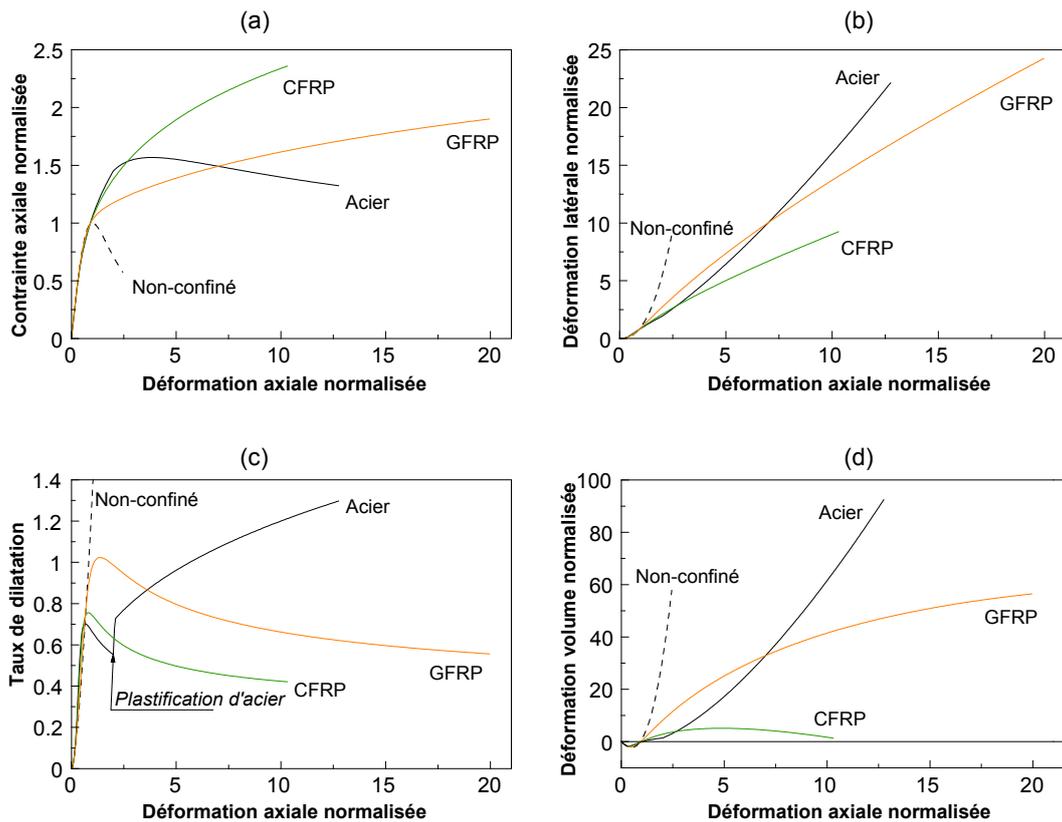


Figure 3-18: Schéma de comportement des bétons confinés par acier, CFRP et GFRP

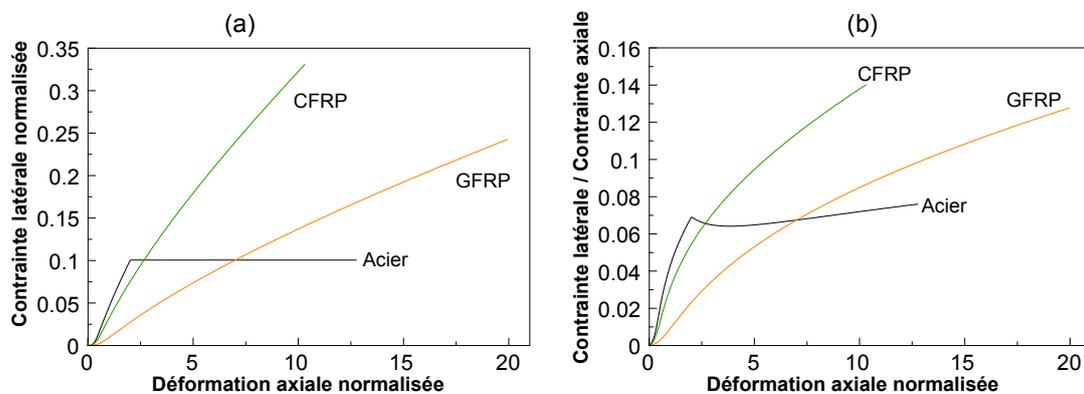


Figure 3-19 : Comparaison de l'efficacité des techniques de confinement (Monti 2003)

Malgré les nombreuses recherches effectuées, un outil analytique approprié pour prédire le comportement du béton confiné par FRP n'a pas encore été établi pour la diversité des configurations de renforts. La plupart des modèles disponibles sont de nature empirique et ont été calibrés par rapport aux données expérimentales disponibles. Un bilan des différents modèles simples permettant de prédire ce comportement a été réalisé par *De Lorenzis and Tepfers (2003)*. Ces modèles peuvent être classés en deux catégories: (a) modèles de conception orientée (*Karbhari and Gao 1997; Lam and Teng 2003; Saafi et al. 1999; Samaan et al. 1998; Teng et al. 2009; Teng and Lam 2004; Toutanji 1999*), et (b) modèles d'analyse orientée (*Jiang and Teng 2007; Mirmiran and Shahawy 1996; Spoelstra and Monti 1999*). Dans la première catégorie, la résistance

à la compression, la déformation axiale ultime et le comportement contrainte-déformation du béton confiné par FRP, sont prédits à l'aide d'équations analytiques basées directement sur l'interprétation des résultats expérimentaux. Dans la deuxième catégorie, les courbes contrainte-déformation du béton confiné sont générées en utilisant une procédure numérique incrémentale. Dans cette seconde approche, un modèle de confinement actif est utilisé pour évaluer la contrainte axiale et la contrainte du béton, passivement confiné sous une pression de confinement donnée. Dans ce cadre, l'interaction entre le béton et le matériau de confinement est clairement représentée par l'équilibre des forces en considérant la compatibilité du déplacement radial.

En plus des modèles analytiques et des équations empiriques, la méthode des éléments finis a également été utilisée pour modéliser le béton confiné. Cette approche a un avantage particulier dans la modélisation du béton confiné de manière non uniforme, car elle est capable de capturer les variations de contrainte dans la section de béton. Différents modèles de comportement ont été proposés dans la littérature pour reproduire cet effet pour des colonnes et des poutres en béton armé par (*Eid and Paultre 2007; Karabinis and Rousakis 2002; Karabinis et al. 2008; Karabinis and Kioussis 1996; Malvar et al. 2004; Mirmiran et al. 2000*) et plus récemment par *Yu et al. (2010a; b)*.

Dans tous les cas, afin de traduire l'effet du confinement, la loi de comportement du béton doit être modifiée afin de prendre en compte les modifications suivantes : la résistance à la rupture en traction et en compression, les pentes post-pic en traction et compression via la modification des énergies de rupture du fait de la présence des FRP, les lois cyclique d'ouverture et refermeture de fissures. Dans le cadre de cette thèse, le principe de modélisation du comportement de béton confiné est similaire. Si les règles de chargement cycliques pour le béton non confiné sont conservées pour le béton confiné par FRP, les propriétés physiques du béton sont calculées par les modèles analytiques existants (relations empiriques données dans les réglementations parasismiques). Les formules pour calculer les résistances en compression et en traction du béton sont présentées dans l'étude des poteaux courts ([section 4.1.3](#) ou [l'annexe B](#)). Plusieurs modèles du calcul de la déformation de rupture en compression sont résumés dans l'étude de *De Lorenzis and Tepfers (2003)*. La formule adoptée par l'Eurocode 8 a été retenue pour nos études :

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 5 \left(\frac{f_{cc}}{f_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (3.24)$$

Pour appliquer au modèle béton INSA présenté dans la [section 3.2.4](#) et au modèle Beton_Uni présenté dans la [section 3.2.6](#), la résistance en compression du béton confiné (f_{cc}) est tout d'abord calculée. La déformation de rupture en compression du béton confiné est ensuite calculée par la formule (3.24). La résistance en traction du béton confiné et la déformation de rupture en traction sont déduites de la résistance en compression et de la déformation de rupture en compression en conservant un rapport constant entre les paramètres de traction et de compression (coefficient constant égal au rapport $\frac{f_{c0}}{f_{t0}}$, où f_{c0} et f_{t0} sont la résistance en compression et la résistance en traction du béton non confiné).

3.4 Validation des méthodes proposées

Avant d’aborder l’analyse de structures complètes (section 4.2 et section 4.3), nous devons valider les modèles de comportement présentés dans la section 3.2. Il s’agit de modéliser des poteaux courants non renforcés et renforcés par FRP. La validation sera effectuée en employant l’approche locale avec l’utilisation d’éléments massifs et l’approche semi-locale en utilisant des éléments de coques multicouches, et des éléments de poutres multifibres.

3.4.1 Cas d’étude - Poteaux courants dans le cadre du projet INPERMISE

Une campagne expérimentale menée à grande échelle réelle sur des colonnes en béton armé avec différentes configurations de renforcement a été réalisée et testée en laboratoire des structures de l’IFSTTAR, situé à Paris par *Sadone et al. (2012)* dans le cadre du projet INPERMISE (“INGénierie PERformantielle pour la MISE en SEcurité des ouvrages par matériaux composites”). Son objectif était de comparer et quantifier l’apport spécifique de chaque procédé de renforcement, à savoir l’action du confinement par FRP, l’action des lamelles de renfort à la flexion, l’action de l’ancrage de ces lamelles et la combinaison éventuelle de ces différents modes de renforcement. Dans cette section, les données principales des essais et leurs résultats sont présentés. Notre modélisation numérique sera présentée dans la prochaine section 3.4.2.

Configuration de l’essai

La campagne expérimentale a porté sur 8 corps d’épreuve dont la partie courante mesure $0.25 \times 0.37 \times 2.50\text{m}^3$ et qui comportent un massif de semelle de $1.25 \times 1.00 \times 1.00 \text{m}^3$ en pied de poteau. Le ferrailage des corps d’épreuve a été dimensionné selon les règles minimales du BAEL permettant ainsi aux corps d’épreuve de présenter des caractéristiques proches de celles des anciennes constructions, non soumises à un dimensionnement parasismique [Figure 3-20].

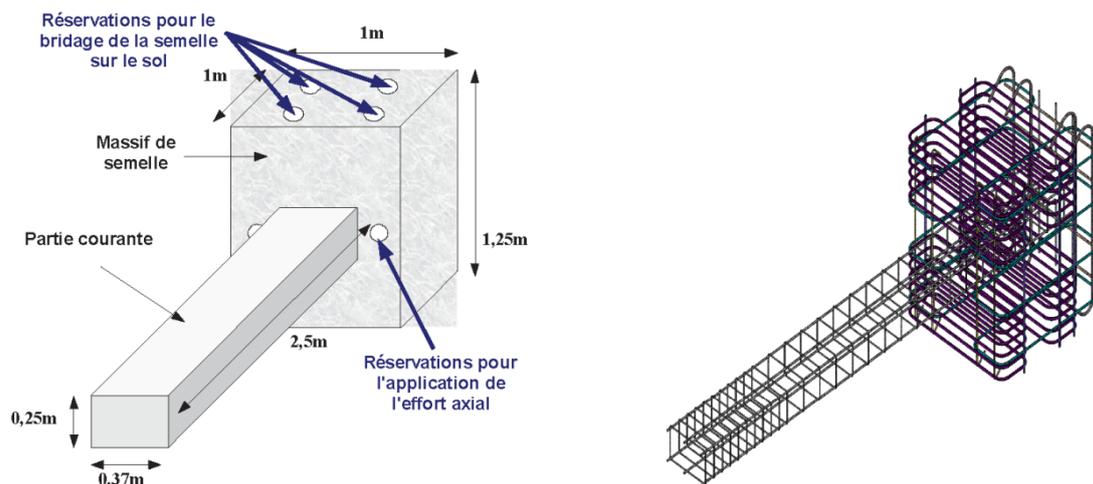


Figure 3-20: Géométrie des corps d’épreuve

Six aciers de 10mm de diamètre ont été utilisés pour le renforcement longitudinal ainsi que des cadres de 6 mm espacés de 150 mm pour le renforcement transversal. Les cadres ont été rapprochés (espacement de 75 mm) en tête de poteau afin que celui-ci résiste à l’effort tranchant

induit par l'application de l'effort latéral. Les caractéristiques des armatures longitudinales sont rapportées dans la [Table 3-3](#)

	HA6	HA10
Contrainte à rupture [MPa]	614	603
Déformation à la rupture	0.021	0.037
Déformation à la limite élastique	0.003	0.002
Young's modulus (GPa)	185	195

Table 3-3: Caractéristiques du matériau acier (instrumenté par jauges)

Les propriétés mécaniques du béton, pour chaque colonne, sont résumées dans la [Table 3-4](#).

	Résistance en compression [Mpa]	Résistance en traction [Mpa]	Module d'élasticité [Gpa]
PRef1	46.2	3.6	27.3
PRef2	47.4	3.5	35.2
PC1	38.5	3.2	29.2
PC2	39.6	3.3	26.2
PCL1	34.7	2.9	22.5
PCL2	40.3	3.7	26.2
PCLA1	38.0	2.9	22.5
PCLA2	41.3	3.7	22.5

Table 3-4: Caractéristiques du béton

Les caractéristiques des matériaux composites appliqués sur les corps d'épreuve sont indiquées dans la [Table 3-5](#).

Propriétés	TFC© (ensemble du tissu de fibres de carbone matricé dans la résine de synthèse)	Lamelles pultrudées de fibres de carbone
Module [MPa]	105 000	160 000
Déformation à la rupture	0.01	0.007
Épaisseur [mm]	0.48	1.2
Largeur [mm]	300	50

Table 3-5: Caractéristiques des matériaux composites utilisés pour le renforcement des corps d'épreuve

La mise en œuvre des matériaux composites diffère selon le type de matériau, à savoir les tissus ou lamelles. Les différentes étapes d'installation de ces matériaux sont détaillées dans le travail de ([Sadone 2011](#)). Les configurations de renforcements appliquées sont résumées dans la [Figure 3-21](#)

dont deux poteaux non renforcés par composites collés (PRef1 et PRef2), deux poteaux confinés par FRP (PC1 et PC2), deux poteaux confinés par FRP et renforcés à la flexion par des lamelles non ancrées (PCL1 et PCL2), et enfin, deux poteaux confinés par FRP et renforcés à la flexion par des lamelles ancrées (PCLA1 et PCLA2). Chaque configuration est testée sur deux spécimens identiques pour s'assurer de la reproductibilité des tests.

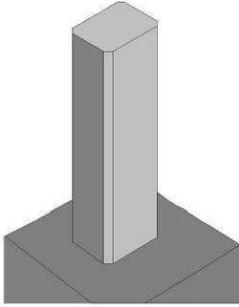
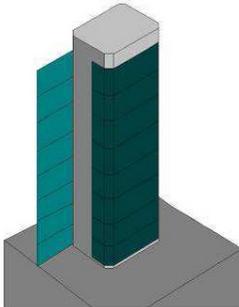
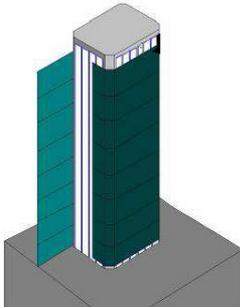
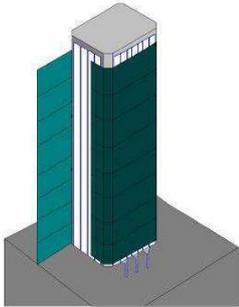
			
<p>PRef1 & PRef2 Spécimens de référence Sans renforcement</p>	<p>PC1 & PC2 8 bandes de FRP (dimensions : 300 x 1440 mm²)</p>	<p>PCL1 & PCL2 8 bandes de FRP (dimensions : 300 x 1440 mm²) + Lamelles (50x2500mm²) 6 lamelles / grande face 4 lamelles / petite face</p>	<p>PCLA1 & PCLA2 8 bandes de FRP (dimensions : 300 x 1440 mm²) + 4 lamelles /petite face + Lamelles ancrées et lamelles simple Figure 3-22 (b)</p>

Figure 3-21: Configurations des renforcements appliqués aux poteaux

Un effort axial constant de 700 kN est appliqué axialement en tête du poteau, représentant environ 20 % de la résistance de la section de béton par des câbles de précontrainte mis en tension par des vérins hydrauliques [Figure 3-22 (a)]. Cette charge est représentative de la charge permanente exercée par la descente de charge sur un poteau. L'effort latéral est quant à lui constitué de cycles alternés d'amplitude constante durant les deux cycles d'une même série, et d'amplitude croissante entre chaque série, de manière à reproduire les effets d'une action sismique. Les différents ratios flèche/hauteur retenus sont : 0,25 % (flèche : +/- 5,4 mm) - 0,5 % (flèche : +/- 10,7 mm) - 1 % (flèche : +/- 21,4 mm) - 2 % (flèche : +/- 42,8 mm) - 4 % (flèche : +/- 85,7 mm) - 6 % (flèche : +/- 128,5 mm) - 8 % (flèche : +/- 171,4 mm) - 10 % (flèche : +/- 214,2 mm).

Résultats expérimentaux

Les résultats expérimentaux montrent une reproductibilité des tests satisfaisante ; les faibles écarts observés peuvent s'expliquer par les différentes résistances en compression du béton évaluées lors de la caractérisation du matériau de chaque corps d'épreuve. Les courbes représentant la réaction à l'encastrement en fonction du déplacement en tête de poteau de PRef2, PC2, PCL2 et PCLA2 sont présentées dans la Figure 3-23.

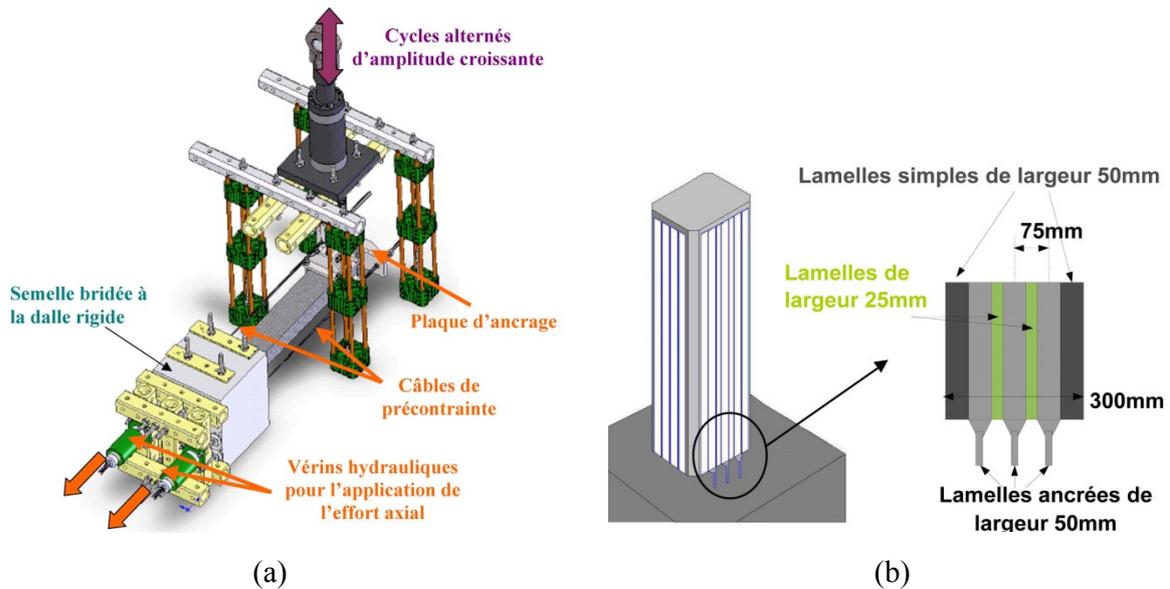


Figure 3-22: (a) Installation d'essais (b) Configuration des lamelles ancrées (Sadone 2011)

La charge latérale maximale reprise par le corps d'épreuve de référence (Pref2), est globalement identique à celle reprise par les poteaux PC2 et PCL2. Si le confinement par composite collé a bien souvent démontré de remarquables performances en terme d'augmentation de la capacité portante des poteaux, et cela même dans le cas de la flexion composée (Iacobucci and Sheikh 2003; Roy et al. 2009). Néanmoins, les résultats des essais indiquent que les configurations de renfort testées PC2 et PCL2 (respectivement, confinement et confinement couplé aux lamelles simples) ne permettent pas de reprendre un effort latéral plus important, bien que PLC2 soit pourvu de renforts en flexion avec des lamelles non ancrées.

Au contraire, la configuration de renforcement combinant le confinement et le renfort à la flexion par lamelles ancrées, apporte une augmentation substantielle de l'effort latéral maximal repris (+37 % par rapport à l'effort repris par le poteau PCL2). Cependant, une fois cet effort maximal atteint, lors de la première sollicitation vers le bas pour un rapport flèche/hauteur de 2%, les cycles alternés entraînent une rapide rupture des ancrages par écrasement, précédée d'un flambement. La rupture des ancrages rend alors ceux-ci inopérants et le comportement du poteau PCLA2 devient similaire à celui du poteau simplement confiné ou à celui du poteau confiné avec des lamelles simples.

En ce qui concerne le comportement en ductilité, le déplacement latéral ultime des spécimens renforcés est environ deux fois plus grand que celui de l'échantillon de référence. En général, la capacité de confinement du renfort permet d'augmenter le déplacement latéral du poteau, ce qui le rend plus efficace vis-à-vis de la sollicitation sismique. D'autre part, on peut constater que les déplacements à la rupture mesurés pour les configurations de renforcement impliquant un confinement seul, un confinement couplé à des lamelles simples ou un confinement couplé à des lamelles ancrées, sont identiques. Là encore, il apparaît que les renforts de flexion ne jouent pas un rôle important.

3.4.2 Modélisation à plusieurs niveaux d'approches

Notons qu'il existe une dissymétrie de la réponse des corps d'épreuve entre les cycles vers le bas (effort négatif sur les courbes) [Figure 3-23] et les cycles vers le haut ; ceci est expliqué par l'auteur (Sadone 2011) : en premier lieu à cause de la gravité (le poids propre du poteau comprime initialement la partie basse de sa section pour un effort nul du vérin, il en est de même pour le poids du casque permettant au vérin latéral d'appliquer les cycles) et en second lieu par le fait que l'on endommage toujours en premier la partie tendue de la section la plus sollicitée du poteau (le 1er cycle de chaque nouveau niveau de déplacement s'effectue d'abord vers le bas). Dans notre étude, seul le comportement des cycles vers le bas sera modélisé puisqu'il présente une résistance plus défavorable. Pour simplifier ce cas d'étude, le comportement non linéaire des poteaux est déterminé par un calcul Pushover (chargement monotone). Les résultats obtenus sont ensuite comparés aux courbes enveloppes expérimentales.

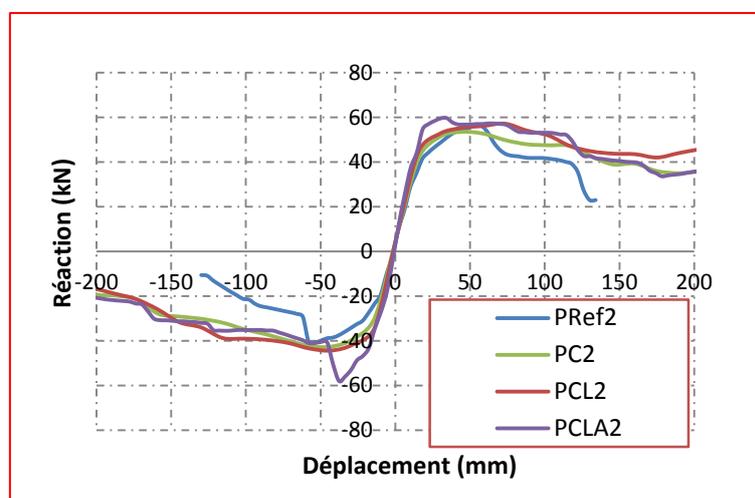


Figure 3-23: Courbes enveloppes expérimentales « réaction-déplacement »

Dans un premier temps, une analyse non linéaire 3D est adoptée, en utilisant le modèle RICRAG (section 3.2.5). Le béton est modélisé avec des éléments solides à huit nœuds (CUB8) qui ont chacun 3 degrés de liberté en translation. Les armatures sont modélisées par des éléments de barres à 2 nœuds qui ont aussi chacun 3 degrés de libertés en translation et seront intégrés dans les éléments du maillage du béton par des liaisons parfaites. Le matériau composite est modélisé avec des éléments de coques à 4 nœuds (COQ4). Les maillages sont présentés dans la Figure 3-24.

Une autre solution de modélisation est d'adopter une approche 3D coques minces multicouches qui permet de rendre compte correctement de la géométrie des renforts latéraux. Deux modélisations sont considérées : une première comportant un maillage ramené dans le plan médian du poteau, le chargement étant appliqué hors plan et une deuxième, dans laquelle le maillage est ramené dans le plan de l'épaisseur du poteau où le chargement étant appliqué dans le plan du maillage [Figure 3-25]. Pour le cas du calcul hors plan, les armatures sont modélisées par des éléments de barres excentrées ou des couches d'équivalentes dans le sens de l'épaisseur des éléments du maillage de béton. On cherche à montrer la pertinence de cette technique de modélisation avec le modèle de béton INSA.

La troisième solution est de modéliser les poteaux par des éléments multifibres [Figure 3-26]. Le principe de cette méthode a été présenté dans la section 3.1.3.

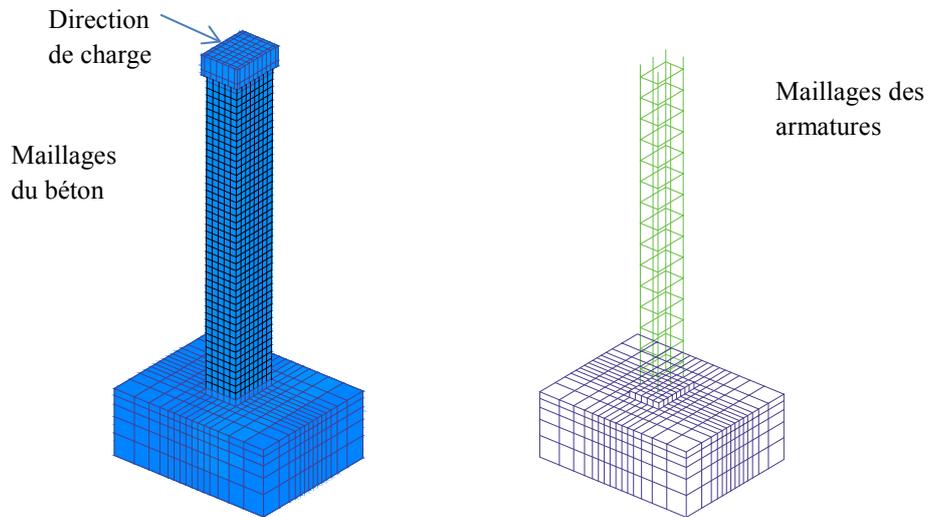


Figure 3-24: Modèle du poteau par des éléments massifs en 3D

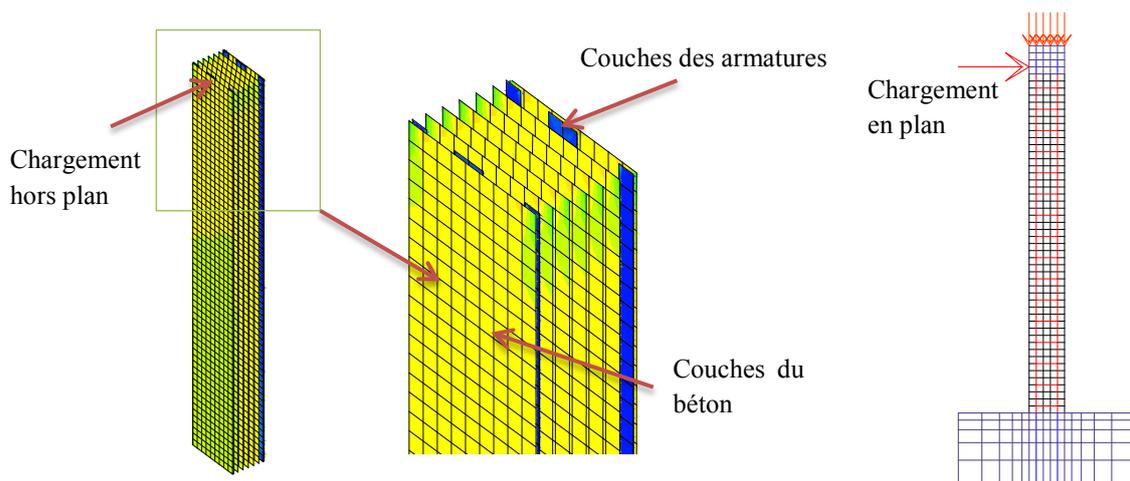


Figure 3-25: Modélisation du poteau par des éléments coques multicouches
Gauche : Chargement hors plan ; Droite : Chargement dans le plan

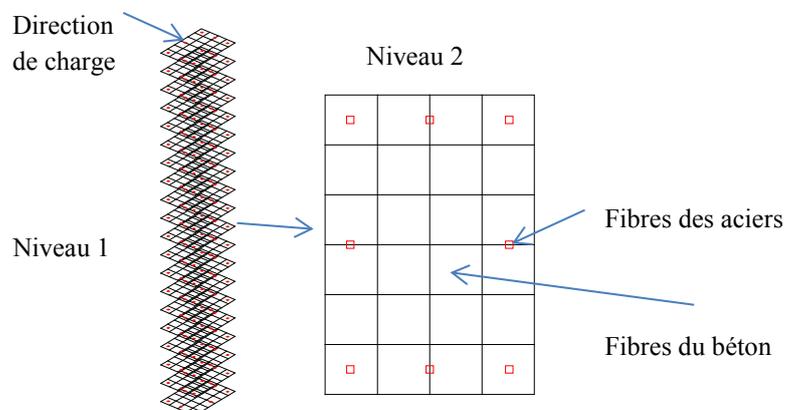


Figure 3-26: Modélisation du poteau par des éléments multifibres

3.4.3 Prise en compte du confinement et du renforcement en flexion

Afin de tenir compte du confinement et du renforcement en flexion dans chaque configuration de renforcement on peut modifier les lois de comportements du béton ou rajouter des éléments avec des lois de comportement représentant le FRP. Quatre modèles correspondant aux quatre poteaux avec différentes configurations de renforcement en flexion sont résumés dans la [Table 3-6](#).

	Effet de confinement	Effet de renforcement en flexion
PRef	Non	Non
PC	Oui	Non
PCL	Oui	Oui (sans ancrage)
PCLA	Oui	Oui (avec ancrage)

Table 3-6: Prise en compte du confinement et du renforcement en flexion dans la modélisation

Prise en compte du confinement

Les paramètres du modèle béton INSA ([section 3.2.4](#)) pour le poteau de référence PRef, calibrés par rapport aux essais, sont donnés dans la [Table 3-7](#). Notons que les valeurs calibrées des paramètres restent proches des valeurs identifiées expérimentalement. Ensuite, la résistance en compression et la déformation à la rupture du modèle de béton en présence de FRP sont modifiées pour reproduire les effets de confinement en se basant sur des relations empiriques. De même, les pentes d'adoucissement en traction et compression sont modifiées à travers la modification des énergies de rupture. Les paramètres de modélisation pour l'ensemble des poteaux courants renforcés par FRP sont présentés dans la [Table 3-7](#).

	Definition	PRef	PC	PCL	PCLA
E_0	Module Young [GPa]	28.0	28.0	28.0	28.0
f_c	Résistance en compression [MPa]	40.0	45.0	45.0	45.0
f_t	Résistance en traction [MPa]	3.2	3.6	3.6	3.6
ϵ_{im}	Déformation à la rupture en traction	4.5E-03	4.5E-3	5.5E-3	5.5E-3
ϵ_{rupt}	Déformation à la rupture en compression	20.0E-03	45.0E-3	50.0E-3	50.0E-3

Table 3-7: Paramètres numériques du modèle béton INSA

La modélisation avec le modèle Beton_Uni ([section 3.2.6](#)) est similaire, les paramètres physiques comme le module de Young, la résistance en compression et en traction sont identiques aux valeurs du modèle INSA. Seule la pente d'adoucissement Z (équation 3.9) est modifiée pour prendre en compte l'effet de confinement.

Prise en compte du renforcement en flexion

Dans le cas d'un renforcement vis-à-vis de la flexion, le FRP est orienté axialement (parallèlement à l'axe de l'élément) [[Figure 3-27](#)]. La présence du FRP sur une ou plusieurs faces d'un élément joue un rôle analogue à celui des armatures longitudinales supplémentaires. Dans le cadre d'une

approche multifibres, la stratégie de modélisation retenue consiste à représenter le renforcement par des fibres supplémentaires au sein de la section de l'élément poutre multifibres. La section de l'élément est alors composée de fibres de béton, d'acier et de FRP. Pour modéliser des couches FRP de flexion sans ancrage, les barres d'aciers sont intégrées dans les couches de béton sans passer dans les éléments de béton en zone critique. Dans l'autre cas, les FRP ancrés sont modélisés par des barres jusqu'aux éléments de la fondation [Figure 3-27 (a)].

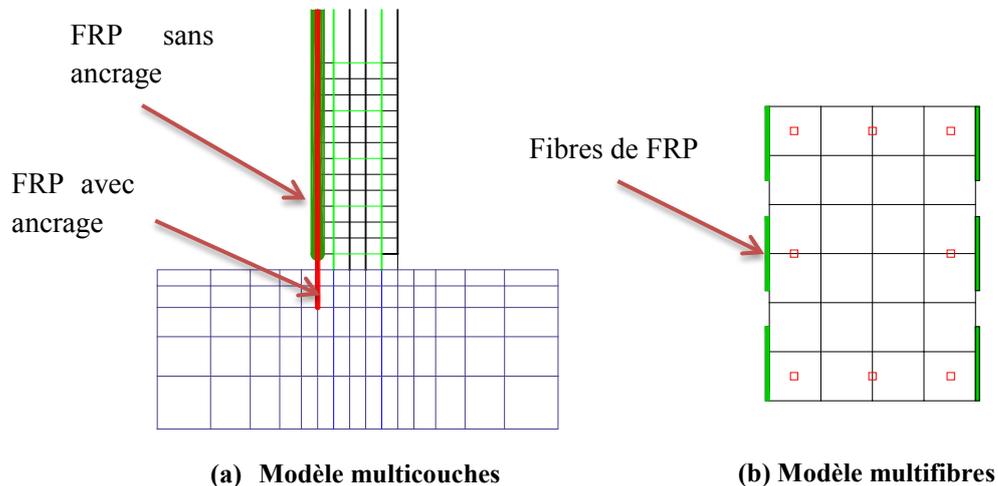


Figure 3-27: Modélisation des couches FRP

Le comportement du FRP avec des hypothèses sur la résistance en traction est un point qui mérite d'être discuté. Tout d'abord, les bandes de renforcements en flexion non ancrées sont modélisées en utilisant les coefficients d'efficacité du FRP qui ont été présentés dans la section 3.3.2 dans laquelle les travaux de *Spadea et al. (1998)* ont permis une évaluation de l'efficacité du FRP dans les différentes configurations de renforcement en flexion. Ensuite, les bandes ancrées pour le cas du poteau PCLA sont considérées élastiques jusqu'à la résistance en traction. La résistance en traction appliquée à l'élément FRP est modifiée dans chaque cas. Pour le cas des renforcements non ancrés, cette valeur est égale à la résistance élastique du FRP multipliée par le coefficient d'efficacité de 0.9, tandis que pour le cas des ancrages, elle est considérée comme la résistance élastique du FRP. Le modèle de comportement FRAGILE_UNI (section 3.2.8) est appliqué uniquement au cas des FRP dans les deux cas. Il faut noter que le comportement fragile en traction est nécessaire pour reproduire la rupture des ancrages dans le cas PCLA. Dans le cas PCL, il a été constaté dans les calculs numériques présentés dans la section suivante que la déformation ultime du FRP n'est pas atteinte : le FRP reste élastique.

3.4.4 Résultats numériques

Courbes pushover

Les courbes pushover calculées par le modèle béton INSA sont présentées dans la Figure 3-28 et la Figure 3-29. Elles correspondent aux deux cas de calcul : chargement en plan et hors plan. Les courbes pushover de la modélisation multifibres avec le modèle Beton_Uni sont présentées dans la Figure 3-30. On peut constater que les résultats numériques traduisent de manière très

satisfaisante la résistance des poteaux ainsi que leur comportement non linéaire. Le plateau de force est approximativement reproduit par l'approche numérique mais avec un déplacement final sensiblement plus petit que le déplacement final expérimental dans le cas du chargement en plan. La résistance ainsi que la ruine fragile du poteau PCLA sont aussi bien représentées par l'approche numérique. En particulier, la perte de résistance brutale du spécimen PCLA est due à la rupture des bandes FRP ancrées. On peut aussi constater que les approches multicouches (cas du calcul hors plan avec le modèle béton INSA) et multifibres (cas du calcul avec le modèle béton uniaxial) traduisent un comportement plus ductile que le calcul en plan avec le modèle béton INSA. Ceci peut être expliqué par le fait que le calcul en plan est plus sensible à la valeur de la résistance en compression. Cela induit des chutes de résistance importantes une fois qu'un élément est très endommagé, tandis que la résistance interne au niveau des couches et des fibres par l'approche semi-locale (calcul hors plan) est donnée par intégration dans l'épaisseur ou la section, ce qui la rendrait moins sensible à des dommages localisés.

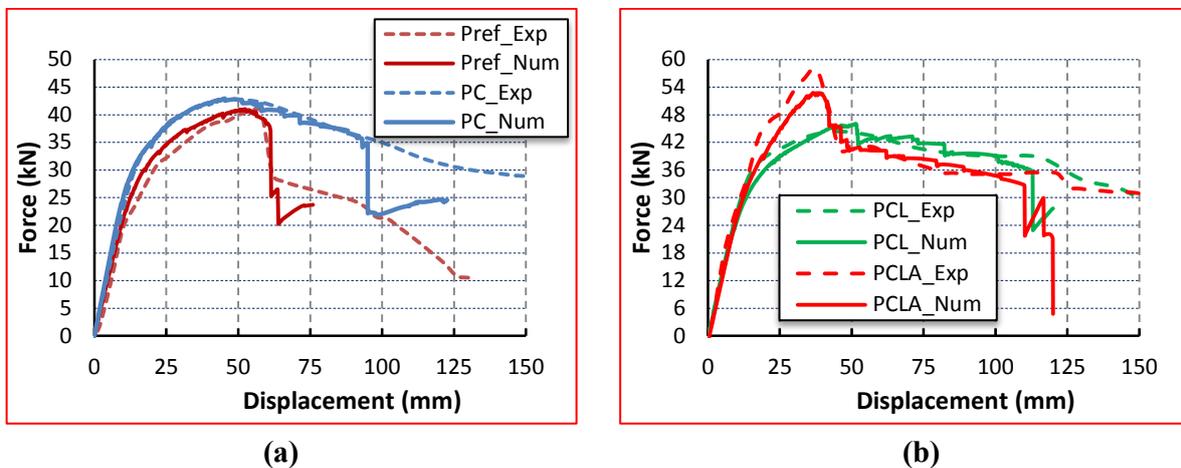


Figure 3-28: Courbes pushover par l'approche coque multicouches avec le modèle le béton INSA sous chargement en plan (« _Exp » : Expérimental ; « _Num » : Numérique)

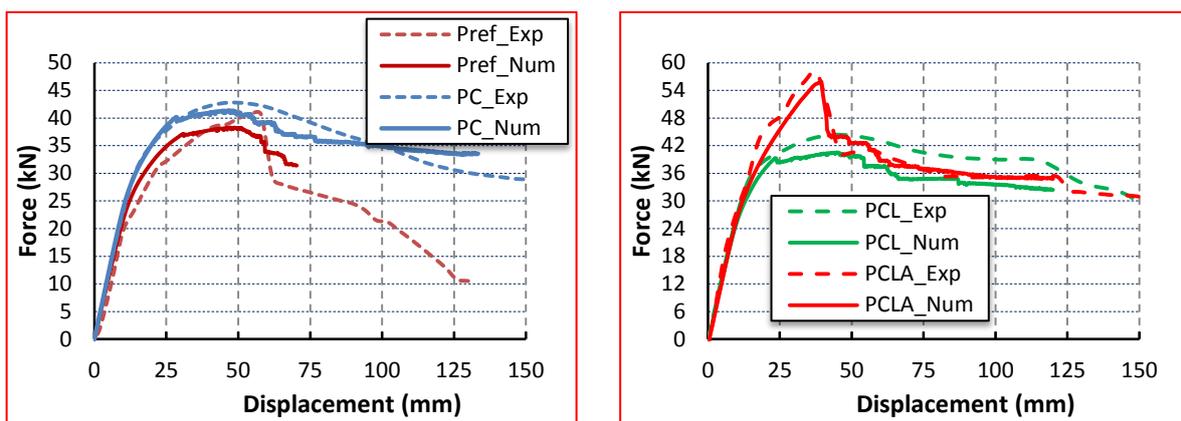


Figure 3-29: Courbes pushover par l'approche coque multicouches avec le modèle béton INSA sous chargement hors plan

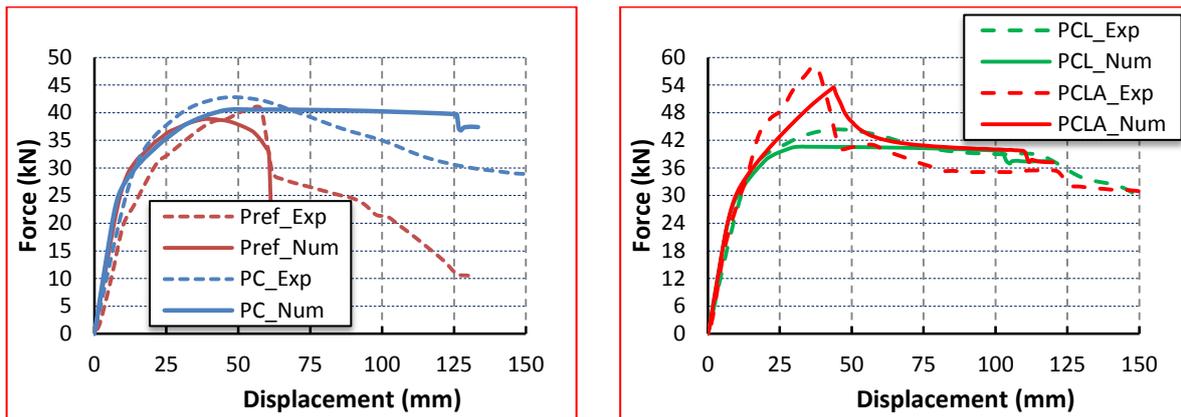


Figure 3-30: Courbes pushover par l'approche poutre multifibres avec les modèles uniaxiaux

Le poteau de référence (non renforcé) est aussi modélisé par des éléments volumiques. Le modèle de béton RICRAG (section 3.2.5) a été utilisé. La courbe charge-déplacement numérique est conforme à la courbe d'enveloppe expérimentale [Figure 3-31]. Cependant, nous n'avons pas modélisé les trois poteaux renforcés par cette méthode vu la complexité de prise en compte de l'effet de confinement à travers les paramètres de la loi de comportement du modèle RICRAG.

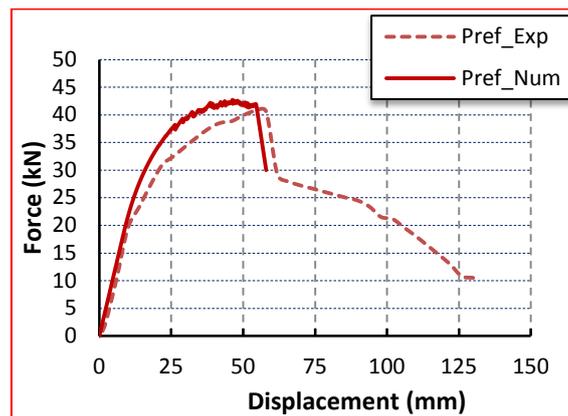


Figure 3-31: Béton RICRAG

Modes de rupture

Les trois approches de modélisation permettent de visualiser les modes de rupture du béton, les armatures plastifiées et l'influence des renforcements. La Figure 3-32 présente quelques résultats obtenus avec la modélisation volumique. Les armatures plastifiées à la base et le faciès d'endommagement du béton confirment le mode de rupture en flexion. Ce mode de rupture est également bien reproduit par les approches multicouches et multifibres [Figure 3-33 et Figure 3-35]

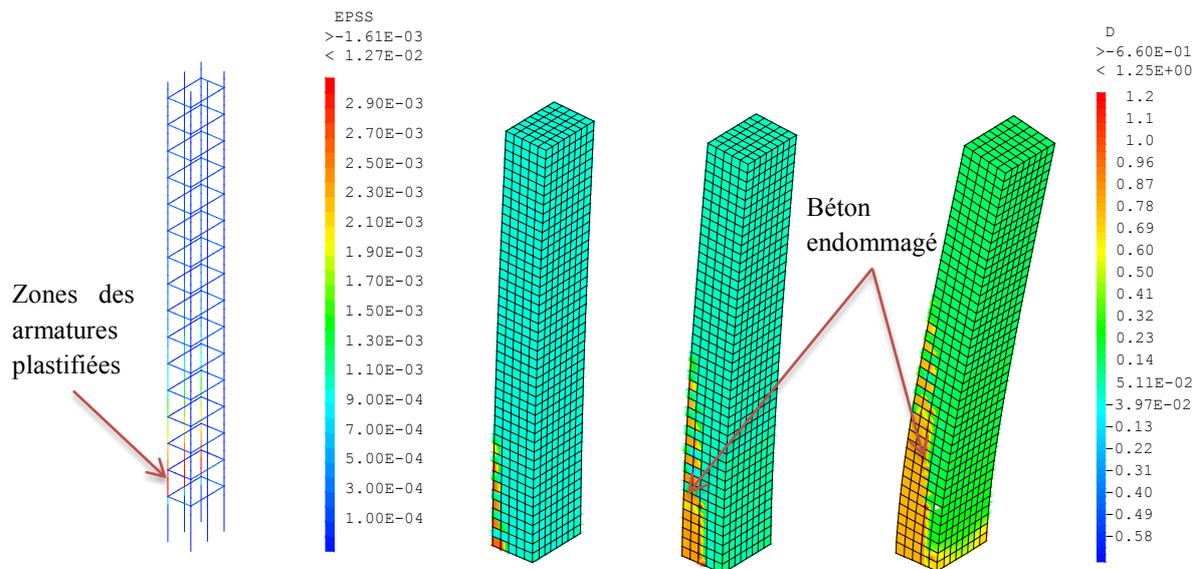


Figure 3-32: Isovaleurs au niveau des aciers et du béton : cas du calcul 3D volumique avec le modèle de béton RICRAG (poteau Pref)

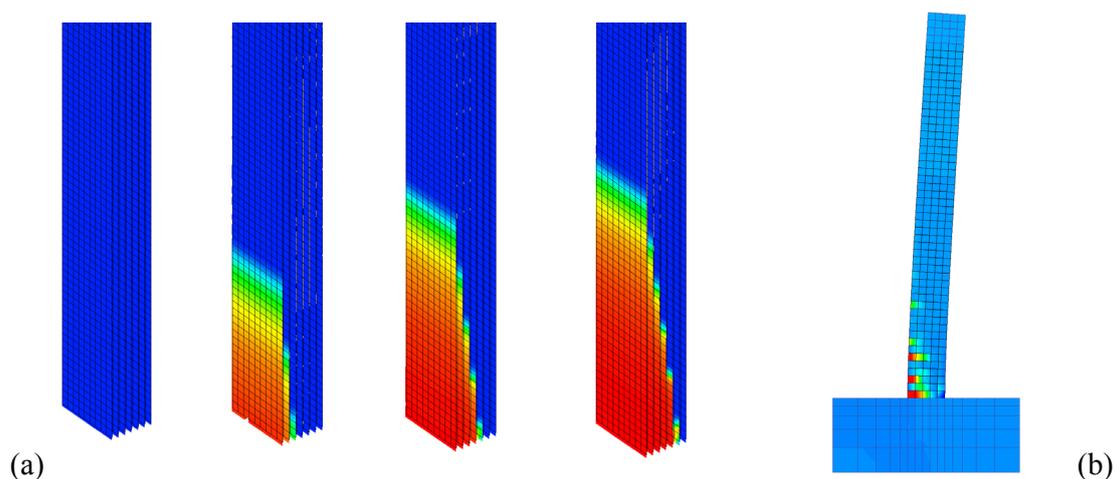


Figure 3-33: Déformations du béton en zone d'endommagement calculée par le modèle béton INSA : (a) déformations à différents niveaux de chargement en cas de l'utilisation des éléments coques multicouches (b) déformations à 50 mm de déplacement imposé en cas de l'utilisation des éléments poutres multifibres

Si on compare maintenant les schémas de fissuration prédits par le calcul numérique, on peut constater que les fissures sont plus réparties dans le cas du poteau non renforcé (PRef) et plus concentrées vers la section critique dans les cas des poteaux renforcés. Afin de questionner l'effet de confinement, les isovaleurs d'endommagement correspondant à un déplacement de 50mm des poteaux Pref (non renforcée) et PCL (confiné par FRP et pourvu de lamelles non ancrées) sont visualisées sur les Figure 3-34 et Figure 3-35 Pour le poteau non renforcé (PRef), les fissures se développent tout d'abord dans la section critique entre la partie courante du poteau et la fondation, et ensuite elles se propagent sur la hauteur du poteau. Pour le poteau renforcé (PCL), la zone de dommage reste plus localisée en pied de poteau. Lorsque des ancrages sont prévus dans cette zone critique comme pour le poteau PCLA, la résistance latérale est accrue comme cela est montré sur la Figure 3-28, au prix d'une plus grande fragilité.

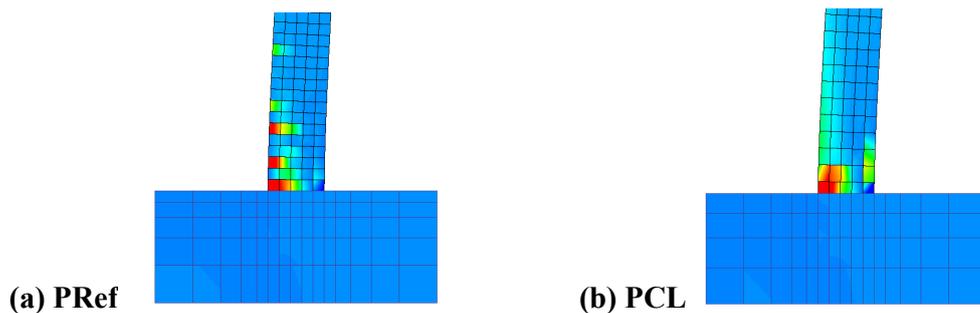


Figure 3-34: Zone de fissuration correspondant à un déplacement de 50mm

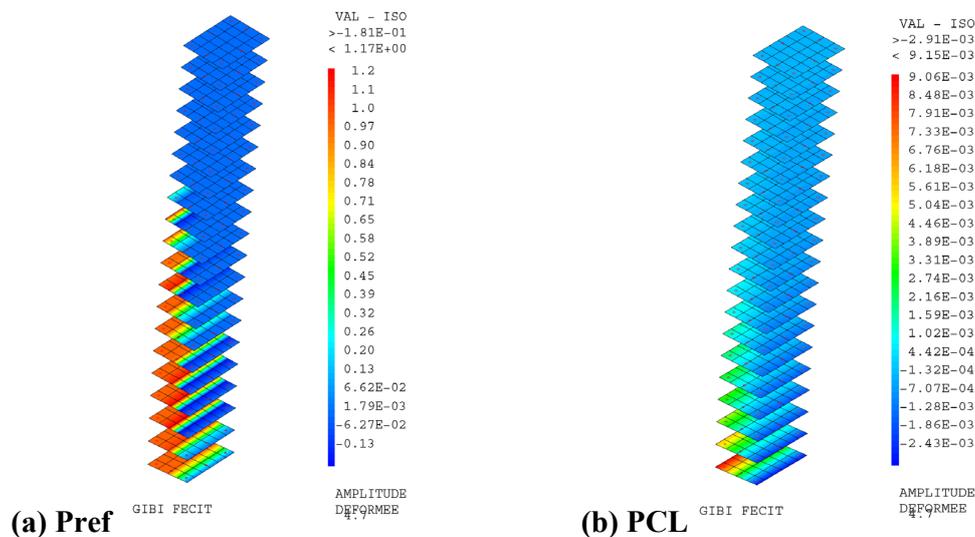


Figure 3-35: Zones endommagées correspondant à un déplacement de 50mm

3.4.5 Conclusion

Dans cette section, les poteaux courants non renforcés et renforcés par FRP ont été modélisés par différentes techniques de modélisation. Trois modèles ont été utilisés : le modèle 3D volumique avec le modèle béton RICRAG (endommagement couplé à la plasticité), le modèle de coques multicouches (modèle fissuration fixe et répartie Béton INSA) et le modèle de poutres multifibres avec des lois uniaxiales dans la section. La prise en compte du confinement et du renforcement en flexion a aussi été discutée. Le renforcement par FRP est pris en compte en modifiant les paramètres des lois de comportement du béton, comme les résistances en traction et compression ainsi que les pentes d'adoucissement via la modification des énergies de rupture. Les bandes de renforcement FRP en flexion sans ancrage ont été modélisées par des éléments de type barre ayant un comportement élastique jusqu'au 90% de la résistance réelle du FRP, tandis que les bandes FRP ancrées ont un comportement élastique jusqu'à la résistance du FRP. Les courbes de pushover et les modes de ruine trouvées sont très cohérents avec les résultats expérimentaux. Dans cette étude, nous avons validé les approches et les hypothèses adoptées afin de prédire correctement le comportement d'éléments de structure renforcés. C'est un premier pas avant d'aborder le cas des structures complètes, qui sera traité dans le chapitre suivant.

4 APPLICATION AUX ÉLÉMENTS DE STRUCTURES ET DES STRUCTURES COMPLETES

La pertinence des modèles de matériaux ainsi que les techniques de modélisation sont investiguées pour traduire le comportement non-linéaire des éléments de structure renforcés comme les voiles et les poteaux courts au cisaillement. Ces techniques de modélisation sont ensuite mobilisées pour traduire les comportements au séisme des bâtiments asymétriques : le premier est un bâtiment de type portique réalisé dans le cadre du projet SPEAR et le deuxième est un bâtiment avec des voiles du domaine de la construction nucléaire réalisé dans le cadre du projet SMART-2013.

4 APPLICATION AUX ÉLÉMENTS DE STRUCTURES ET DES STRUCTURES COMPLETES.....	112
4.1 Application aux éléments de structure.....	113
4.1.1 Modélisation des voiles au cisaillement sous chargement statique.....	113
4.1.2 Modélisation des voiles au cisaillement sous chargement sismique.....	115
4.1.3 Modélisation des poteaux courts sous chargement statique.....	117
4.2 Bâtiment irrégulier renforcé par FRP - Projet SPEAR.....	120
4.2.1 Descriptions du système de test.....	120
4.2.2 Structure renforcée par FRP.....	123
4.2.3 Modélisation par éléments poutres multifibres.....	125
4.2.4 Résultats des modélisations numériques.....	129
4.2.5 Analyse des résultats obtenus.....	134
4.2.6 Conclusion.....	136
4.3 Contribution au projet Smart2013.....	137
4.3.1 Introduction.....	137
4.3.2 Description de la maquette SMART2013.....	139
4.3.3 Analyses préliminaires - Étape #1 + Étape #2.....	141
4.3.4 Analyses dynamique sous forte intensité sismique.....	146
4.3.5 Évaluation des stratégies de renforcement.....	149
4.3.6 Conclusion et perspective.....	153

4.1 Application aux éléments de structure

4.1.1 Modélisation des voiles au cisaillement sous chargement statique

Ce travail est publié dans le journal « *Composite Structure* » en Avril 2014. Le contenu détaillé est reporté en [Annexe 1](#)

Deux murs de béton faiblement armés ont été expérimentalement et numériquement étudiés, le premier avec un élancement égal à 0.67 (type voile court) et le second avec un élancement égal à 2.5 (type voile élancé). Les stratégies de renforcement ont été considérées à l'aide de fibres de carbone (CFRP). Deux types d'ancrage ont été utilisés pour améliorer la performance des bandes CFRP en flexion et en cisaillement [Figure 4-1]. Plusieurs configurations de renforcement ont été conçues et présentées par [Qazi \(2013\)](#). Deux voiles de références (non renforcés) et deux voiles renforcés sous chargement statique monotone ont été retenus pour notre étude de modélisation.

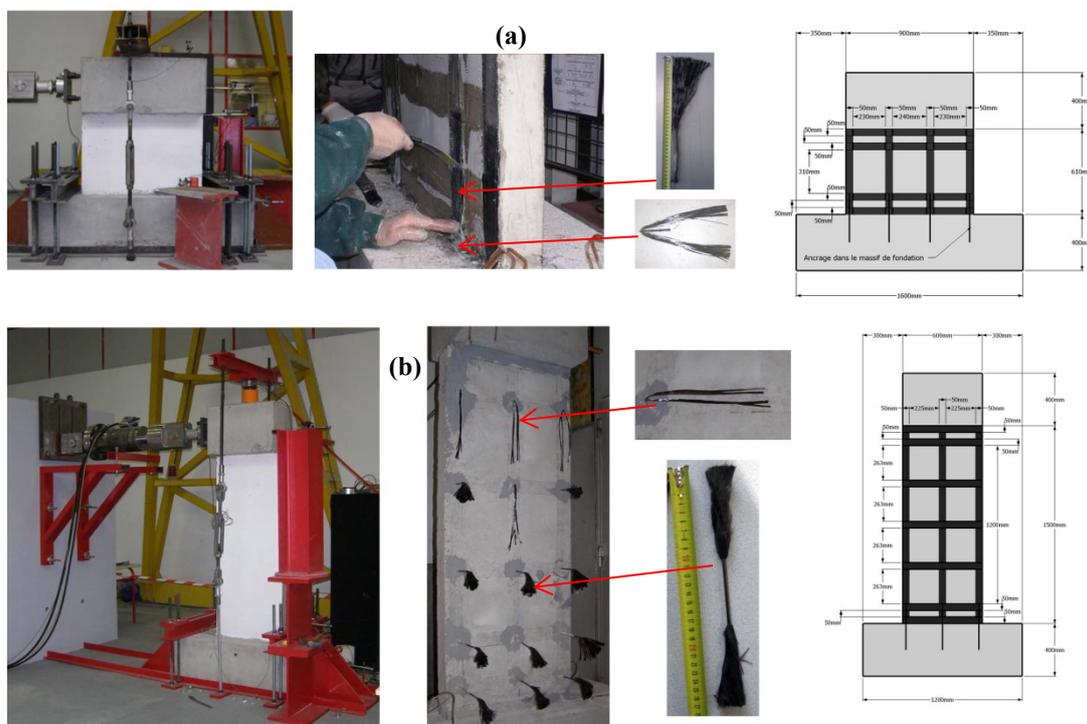


Figure 4-1: Configurations de renforcement avec deux types d'ancrage (a) l'ancrage longitudinal (b) l'ancrage transversal

L'analyse pushover (chargement monotone) a été effectuée en utilisant deux approches numériques pour la modélisation : la première adopte une approche 2D en contraintes planes avec un modèle de béton local basée sur le concept de la fissuration fixe et une technique de régularisation classique basée sur l'énergie de rupture ; la deuxième approche basée sur un modèle d'endommagement élastoplastique couplé en 2D et 3D. Les deux approches numériques sont efficaces pour reproduire le comportement de ces deux voiles, avec ou sans renforcement FRP. Les courbes de pushover en termes de charge-déplacement prédites par les deux approches numériques sont cohérentes avec les données expérimentales et les modes de fissure sont reproduits de manière satisfaisante [Figure 4-2]. Dans les deux cas, le renforcement par le placage

des bandes de CFRP modifie le faciès de fissuration en raison des effets de cisaillement plus prononcés. Le rôle de distribution des bandes de CFRP dans le développement de dommages sur les surfaces des voiles a également été souligné.

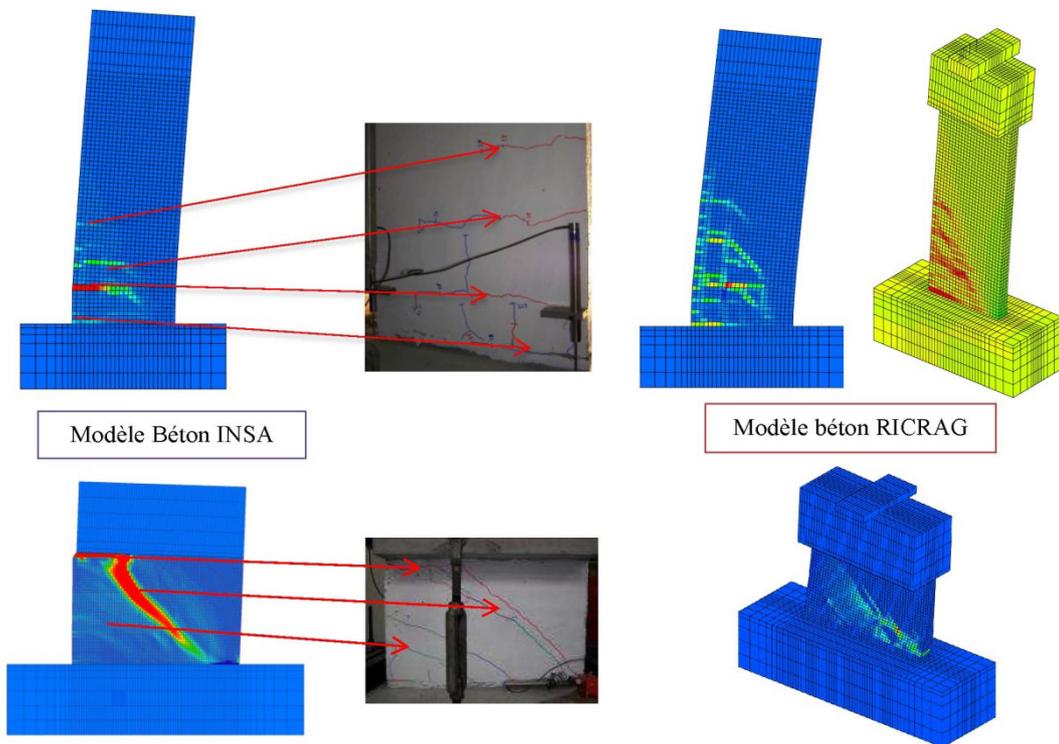


Figure 4-2: Comparaison des modes de rupture entre deux modèles numériques et l'expérimental

Concernant la modélisation, l'hypothèse de liaison parfaite est supposée entre les bandes de CFRP et le béton: les bandes de CFRP sont simplement représentées comme des éléments de barre dans le modèle. Néanmoins, les tests pushover indiquent des décollements des bandes CFRP sur le côté tendu des voiles, apparaissant à une déformation de 0.0045 dans les bandes de CFRP, sans que des ruptures d'ancrage soient constatées. Afin de reproduire le décollement observé, tout en tenant compte de la force de traction dans les bandes CFRP due à l'ancrage, un modèle élasto-plastique a été proposé pour la modélisation des bandes en fibre de carbone. L'idée est de limiter la résistance en traction par une valeur correspondant à une déformation de 0.0045. Cette approche permet d'éviter l'introduction d'un élément d'interface CFRP - Béton et s'avère être efficace pour modéliser les murs renforcés par CFRP sous un chargement statique monotone.

Pour chaque cas de calcul numérique, deux niveaux de déformation du béton et de l'armature ont été considérés afin de tracer des courbes de pourcentage des points de Gauss fissurés dans les éléments béton et des courbes de pourcentage d'armatures plastifiées. Ces courbes permettent de définir le déplacement à la plastification des armatures, de mieux cerner les mécanismes de résistance à l'effort tranchant entre les armatures verticale et horizontale, et d'observer les changements de comportement pour les voiles renforcés par FRP par rapport aux voiles non renforcés. Sur la Figure 4-3 relative au voile élancé non renforcé (VE1), le calcul numérique montre que la plastification des armatures est retardée par rapport au cas non renforcé (VER1). De plus, les armatures horizontales ne plastifient pas dans le cas non renforcé, contrairement au cas

du voile renforcé par FRP (VER1), ce qui montre que les bandes FRP permettent de mieux distribuer les efforts dans le voile. Pour le voile court renforcé par FRP (VCR1), les bandes de FRP retardent la plastification des aciers [Figure 4-3] et permettent de nouveau aux aciers verticaux de jouer un rôle plus important dans le mécanisme de résistance au cisaillement que dans le cas non renforcé (VC1).

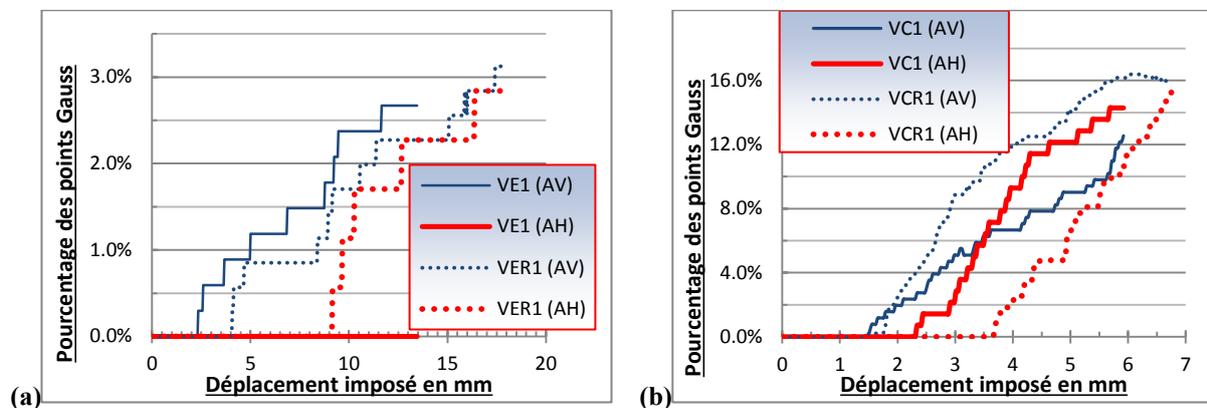


Figure 4-3: Pourcentage d'armatures horizontales plastifiées (AH) et d'armatures verticales plastifiées (AV) dans les deux cas d'étude (a) voile élancé non renforcé (VE1) + voile élancé renforcé (VER1) (b) voile court non renforcé (VC1) et voile court renforcé (VCR1)

4.1.2 Modélisation des voiles au cisaillement sous chargement sismique

Ce travail sera soumis au journal « *Nuclear Engineering and Design* » en fin 2014.

Le même principe de modélisation utilisé pour les voiles minces dans la section précédente est appliqué pour traduire le comportement des voiles courts fortement armés au chargement sismique. Il s'agit de modéliser deux voiles courts en cisaillement soumis à des tests Pseudo-dynamique (PSD) de même conception de section et de même élancement de 0.4. Ces tests sont réalisés au Laboratoire Européen pour l'Évaluation des Structures (ELSA) du Centre de recherche (CCR) à Ispra, Italie.

Dans cette étude, les bandes de FRP sont simplement introduites comme des éléments de barre et le comportement de l'interface FRP-Béton est pris en compte dans le comportement du béton par la technique de régularisation basée sur le concept de l'énergie de rupture. Pour simuler le comportement de CFRP de façon plus réaliste, la déformation effective dans les bandes de FRP a été discutée et estimée. La modification du comportement du béton dû aux renforcements par collage FRP a été aussi prise en compte dans le sens où la déformation à la rupture du béton dans le cas renforcé est plus importante que dans le cas non-renforcé. Cette modification peut être expliquée du fait que le renforcement par collage extérieur diminue l'espacement entre les fissures et donc augmente l'énergie de fissuration totale du système béton-FRP. Pour traduire le comportement de la structure renforcée, l'introduction des FRP comme des éléments de barre n'est donc pas suffisante. C'est la raison pour laquelle la déformation à la rupture en traction du béton renforcé a été considérée comme plus grande que celle du béton non renforcé, afin de prendre en compte une capacité de dissipation d'énergie accrue par rapport au cas non renforcé.

Les paramètres du modèle béton INSA utilisés pour les deux voiles T8 et T13 sont présentés dans la Table 4-1. L'exemple d'une mode de fissure au cours du temps pour les deux voiles est illustré sur la Figure 4-4.

	Definition	T8	T13
E_0	Module de Young	28.0 GPa	31.0 GPa
f_c	Résistance en compression	29.1 MPa	41.1 MPa
f_t	Résistance en traction	1.74 MPa	2.46 MPa
ε_{im}	Déformation à la rupture en traction	2.1E-03	3.1E-03
ε_{rupt}	Déformation à la rupture en compression	10.E-3	12.1E-3

Table 4-1 : Paramètres du modèle béton INSA appliqués aux deux voiles T8 et T13

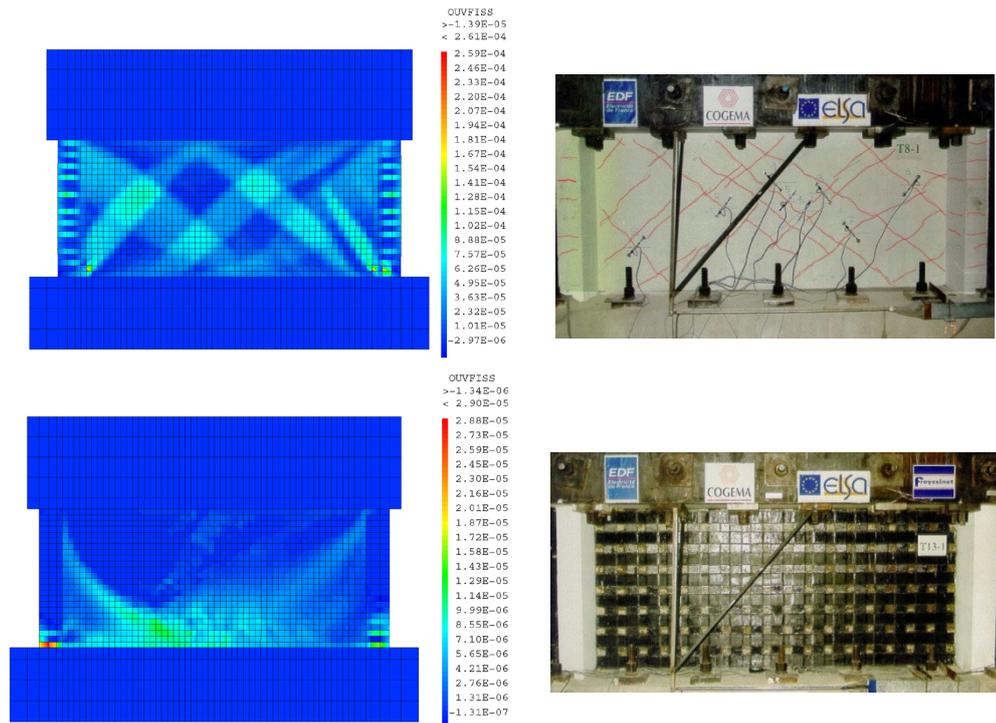


Figure 4-4: Modélisations des voiles sous sollicitations sismique

Deux systèmes d'identification des chutes de fréquence et d'amortissement hystérique présentés dans la [section 2.3.3](#) sont appliqués pour analyser les caractéristiques sismiques des voiles à partir des résultats expérimentaux et numériques. L'énergie de dissipation est aussi calculée et comparée avec l'expérience [Figure 4-5]. Pour le voile T8 (non renforcé par FRP), on constate que la chute de fréquence, de 10 Hz à approximativement 2 Hz, est très bien reproduite par la modélisation. L'énergie dissipée cumulée au cours des cycles sismiques est plus faible que l'énergie dissipée évaluée à partir des boucles expérimentales d'hystérésis, mais reste cohérente avec l'expérience. La moindre dissipation du modèle numérique a été exhibée auparavant avec un modèle de béton très analogue (Ile et al. 2000). Pour le voile T13 (renforcé par FRP), les chutes de fréquence et l'énergie dissipée au cours des cycles de réponse sont très proches des valeurs expérimentales, soulignant la pertinence de la stratégie employée pour introduire numériquement des renforts de FRP dans des modèles de structures en béton armé.

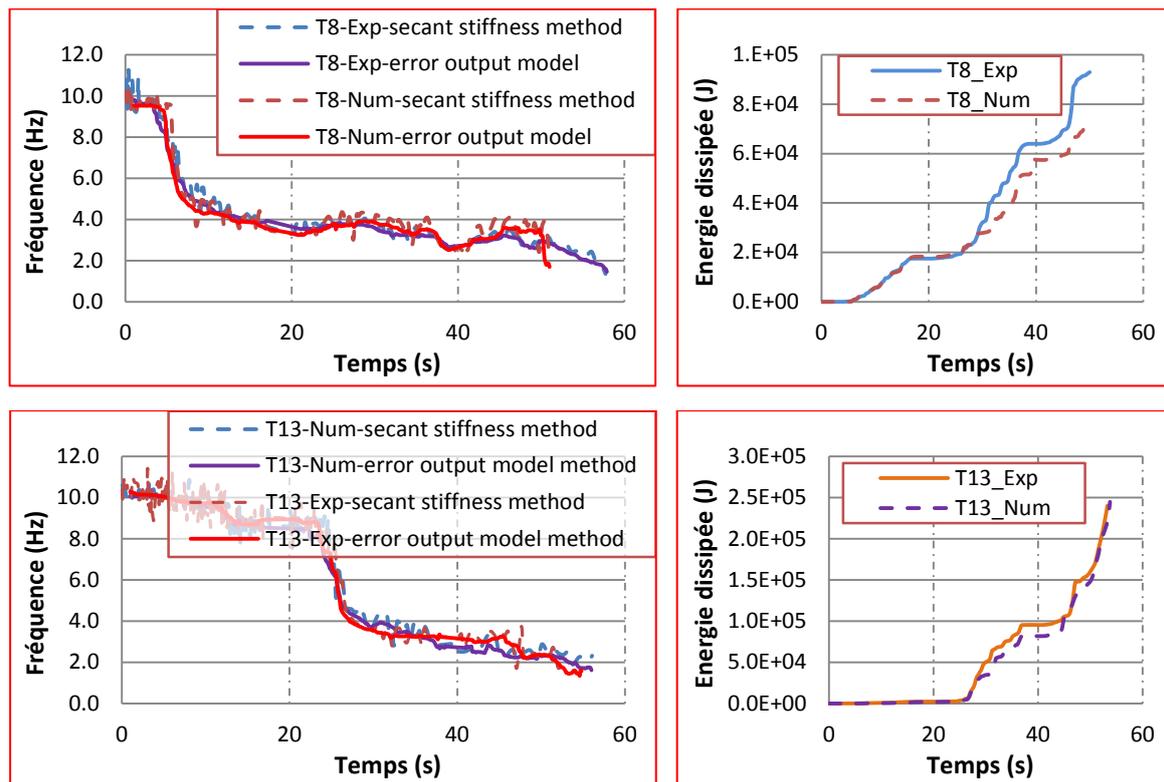


Figure 4-5: La comparaison des chutes de fréquences et la comparaison des énergies dissipées du voile T8 et du voile T13 calculées par deux méthodes d'identification (Num – calculés à partir des résultats numériques; Exp – calculé à partir des résultats expérimentaux)

4.1.3 Modélisation des poteaux courts sous chargement statique

Ce travail est soumis au journal « *Composite for Construction* » en Juillet 2014. Le contenu détaillé est reporté en [Annexe 3](#)

Une campagne d'essais sur des poteaux courts renforcés en cisaillement à l'aide de fibres de carbone ou de verre avec des configurations différentes (partiellement ou totalement renforcés le long de la hauteur) est analysée en utilisant des approches analytiques et numériques. Deux types de matériaux en fibre de carbone et en fibre de verre (CFRP et GFRP) ont été utilisés [Figure 4-6].

La méthode analytique est basée sur les équations de conception pour déterminer la résistance au cisaillement. Deux modes de rupture ont été étudiés dont la rupture en flexion et la rupture par cisaillement. Dans le cas d'une rupture en flexion, la résistance au cisaillement est évaluée à partir de la capacité de flexion ultime dans les conditions de double courbure des tests. Dans le cas de rupture par cisaillement, la résistance au cisaillement est calculée à partir des contributions relatives du béton, du chargement axial, du renforcement transversal et de l'enrobage de FRP.

La taille du maillage choisie est de 2.0 cm pour que des nœuds de la barre d'acier et du renforcement coïncident avec les nœuds de béton. Les deux longrines sont modélisées. Le déplacement imposé et la charge supplémentaire de 126 kN sont appliquées à la longrine supérieure [Figure 4-7]. Comme le comportement du modèle de béton est modifié dans le cas du béton renforcé, plusieurs zones de maillage sont distinguées.

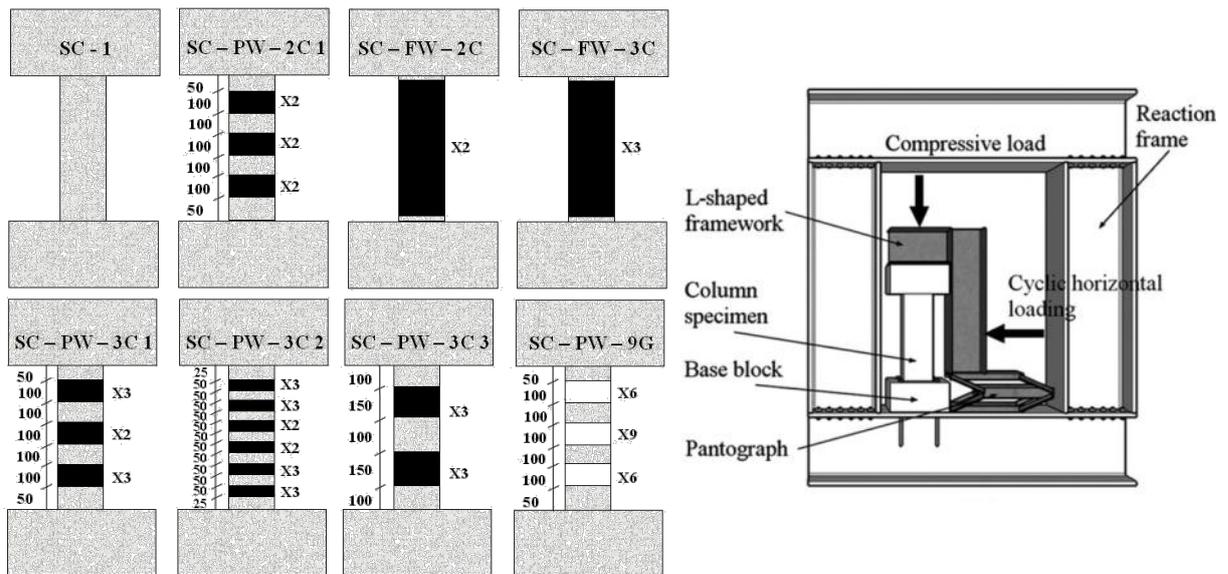


Figure 4-6: Poteaux courts avec différentes configurations de renforcement

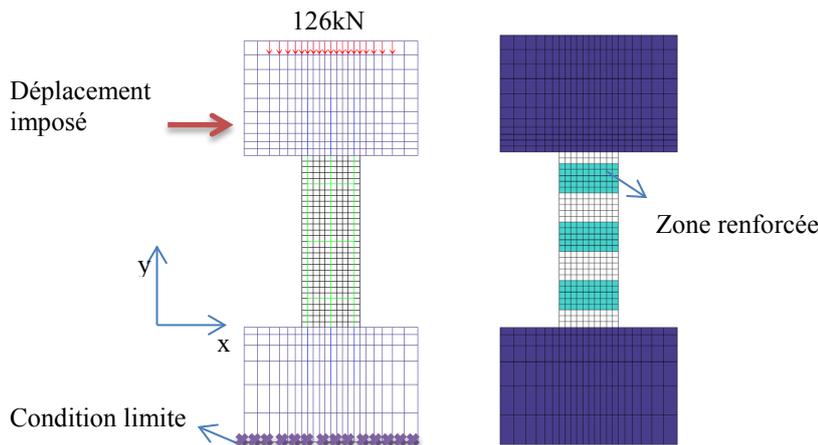


Figure 4-7: Maillage des poteaux renforcés

La modélisation numérique utilise le modèle de béton INSA. Le maillage du poteau renforcé contient différentes zones (avec ou sans renforcement). L'effet de confinement assuré par l'enveloppe de FRP sur la section dans les espaces confinés du maillage est pris en compte via des relations de conception pour la résistance à la compression. Une hypothèse de liaison parfaite entre les matériaux a été supposée. Les paramètres de la loi de comportement béton sont modifiés en fonction du renforcement FRP par zone de maillage : les résistances en traction et compression prennent en compte le confinement apporté par l'enrobage FRP, et les déformations à la rupture en traction et compression sont modifiées via les énergies de rupture en utilisant des relations empiriques (*Annexe B*).

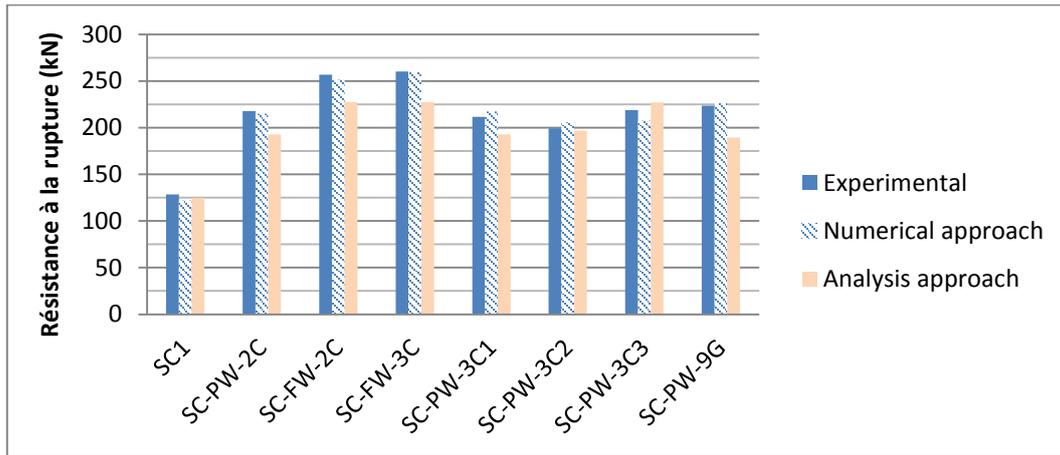


Figure 4-8: Comparaison des résistances à la rupture des poteaux

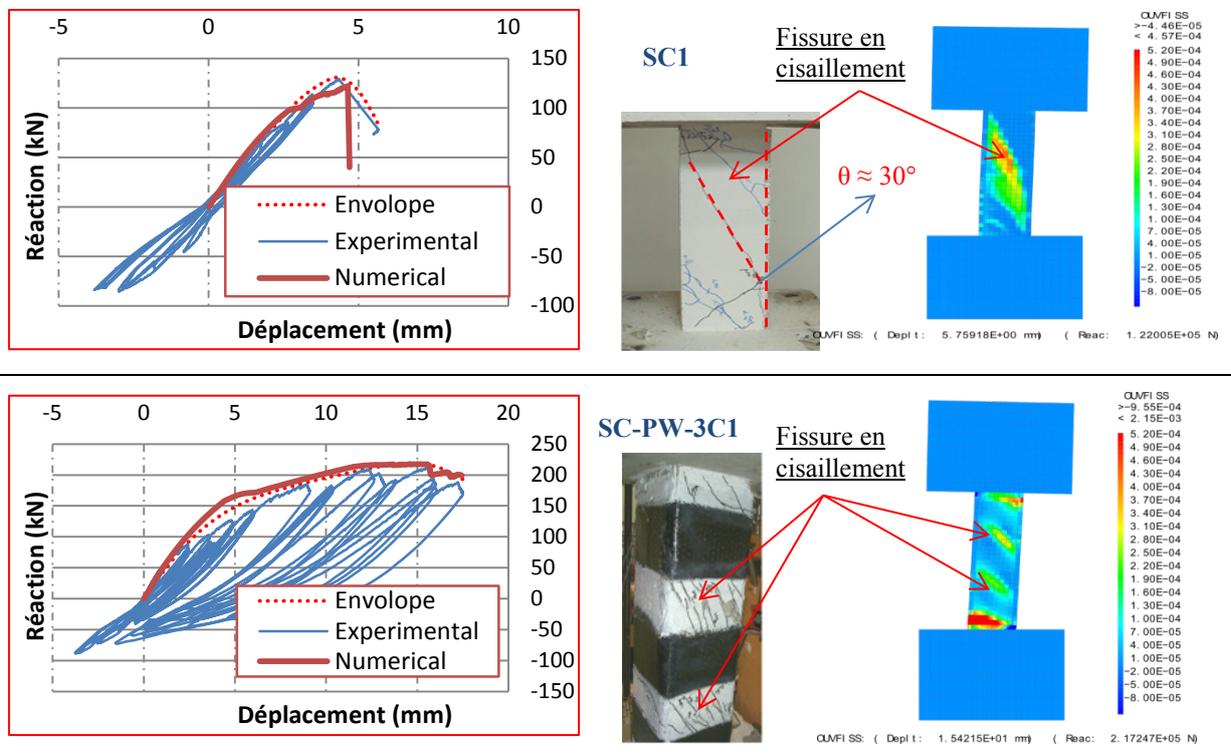


Figure 4-9: Comparaisons des courbes de résultat et des modes de rupture Numérique - Expérimental

Les deux méthodes analytique et numérique sont efficaces dans la prédiction de la résistance des poteaux [Figure 4-8]. En outre, l'approche analytique ne parvient pas à prédire la rupture en cisaillement pour certains poteaux partiellement renforcés, tandis que les modes de défaillance observés dans les essais sont bien prédits par l'approche numérique [Figure 4-9]. Pour tous les poteaux renforcés, les modes de défaillance observés ont été prédits numériquement. Enfin, à la différence de l'approche analytique, notre stratégie numérique permet de déterminer la ductilité. Comme observé dans le programme expérimental, le renforcement par plusieurs bandes de CFRP s'avère plus avantageux que l'enveloppe complète le long de la hauteur ou un enrobage en utilisant un petit nombre de grandes bandes. En effet, cette configuration optimisée conduit à une amélioration de la ductilité globale sans modification de la résistance globale du poteau renforcé.

On constate encore une fois l'efficacité du modèle de comportement et de la technique de prise en compte des FRP pour la modélisation d'une structure en béton armé renforcée.

4.2 Bâtiment irrégulier renforcé par FRP - Projet SPEAR

4.2.1 Descriptions du système de test

L'évaluation sismique des structures dépend de trois points principaux : les techniques de test, des simulations analytiques précises et l'existence de données mesurées pour vérification. Les récents progrès en matière de tests et d'analyse sont bien documentés, et de nombreuses méthodes d'évaluation, à la fois analytique et numérique, sont trouvées dans littérature. En revanche, ces tests restent encore au niveau local avec des éléments de structures comme les poutres, les poteaux ou les murs. Il n'existe pas beaucoup d'essais complets sur des structures à taille réelle ou des structures représentatives. Dans ce contexte, une structure en béton armé irrégulière de type portique à grande échelle a été réalisée au Laboratoire Européen pour l'Évaluation des Structures (ELSA) du Centre de recherche (CCR) à Ispra, Italie, sous les auspices du projet européen d'évaluation de la performance sismique et de la réhabilitation (SPEAR «Seismic **PE**rformance **A**ssessment and **R**ehabilitation »).

Les résultats expérimentaux ainsi que la méthode de renforcement par FRP ont retenus notre attention. La section débute avec une présentation des caractéristiques du programme expérimental ainsi que les divers choix de modélisation. Une analyse temporelle non-linéaire est ensuite effectuée pour chaque cas, afin de disposer d'éléments de comparaison et d'évaluer la performance du modèle numérique dans des états proches de la ruine. Les résultats numériques obtenus sont présentés et comparés avec les résultats expérimentaux. Enfin, les conclusions finales permettent de se prononcer sur le caractère prédictif de la modélisation et ses limites.

Descriptions de la structure

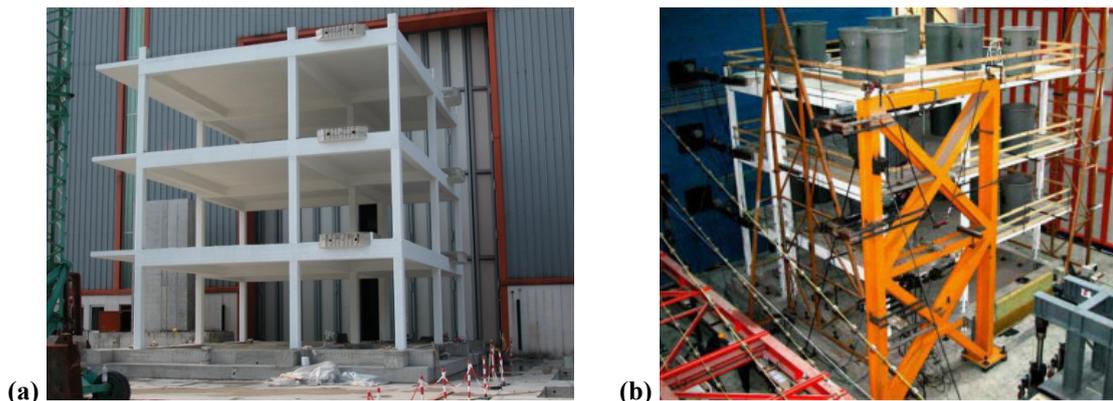


Figure 4-10: Vue d'ensemble de l'immeuble (a) sans masse additionnelle (b) avec masses additionnelles

Une vue d'ensemble de l'immeuble, le plan d'un étage répétitive typique et les plans de ferrillages sont présentés dans les Figure 4-10 à Figure 4-12 . Des murs de remplissage et les escaliers sont omis dans la maquette. L'épaisseur de la dalle est de 0.15 m et la profondeur totale des poutres est de 0.5 m. La dimension du poteau C6 est de 0.75×0.25 m alors que toutes les autres poteaux sont

de 0.25 x 0.25 m. Le bâtiment a été conçu pour soutenir seulement les charges de gravité et a donc certaines caractéristiques qui diffèrent de celles des bâtiments ordinaires construits suivant des codes de conception parasismique. Dans la structure test, les colonnes sont faibles par rapport aux poutres pour supporter une grande amplitude de flexion provoquée par les forces latérales dues au tremblement de terre. Les aciers longitudinaux des poutres sont pliés vers le haut à leurs extrémités, comme illustré sur la [Figure 4-12 \(b\)](#). Cette conception est destinée à résister au moment négatif à l'extrémité des poutres en raison des charges de gravité. Toutefois, la force sismique peut changer le sens d'un moment à l'extrémité d'une poutre. Par conséquent, les aciers dans la partie inférieure des extrémités de la poutre peuvent ne pas être suffisants pour résister au séisme. Les étriers dans les poutres et les poteaux ne sont conçus que vis-à-vis des charges de gravité. L'agencement adopté pour les étriers dans la conception n'a pratiquement aucun effet de confinement. Les étriers ne peuvent pas fournir une amélioration de la résistance et de la ductilité en réponse à la forte demande de courbure due aux charges sismiques. Le plan irrégulier de ce système structurel provoque la torsion d'ensemble du bâtiment, ce qui nécessite une attention particulière.

Technique de test

La structure a été conçue pour un test Pseudo-dynamique à grande échelle. Cette technique d'essai est détaillée dans [\[Annexe C.3\]](#). Les vérins de charge sont posés sur les poutres [\[Figure 4-13\]](#). [Jeong and Elnashai \(2005a; b\)](#) ont étudié le comportement inélastique des éléments de structure, la torsion du bâtiment irrégulier, l'effet diaphragme de la dalle et l'effet des nœuds poutre-poteau. Les résultats de l'évaluation analytique ont été comparés avec les résultats expérimentaux. Il faut noter que le bâtiment d'essai est conçu pour résister aux charges de gravité seulement et il n'est pas en conformité avec les codes parasismiques modernes. En plus, des barres lisses ont été utilisées pour le renforcement. Les colonnes sont minces et plus souples que les poutres et les connexions poutre-colonne ont été construites sans étriers. Les analyses pré-test ont montré que la configuration de l'immeuble ne satisfait pas aux exigences des dispositions constructives pour une conception parasismique. Plusieurs problèmes structurels sont exhibés : le confinement insuffisant augmente le risque d'effondrement par écrasement en pied des poteaux, et la mauvaise connexion poutre-poteau provoque des ruptures par cisaillement. Pour ce type de structure, la méthode pushover ne peut pas prédire la réponse de torsion avec précision (voir [section 2.3.1](#)). L'analyse temporelle est donc la plus appropriée pour estimer la réponse d'un bâtiment asymétrique.

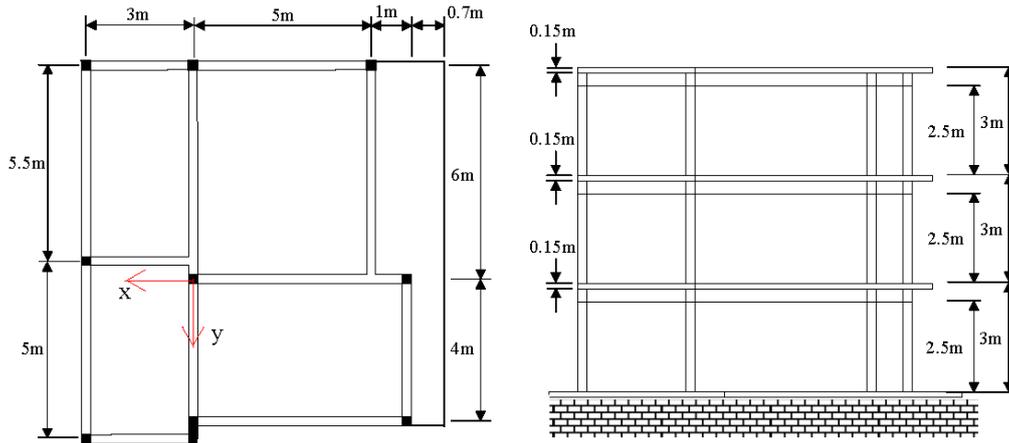
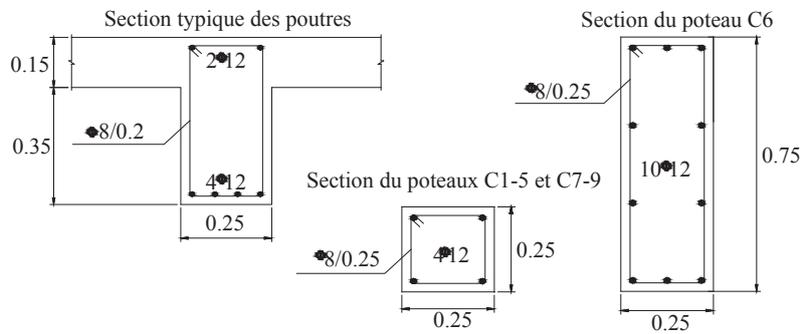
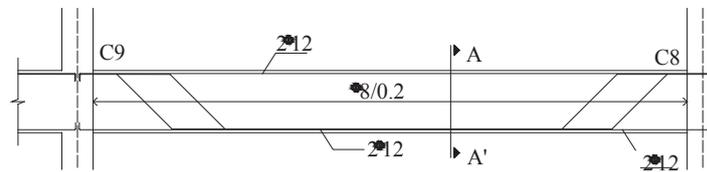


Figure 4-11: Configuration de la structure



(a) Sections des poutres et des poteaux



(b) Ferrailage des poutres

Figure 4-12: Ferrailage des poutres et des poteaux

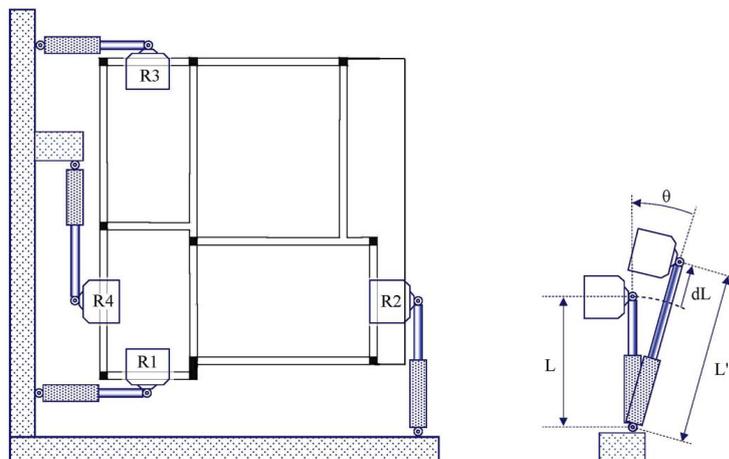


Figure 4-13: Positions des vérins de charge

Choix des signaux d'entrée

Les signaux d'entrée pour le test ont été choisis après des analyses et des discussions préliminaires entre les partenaires préliminaires. Une série de 7 paires d'accélérogrammes enregistrés lors d'événements historiques a été choisie pour les analyses préliminaires. Ils étaient compatibles au spectre de calcul du sol C, type I de l'Eurocode 8 (EN 1998-1 2005). Après la phase préliminaire, les accélérogrammes de Monténégro Herceg-Novici ont été choisis [Figure 4-14], sur la base des résultats des simulations numériques préliminaires.

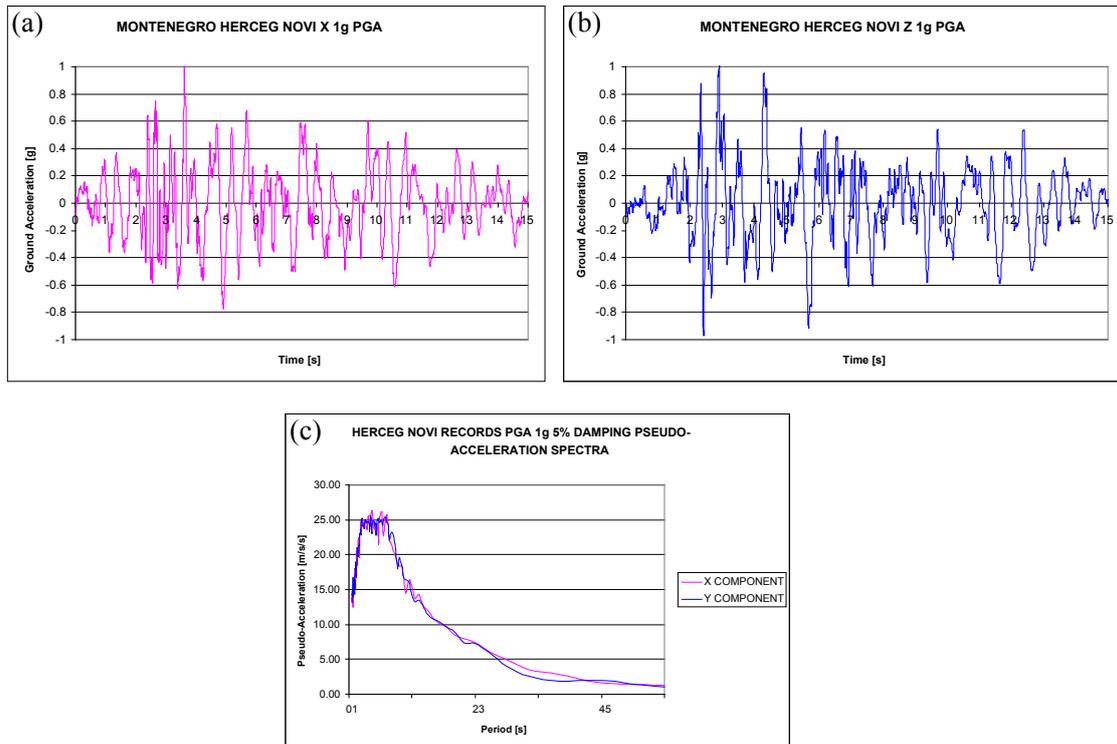


Figure 4-14: Accélérogrammes de Herceg-Novici à l'échelle 1g (a) Composante verticale (b) Composante horizontale (c) Spectre de pseudo-accélération

L'objectif de l'essai, en vue des phases ultérieures du projet, était d'induire un dommage important à la structure, mais en-dessous d'une valeur critique pour que le bâtiment puisse être réparé. La phase suivante de réparation et de réhabilitation devait consister en une intervention légère, ce qui signifie que le niveau de dommage infligé au premier test doit avoir été soigneusement et prudemment limité. Pour déterminer les signaux d'entrée, les excitations de Herceg-Novici sont réduites à différentes valeurs du PGA (Peak Ground Acceleration) correspondant à différents niveaux d'intensité de test. Sur la base des analyses préliminaires effectuées par le Centre MAE, l'Université de Rome et de l'Université de Ljubljana, le niveau d'intensité conseillé pour le test se situait entre 0.14 g et 0.20 g.

4.2.2 Structure renforcée par FRP

Di Ludovico et al. (2008) ont évalué l'efficacité du renforcement FRP vis-à-vis du séisme. Une fois les tests sur la structure de référence effectués et avant l'installation des renforcements, le béton endommagé a été retiré des éléments structuraux afin de rétablir leur section d'origine en utilisant

un mortier sans retrait. En outre, toutes les fissures causées par la première série de tests ont été injectées par un mortier époxy. Après cela, la structure a été renforcée par fibres de verre GFRP. La stratégie de renforcement a été axée sur deux objectifs principaux: (1) augmenter la capacité de déformation globale de la structure et, par conséquent, sa capacité de dissipation d'énergie; (2) éviter les modes d'effondrement fragiles. Le chemisage et l'enrobage par FRP sont donc appliqués aux poteaux afin d'augmenter le niveau de confinement et aux nœuds d'ossature poutre-poteau externes et au poteau de type de mur afin d'augmenter leur résistance au cisaillement [Figure 4-15].

Le but du renforcement est d'augmenter la ductilité de la rotule plastique à l'extrémité des poteaux plutôt que d'augmenter la résistance du béton. Cet objectif a été réalisé par l'utilisation du GFRP, permettant l'amélioration de la déformation ultime en compression du béton. Ceci correspond à une augmentation de la ductilité de courbure en supposant que la longueur de la rotule plastique n'est pas significativement affectée par le renforcement. La conception se base sur l'objectif d'avoir une déformation à la rupture du béton confiné $\varepsilon_{ccu} = 0.007$ (deux fois la déformation à la rupture du béton conventionnelle $\varepsilon_{cu} = 0.0035$). Pour ce faire, à chaque étage, les huit poteaux carrés ont été confinés pour les parties supérieure et inférieure par deux couches de renforcement GFRP uniaxial sur une longueur de 800 mm à partir de l'interface poutre-colonne comme représenté sur la Figure 4-15. Dans tous les cas, le confinement a été prolongé pour une longueur supérieure à la longueur de la rotule plastique, environ 380 mm (Di Ludovico et al. 2008).

Les résultats expérimentaux et les résultats d'analyse par méthode pushover ont confirmé que la stratégie de renforcement avait augmenté de manière significative la capacité de déformation et de dissipation de l'énergie de la structure (Di Ludovico, Prota, et al. 2008). En outre, le FRP a permis à la structure de résister à un niveau d'excitation, dans les deux directions, 1.5 fois plus grand que celui appliqué à la structure de référence. L'analyse des résultats expérimentaux locaux a confirmé que le poteau confiné par FRP ne modifie pas la résistance en cisaillement de la structure mais a considérablement augmenté la capacité de rotation de la rotule plastique. Ce travail a montré que l'utilisation des composites pouvait améliorer la performance sismique d'une structure en béton armé existante en augmentant sa capacité de déformation, sans affecter de manière significative sa rigidité.

Dans cette section, la technique de modélisation par des éléments de poutres multifibres ainsi que la prise en compte du confinement dû aux renforcements par FRP sont appliquées. Les résultats du déplacement cible au cours du temps sont comparés avec ceux de l'expérience. Les zones endommagées sont aussi exploités numériquement.



Figure 4-15: SPEAR-Configuration de renforcement (Di Ludovico et al. 2008)

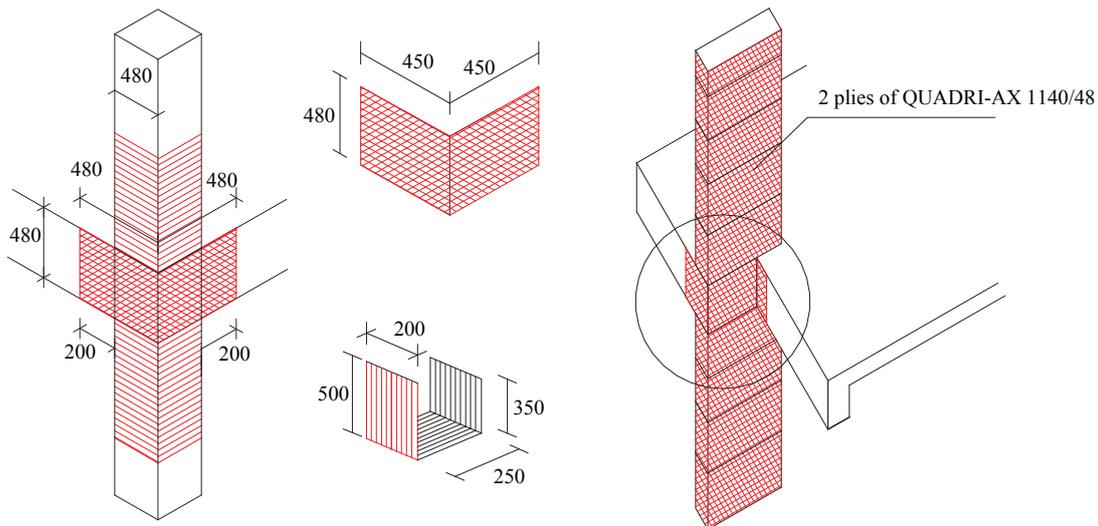


Figure 4-16: Confinement des poteaux extérieurs et renforcement du poteau de cisaillement C6

4.2.3 Modélisation par éléments poutres multifibres

Dans la modélisation, les dalles sont omises et leur contribution à la rigidité de la poutre et à la force répartir aux contreventements se traduit par la largeur effective de la section en T. Pour cette raison, une section en T de béton armé est utilisée et supposée égale à la largeur de la poutre plus 7% de la portée de la dalle de part et d'autre de la poutre (Mwafy 2001). Les sections effectives en T des poutres a sont décrits dans la Figure 4-17 et la Table 4-2. Les charges appliquées au modèle numériques sont calculées par des charges permanentes et des charges d'exploitation de conception sur les dalles en addition du poids propre de la structure. Sur les dalles, un effort réparti de 2.5 kN/m^2 est supposé pour les surcharges. Le poids propre de la structure (béton + armatures) est estimé à 24.5 kN/m^3 (2500kg/m^3). La distribution des charges sur la dalle aux

poutres est présentée dans la Figure 4-18. Des masses constantes localisées sont placées aux points d'ossature, équivalentes aux masses provenant des dalles (poids propre et charge d'exploitation).

Le béton est modélisé comme ayant un module d'élasticité initial de 25 GPa et un coefficient de Poisson de 0.2. La résistance à la compression du béton est de 27 MPa, la résistance du béton à la traction est fixée à 2.1 MPa, et la résistance de cisaillement du béton non confiné est de 1.64 MPa.

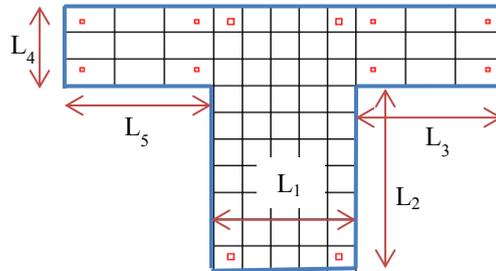


Figure 4-17: Géométrie des sections de poutres

Poutre	Portée (m)	L_1 (m)	L_2 (m)	L_3 (m)	L_4 (m)	L_5 (m)
B1	2.75	0.25	0.35	0.192	0.15	0.
B2	4.75	0.25	0.35	0.332	0.15	0.
B3	2.75	0.25	0.35	0.192	0.15	0.192
B4	5.75	0.25	0.35	0.402	0.15	0.402
B5	2.75	0.25	0.35	0.192	0.15	0.
B6	5.75	0.25	0.35	0.402	0.15	0.
B7	5.75	0.25	0.35	0.402	0.15	0.402
B8	3.75	0.25	0.35	0.262	0.15	0.262
B9	5.75	0.25	0.35	0.402	0.15	0.402
B10	3.75	0.25	0.35	0.262	0.15	0.262
B11	5.25	0.25	0.35	0.367	0.15	0.
B12	4.75	0.25	0.35	0.332	0.15	0.

Table 4-2: Section des poutres pour la modélisation poutres multifibres

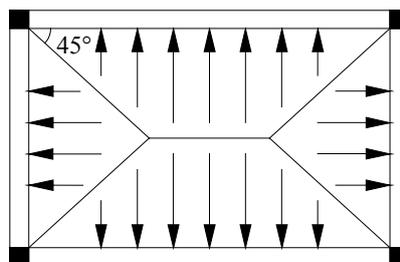


Figure 4-18: Distribution des charges sur la dalle aux poutres

Les sections des poutres dans la modélisation multifibres sont présentées dans la [Figure 4-19](#). Comme nous sommes dans le cas où certaines sections sont de forme asymétrique (en T ou en L), les vecteurs de direction locale des sections pour les éléments finis de type poutre multifibres doivent être prescrits avec attention.

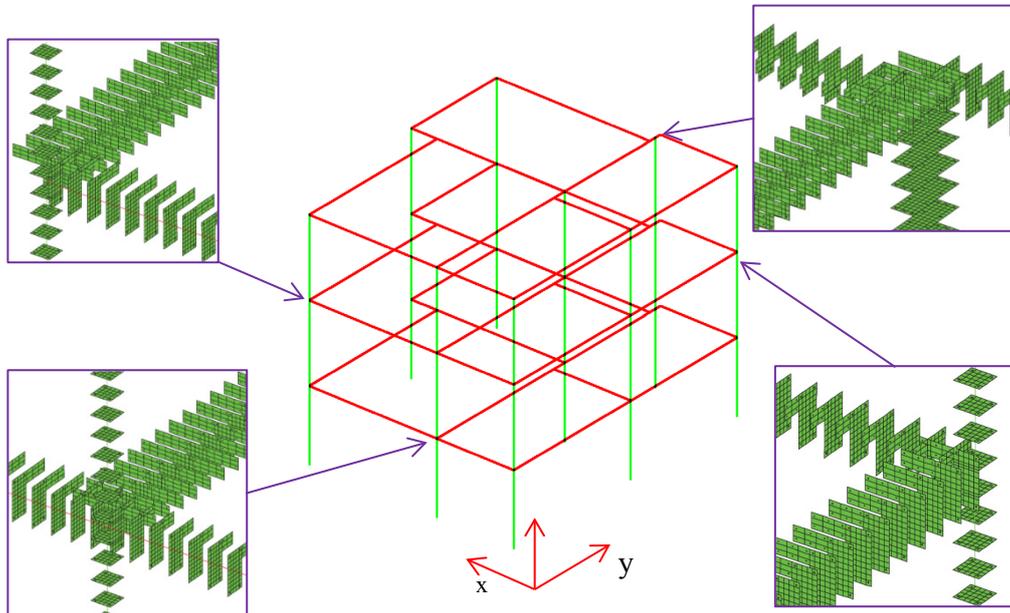


Figure 4-19: Modèle 3D multifibres (Cast3M)

Les calculs numériques du spécimen sont effectués à l'aide du code CAST3M. Après la description géométrique de la section en fibres, on détermine les paramètres du béton suivant deux cas (béton non confiné – béton confiné). Les paramètres d'acier sont déterminés en considérant le risque de flambement. Le gauchissement de la section des poutres via des coefficients de réduction est pris en compte par la détermination des contraintes de cisaillement dans le plan Oyz (repère local). Le modèle est détaillé dans la [section 3.2.6](#). La modélisation est tout d'abord validée par l'analyse modale. Ensuite, le calcul temporel est réalisé sur une base physique avec un modèle non linéaire en utilisant la commande PASAPAS du code CAST3M – (Schéma de l'intégration numérique par la méthode implicite de Newmark à accélération moyenne) afin d'étudier le comportement dynamique de la structure.

Au vu des déformations modales des trois premières modes propres, on peut observer l'effet de torsion dès les premiers modes, qui semble être en bon accord avec les formes des modes expérimentaux rapportées par [Mola \(2004\)](#). Les valeurs des fréquences calculées par modèle numérique sont cependant surestimées et les différences ne sont pas négligeables. Nous pourrions expliquer en partie ces différences par le fait que certaines fissures dues aux charges de transport et de la gravité n'ont pas été pris en compte dans l'analyse numérique.

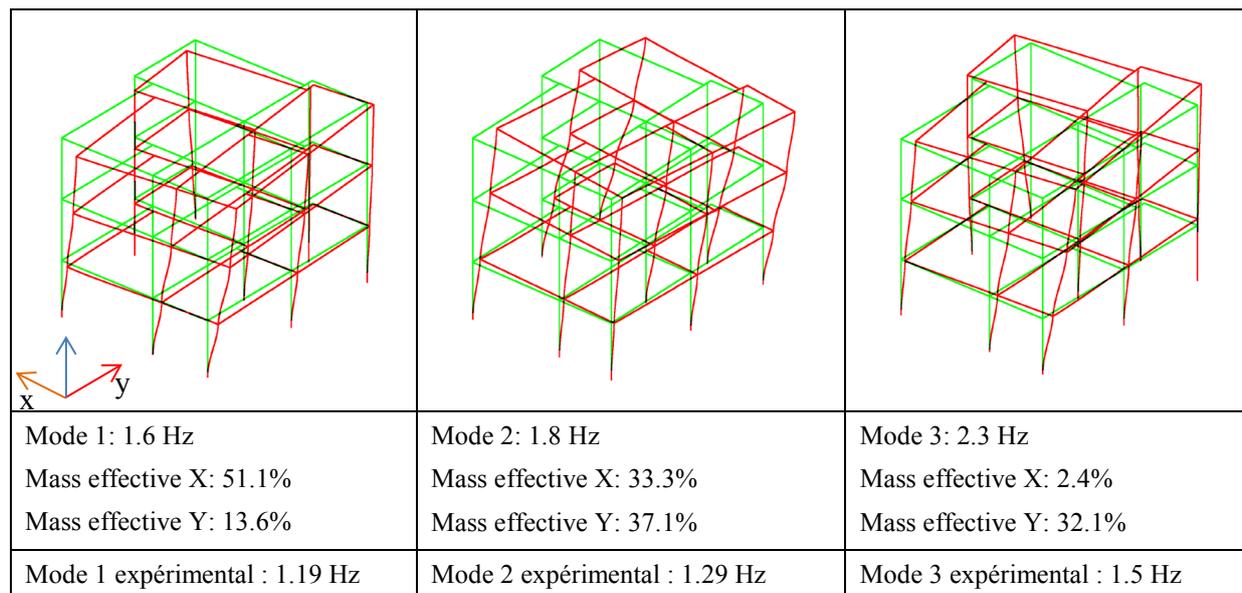


Figure 4-20: Déformations modales des trois premières modes propres

Dans les sections suivantes, la structure de référence (non renforcée) est tout d'abord modélisée et calculée sous chargements sismiques avec des niveaux d'excitation de 0.15g et 0.20g. Le même maillage est utilisé pour calculer la structure renforcée en changeant le comportement du béton et les niveaux d'excitation à 0.20g et 0.30g. Les paramètres du modèle Beton_Uni (section 3.2.6) dans les deux cas d'études sont résumés dans la Table 4-3. Seul le paramètre d'adoucissement du béton en compression est changé pour prendre en compte l'augmentation de la déformation du béton renforcé.

Paramètres	Béton non confiné	Béton confiné
Module d'élasticité	25.0 GPa	25.0 GPa
Limite en compression du béton	26.4 MPa	26.4 MPa
Déformation en compression au pic	0.002	0.002
Limite en traction au pic	2.1 MPa	2.1 MPa
Coefficient de poisson	0.2	0.2
Facteur définissant l'adoucissement de traction	10	10
Adoucissement du béton en compression	160	80
Contrainte en compression résiduelle du béton (plateau)	5.0 MPa	5.0 Mpa
Contrainte en traction résiduelle du béton (plateau)	0.1 MPa	0.1 MPa

Table 4-3 : Paramètres du modèle Beton_Uni pour le béton sans et avec l'effet du confinement

4.2.4 Résultats des modélisations numériques

Structure de référence sous excitation 0.15g-0.20g

Dans cette section, les résultats de la structure de référence calculés sous excitations 0.15g-20g [Figure 4-21] sont présentés.

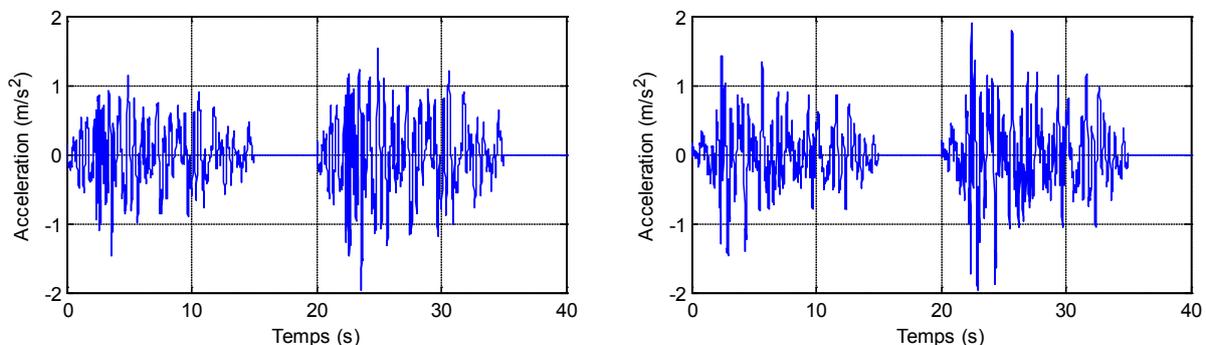


Figure 4-21: Excitations horizontales appliquées à la structure de référence
(Gauche : suivante OX ; Droit : suivante Oy)

Les zones endommagées de la structure sont affichées en rouge dans la Figure 4-22. On peut constater que plupart des points d'ossature sont endommagés. Les rotules plastiques sont définies aux endroits où les barres d'armatures longitudinales commencent à plastifier. La déformation axiale des armatures est capturée à chaque pas de temps de calcul et comparée à la déformation limite élastique $\epsilon_y = 0.002$. Les zones endommagées par écrasement sont définies lorsque la fibre extrême de béton atteint sa déformation limite en compression. Deux types de dommage en flexion et en cisaillement peuvent être vérifiés en utilisant des critères aux états limites proposés dans l'Eurocode 8 (EN 1998-1 2005) concernant la capacité totale de rotation de corde à la limite ultime ou la résistance à l'effort tranchant des sections critiques. Numériquement, ces critères sont calculés et normalisés à chaque pas de temps de calcul. Ils sont stockés et comparés en dernière étape de post-traitement afin de capturer une valeur de déformation ou d'effort de cisaillement maximal à chaque point de Gauss. La Figure 4-22 présente le post-traitement des isovaleurs des deux modèles. Dans la Figure 4-22 (a), l'indicateur de dommage en traction du modèle béton RICUNI est visualisé sur l'ensemble de la structure, ce modèle uniaxial du comportement des fibres béton étant une simplification du modèle béton RICRAG (section 3.2.5) pour les éléments de poutres multifibres. Les isovaleurs de déformation maximale de traction dans le béton, illustrées dans la Figure 4-22 (b) sont extraits à partir des résultats du modèle Beton_Uni (section 3.2.6).

Le calcul numérique a été réalisé pour deux excitations consécutives avec l'ajout d'un amortissement fort intégré uniquement à partir de la seizième seconde jusqu'à la vingtième seconde de l'excitation 0.15g pour remettre la vitesse et l'accélération égales à 0 m/s et 0 m/s² au début du calcul avec l'excitation 0.2g. Le calcul des deux séismes enchainés permet de prendre en compte dans le calcul 0.20g les dommages subis par les matériaux lors de l'excitation précédente à 0.15g.

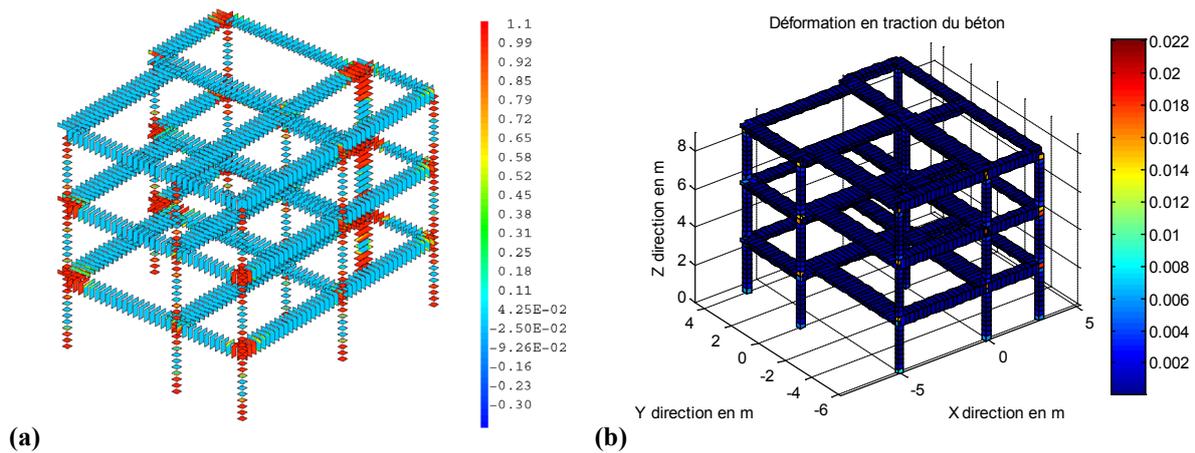


Figure 4-22: Zones endommagées après l'excitation 0.20g pour la structure de référence

Les zones endommagées de la structure prédites par les modèles numériques sont cohérentes aux résultats des essais [Figure 4-23].

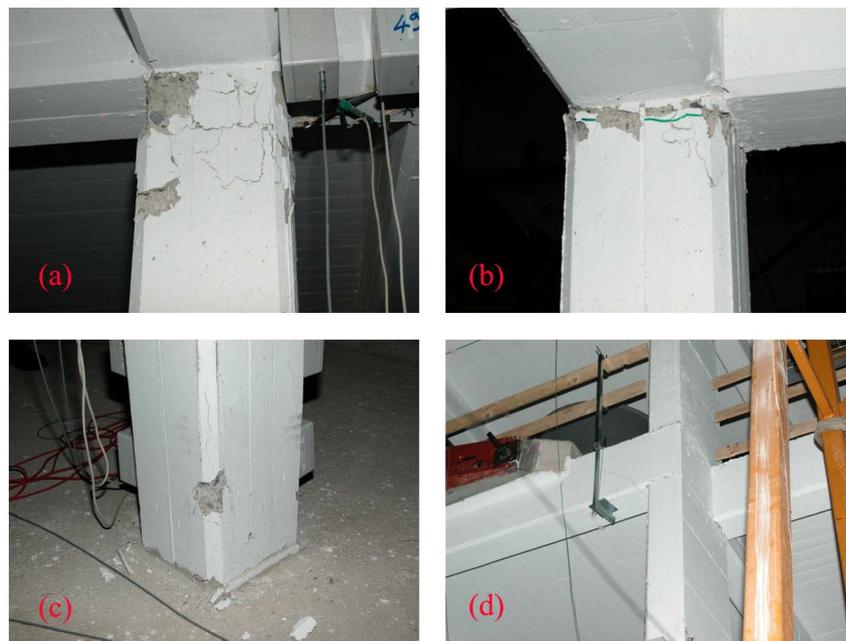


Figure 4-23: Dommages après l'excitation 0.20g pour la structure de référence : (a) Noeud d'ossature en tête du poteau C3, (b) Noeud d'ossature en tête du poteau C1, (c) Point en base du poteau C3, (d) Point de connections du poteau C6

Les déplacements maximaux ainsi que les déplacements relatifs entre les étages (calculés au centre de masse de chaque étage) sont présentés sous forme de courbes temporelles [Figure 4-24] et dans les Table 4-4 et Table 4-5. En général, on peut constater que les résultats numériques sont très proches des résultats expérimentaux. La structure non renforcée est principalement endommagée au cours de l'essai 0.20g.

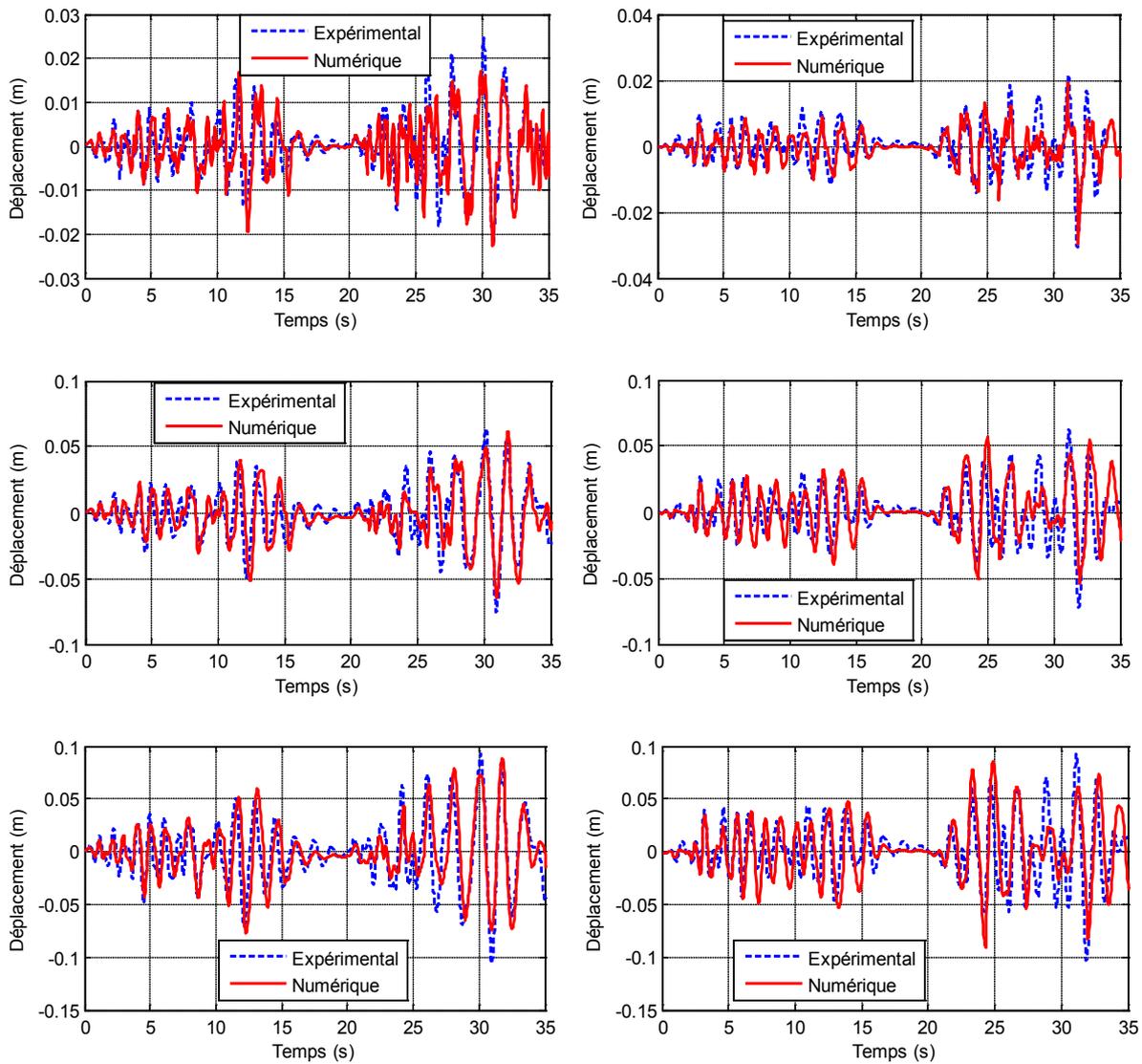


Figure 4-24: Déplacements au cours du temps du centre de masse de l'étage 1 à l'étage 3 suivants OX et OY de la structure de référence sous excitations 0.15g - 0.20g

Test	Déplacement maximal [mm]		Niveau	I-S déplacement [mm]	
	Expérimental	Numérique		Expérimental	Numérique
SRef 0.15g	70.1	72.3	1	15.1	16.8
			2	36.2	38.1
			3	24.2	24.4
SRef 0.20g	105.7	95.4	1	24.6	22.4
			2	57.0	52.1
			3	35.8	34.2

Table 4-4: Déplacements maximaux et déplacements entre étages (Inter-Storey drift) de la structure de référence sous excitations 0.15g et 0.20g suivant OX

Test	Déplacement maximal [mm]		Niveau	I-S déplacement [mm]	
	Expérimental	Numérique		Expérimental	Numérique
SRef 0.15g	47.0	47.9	1	11.6	10.3
			2	19.9	23.2
			3	18.2	20.4
SRef 0.20g	103.1	94.1	1	30.6	28.4
			2	47.2	52.8
			3	32.6	39.2

Table 4-5: Déplacements maximaux et déplacements entre étages (Inter-Story drift) de la structure de référence sous excitations 0.15g et 0.20g suivant OY

Structure renforcée sous excitations 0.20g-0.30g

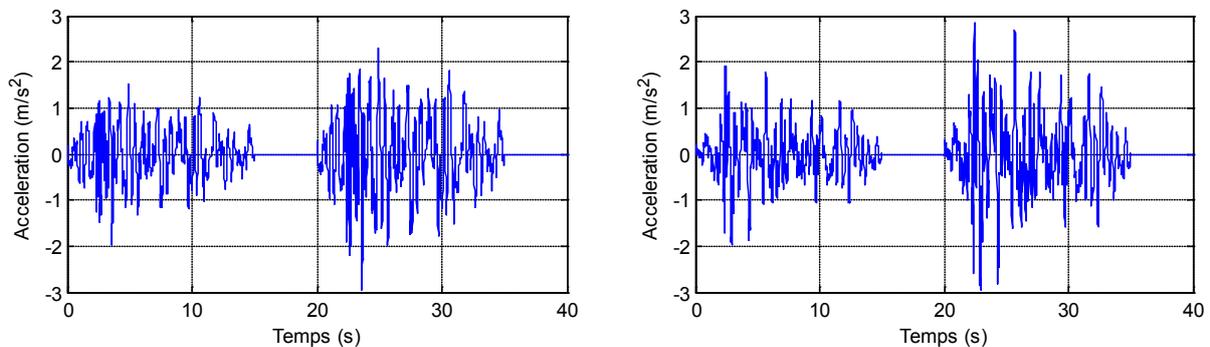


Figure 4-25: Excitations horizontales appliquées à la structure renforcée par GFRP (Gauche : suivantes OX ; Droit : suivantes Oy)

La prise en compte du confinement des poteaux renforcés est effectuée par la modification de la pente d'adoucissement. Les résultats de la modélisation numérique sont comparés avec ceux des essais dans la Figure 4-26 et les Table 4-6 et Table 4-7. Comme toutes les fissures causées par la première série de tests ont été injectés de matériau époxy, on peut considérer que la structure a repris son état d'origine. Tous les paramètres physiques du béton et des aciers sont conservés par rapport à ceux de la structure de référence. Le même principe de calcul effectué sur la structure de référence est retenu pour étudier le comportement de la structure renforcée avec des excitations plus importantes (0.20g et 0.30g).

Les déplacements cibles maximaux et les déplacements relatifs maximaux entre les étages (IS drifts) du calcul numérique et de l'expérience sont résumés dans les Table 4-6 et Table 4-7. On peut constater que la réponse numérique est plus conservative. Elle peut être expliquée par plusieurs raisons : le changement des caractéristiques des matériaux après la première série d'essais n'est pas pris en compte, le comportement non-linéaire du béton en cisaillement aux points d'ossatures est pris en compte de façon simplifiée via des coefficients de réduction au cisaillement (α_y et α_z section 3.2.6).

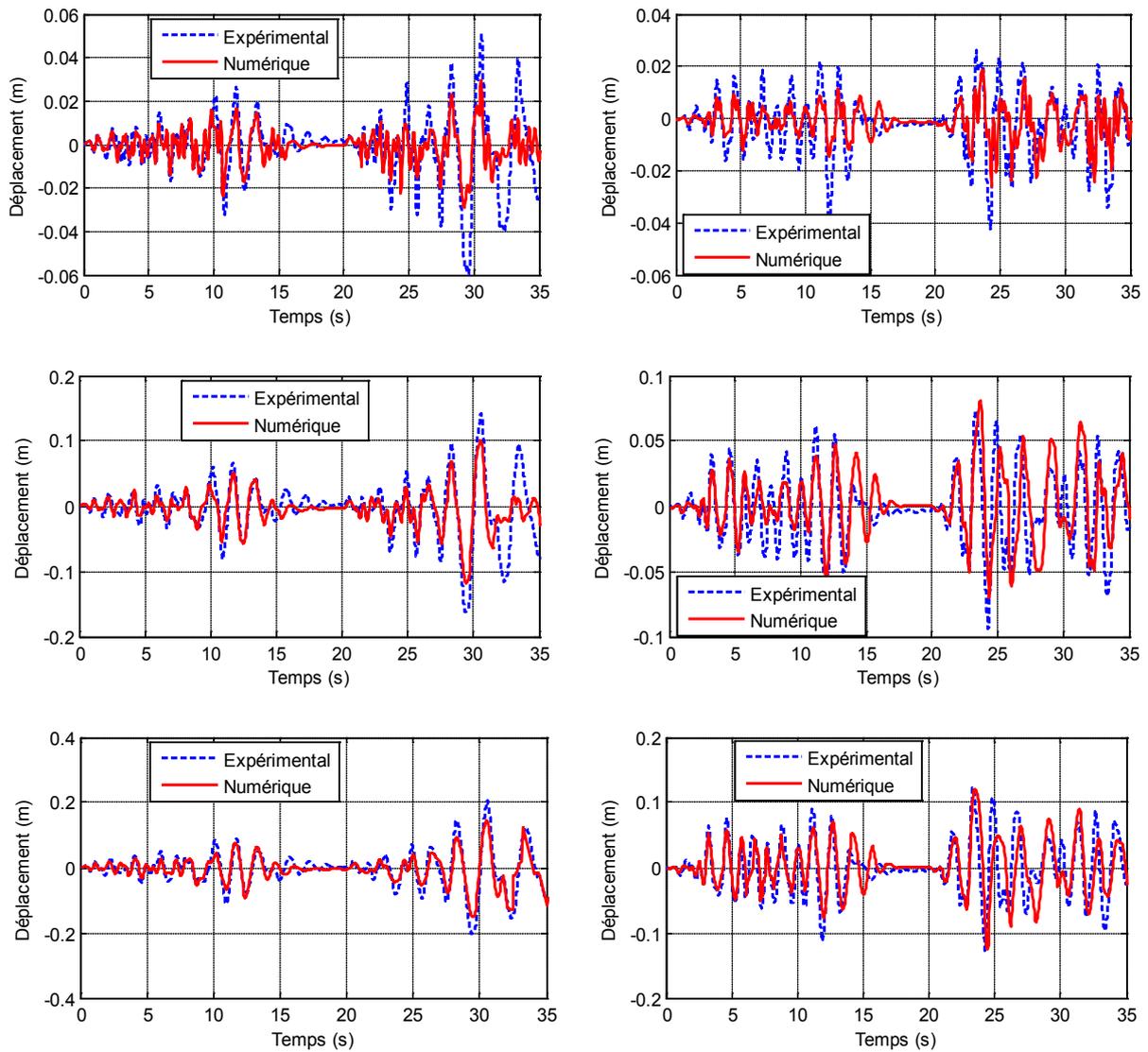


Figure 4-26: Déplacements temporels du centre de masse de l'étage 1 à l'étage 3 suivants OX et OY de la structure renforcée sous excitations 0.20g - 0.30g

Test	Déplacement maximal [mm]		Niveau	I-S déplacement [mm]	
	Expérimental	Numérique		Expérimental	Numérique
SReinf 0.20g	108.8	94.0	1	32.0	22.5
			2	55.4	50.0
			3	34.3	35.3
SReinf 0.30g	205.3	175.8	1	59.4	27.5
			2	106.0	94.1
			3	63.5	63.2

Table 4-6: Déplacements maximaux et déplacements entre étages (Inter-Storey drift) de la structure renforcée sous excitations 0.20g et 0.30g suivants OX

Test	Déplacement maximum [mm]		Niveau	I-S déplacement [mm]	
	Expérimental	Numérique		Expérimental	Numérique
SRef 0.20g	112.5	82.7	1	39.7	13.1
			2	47.6	36.6
			3	31.1	30.3
SRef 0.30g	126.6	125.8	1	42.3	25.4
			2	55.9	56.7
			3	50.7	49.2

Table 4-7: Déplacements maximaux et déplacements entre étages (Inter-Storey drift) de la structure de référence sous excitations 0.20g et 0.30g suivants OY

4.2.5 Analyse des résultats obtenus

A partir des déplacements maximaux et des déplacements entre étages de la structure renforcée et de la structure de référence résumés dans les Table 4-6 et Table 4-7, on peut constater que la majorité de dommages est concentrée aux extrémités des poteaux et que le niveau des dommages est plus important au deuxième étage.

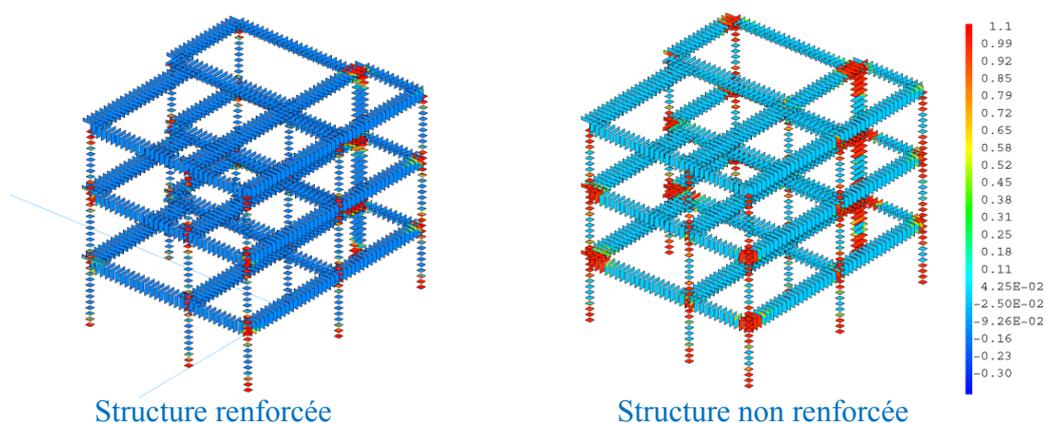


Figure 4-27: Zones endommagées des structures renforcée et non renforcée sous sollicitation 0.20g

Les zones endommagées obtenus pour la structure renforcée et non renforcée sous la même sollicitation 0.20g sont présentés dans la Figure 4-27. On peut constater que la structure renforcée est moins endommagée par rapport la structure de référence.

Les déformations maximales en traction et en compression du béton sur la hauteur des poteaux de la structure non renforcée sous l'excitation 0.20g, de la structure renforcée sous l'excitation 0.20g et sous l'excitation 0.30g, sont étudiées. La Figure 4-28 présente les résultats pour les trois poteaux C1, C2 et C3 pour exemple (les résultats de tous les poteaux sont reportés en annexe C.4. On peut observer que les zones les plus endommagées sont au voisinage des nœuds d'ossature poutre – poteau. Les déformations dans le cas de la structure renforcée sont plus faibles que pour la structure de référence si on compare les résultats des deux structures sous la même excitation 0.20g (les courbes en vert pour la structure renforcée et les courbes en rouge pour la structure non

renforcée). Ceci souligne le fait que le renforcement a conduit à de moindres dommages pour la même excitation. Il faut noter que l'objectif du renforcement est l'augmentation de la ductilité et de la capacité de rotation de la rotule plastique sans affecter la longueur de la rotule plastique. Comme le confirme la [Figure 4-28](#), la longueur de rotule plastique n'est pas modifiée par le renforcement. Les déformations extrêmes de traction et de compression augmentent pour l'excitation à 0.30g. Ces valeurs sont à comparer aux valeurs de déformation de compression adoptées dans la stratégie de renforcement des rotules plastiques. Pour la structure renforcée, on suppose que le béton en compression peut aller jusqu'à 0.7 % grâce au confinement apporté par le chemisage par FRP. Donc, les valeurs numériques de 0.15 % en compression [[Figure 4-28](#)] seraient à comparer à cette valeur seuil de 0.7 %, tandis que les valeurs numériques de 0.10 % pour la structure non renforcée seraient à comparer avec la déformation de compression ultime acceptée dans le dimensionnement de la structure de référence, c'est-à-dire 0.35 %. On peut donc penser que la marge de la structure renforcée sous 0.30g par rapport à sa capacité réelle est plus importante que celle de la structure de référence sous 0.20g.

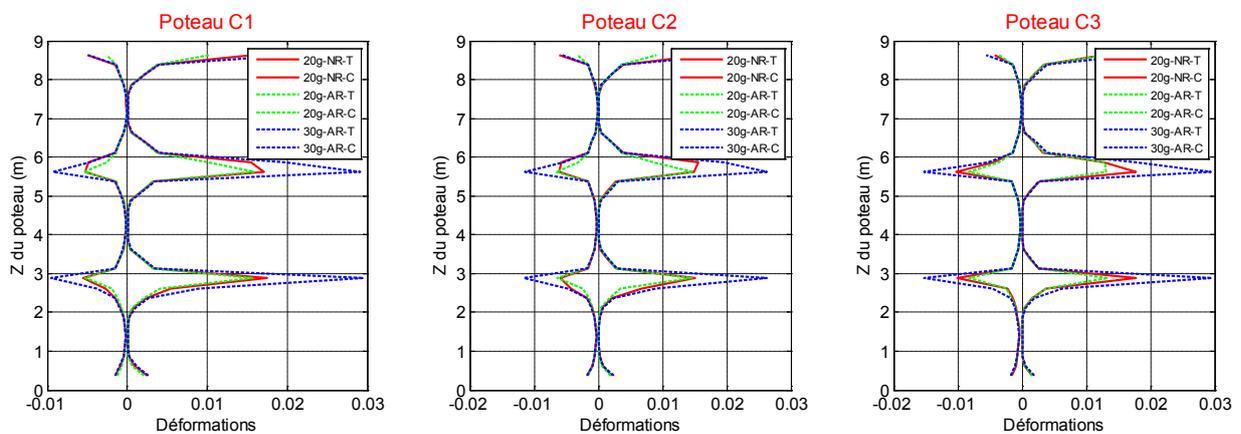


Figure 4-28: Déformations maximales en traction et en compression du béton sur la longueur des poteaux (20g : sous excitation 0.20g ; 30g : sous excitation 0.30g ; NR : structure non renforcée ; AR : structure renforcée ; T : en traction ; C : en compression)

Les courbes de chute de fréquence de la structure selon deux directions OX et OY calculées selon la méthode présentée dans la [section 2.4](#), en s'appuyant sur les résultats numériques au centre de masse du troisième étage, sont comparées à l'identification expérimentale réalisée par [Di Ludovico et al. \(2008\)](#) [[Figure 4-29](#)]. On peut observer que la dégradation selon OX est plus importante que celle selon OY. L'identification de la chute de fréquence selon OX est très proche de l'identification expérimentale qui est plus fine, puisqu'elle est relative au premier mode de vibration ([Di Ludovico et al. 2008](#)). On peut noter que la chute de fréquence de la structure renforcée sous 0.20g est très semblable à celle de la structure non renforcée, ce qui souligne le fait que le renforcement ne modifie pas le comportement global de la structure. Une fréquence plus grande pour la structure renforcée est observée pour les premiers instants (entre 40s et 45s sur le graphique) par rapport à la structure non renforcée (entre 20s et 25s), puisque le béton endommagé a été réparé en début d'excitation : cet écart est vite rattrapé lorsque les dommages deviennent plus importants (fréquence propre minimale de l'ordre de 0.55 Hz au cours des deux excitations à 0.20g). Pour les deux excitations à 0.20 g, l'identification de la chute de fréquence prédit une remontée de la fréquence propre en fin d'excitation sous des amplitudes de vibration

plus faibles. Cette remontée en fréquence en fin d'excitation, classiquement observée lorsque les fissures se referment pour des amplitudes faibles (Brun *et al.* 2011), est corroborée par la méthode d'identification expérimentale proposée par les auteurs (Di Ludovico, Prota, *et al.* 2008). La fréquence de la structure continue de chuter pour l'excitation à 0.30g avec une fréquence minimale de près de 0.35 Hz à comparer avec la fréquence initiale expérimentale de 1.19 Hz.

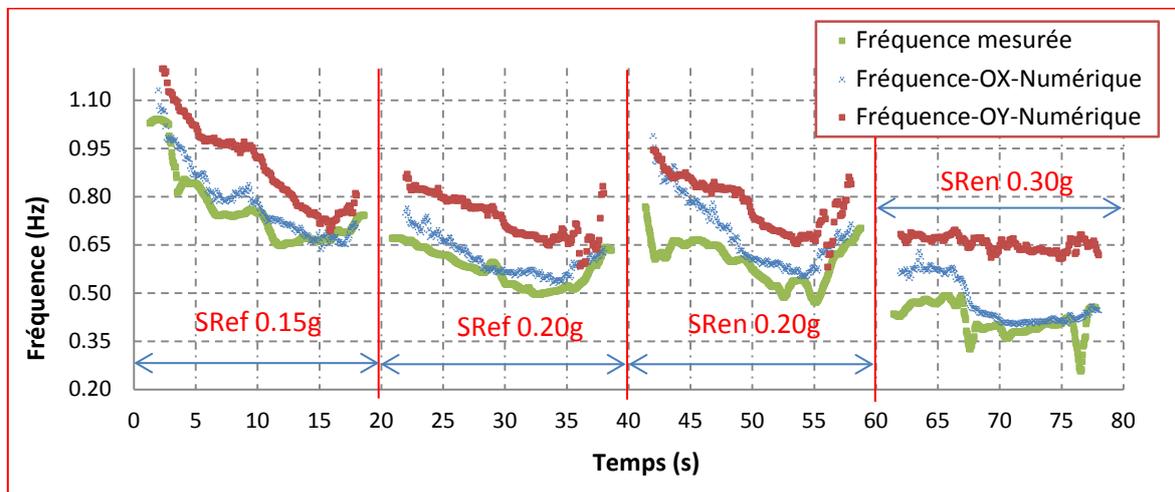


Figure 4-29: Chutes de fréquences de la structure au cours de la série d'excitations (SRef 0.15g: Structure de référence sous excitation 0.15g; SRef 0.20g: Structure de référence sous excitation 0.20g; SRef 0.20g: Structure renforcée sous excitation 0.30g)

4.2.6 Conclusion

Cette section a étudié numériquement l'efficacité du renforcement par le collage et l'enrobage des fibres de verre (GFRP) sur l'extérieur des poteaux d'une structure asymétrique de type ossature. La structure a été testée par la méthode Pseudo-dynamique. Les résultats montrent que la capacité de déformation de la structure a été augmentée en observant que les dommages de la structure renforcée sont légèrement réduits par rapport aux dommages de la structure de référence par la même excitation sismique. En outre, le GFRP a permis à la structure de résister à un niveau d'excitation, dans les deux directions, 1.5 fois plus grand que celui appliqué à la structure non renforcée. Les collages GFRP fournissent une augmentation considérable de la capacité de déformation globale de la structure, sans affecter de manière significative sa résistance. Le renforcement de cisaillement des points d'ossature et du poteau C6 empêche des mécanismes fragiles et, ainsi, permet d'exploiter pleinement la capacité de dissipation d'énergie de la structure. Cette technique de renforcement a montré que l'utilisation des composites pourrait représenter une bonne alternative aux méthodes traditionnelles, car il permet d'améliorer la performance sismique d'une structure en béton armé existante en augmentant sa capacité de déformation sans affecter significativement sa rigidité.

La modélisation numérique permet de traduire le comportement non-linéaire de la structure sous chargements sismiques. Il s'agit d'une technique de modélisation simple mais efficace avec des éléments de poutres multifibres : l'introduction numérique des renforts FRP est simplement réalisée en jouant sur la pente d'adoucissement du comportement du modèle béton en compression de façon à prendre en compte l'effet de confinement des renforts FRP.

4.3 Contribution au projet Smart2013

4.3.1 Introduction

Le comportement non-linéaire de la structure en béton armé sous excitation sismique reste ouvert et motive la communauté scientifique à améliorer les méthodes d'évaluation et de conception. En particulier, dans le cas de structures présentant un comportement couplage 3D torsion-flexion, une meilleure compréhension du comportement mécanique sous chargement sismique est nécessaire. En 2006, le projet «Seismic design and best-estimate Methods Assessment for Reinforced concrete buildings subjected to Torsion and non-linear effects» SMART a été mis en place par le CEA et Électricité De France (EDF). Cette maquette SMART est de forme trapézoïdale en plan ce qui génère des effets tridimensionnels importants tels que de la torsion [Figure 4-31]. Le projet visait à analyser des maquettes en béton armé représentatives d'un ouvrage à risque spécial, en particulier nucléaire. Le premier objectif de cette campagne était de déterminer la capacité sismique de ce type d'ouvrage soumis à des comportements non linéaires et à la torsion. Pour atteindre cet objectif, la structure a été soumise à des séismes synthétiques de très fortes intensités présentant des spectres destructifs. Le deuxième objectif était de connaître les mouvements sismiques transmis par ce type de structure à ses équipements. Les résultats du benchmark furent présentés en Juillet 2008 et en Décembre 2010 lors des deux premiers workshops SMART qui se sont tenus au CEA de Saclay (Lemitte et al. 2008).

Dans le cadre du projet SEISM de l'accord bipartite CEA/EDF, et dans la continuité de la campagne expérimentale SMART 2008, une nouvelle maquette (SMART 2013) a été construite et testée sur la table vibrante Azalée en juillet 2013. Excepté le design de la semelle qui a été modifié suite à l'analyse des résultats de la campagne SMART 2008, la maquette SMART 2013 est identique à la maquette SMART 2008. Les principales différences par rapport à la campagne expérimentale SMART 2008 sont les suivantes : (i) les signaux sismiques retenus sont des signaux naturels (exceptés pour les bruits blancs et le signal de dimensionnement), (ii) des niveaux importants de séisme seront appliqués plus tôt dans le déroulement de la campagne, (iii) l'effet d'une réplique en fin de campagne expérimentale sera considéré (Richard and Chaudat 2014).

Les objectifs du projet SMART 2013 sont:

- Comparer et valider les approches utilisées pour évaluer les réponses dynamiques des structures en béton armé sujettes à un chargement sismique et exhibant des effets 3D couplant torsion et cisaillement,
- Vérifier la capacité des approches de calculs avancées à prédire de manière satisfaisante la réponse de telles structures,
- Quantifier la vulnérabilité d'une structure en béton armé en contexte probabiliste.

Des données de référence ont été produites pour alimenter le benchmark international SMART 2013 planifié en quatre étapes différentes [Figure 4-30] :

Étape #1 : les données géométriques et les propriétés des matériaux (de conception et de mesure) sont prévues pour les participants. Cette étape vise à permettre aux participants de commencer à

travailler sur leurs modèles numériques (la géométrie, le maillage, la maquette, les matériels et les excitations sismiques).

Étape #2 : les entrées de faible intensité sismique et les résultats expérimentaux correspondants sont fournis. Cette étape permet à chaque participant de calibrer leurs modèles numériques basés sur le comportement structural quasi linéaire de la maquette.

Étape #3 : le comportement dynamique non linéaire de la maquette est analysé. Les entrées sismiques sont fournies aux participants. Cette étape vise à quantifier la performance et la pertinence des lois de comportement lorsque les participants travaillent avec leurs modèles numériques. Aucun résultat expérimental n'est fourni à l'exception des mesures au niveau des actionneurs et les mesures réalisées aux points de référence.

Étape #4 : l'évaluation probabiliste de la vulnérabilité est réalisée. La détermination des courbes de fragilité par rapport aux critères prescrits est le principal objectif de cette étape. En particulier, les effets de la variabilité de la résistance à la traction du béton, et ceux liés à la variabilité spatiale des paramètres mentionnés ci-dessus sont étudiés.

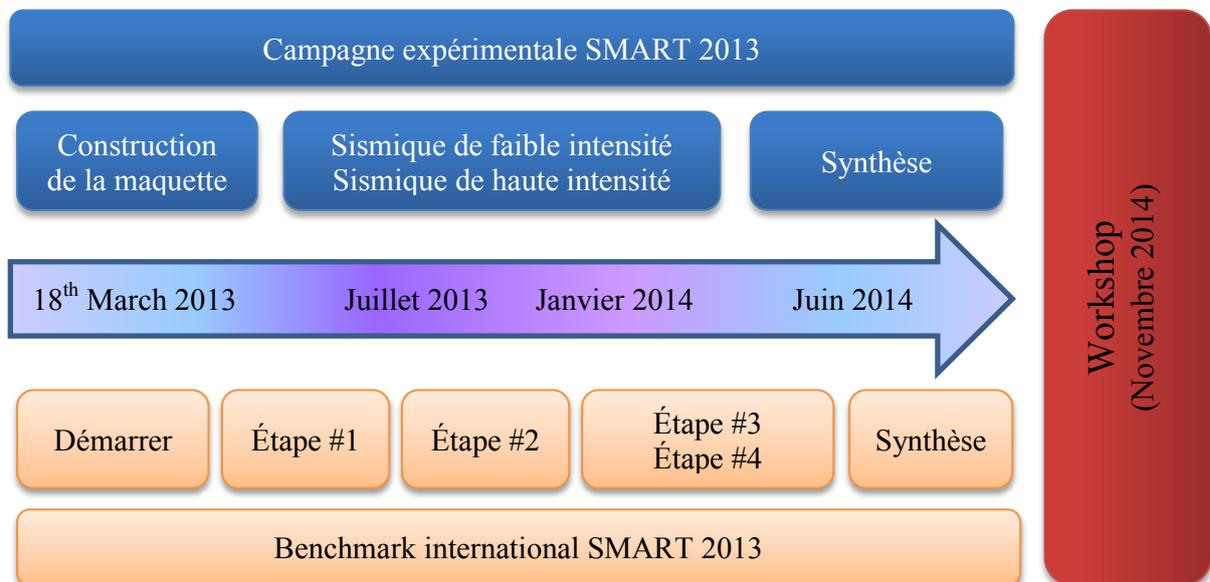


Figure 4-30: Plan de Benchmark international SMART 2013

L'INSA de Lyon participe au Benchmark SMART 2013 en utilisant le modèle non linéaire de Béton INSA implanté dans le logiciel Cast3M. Le nouveau modèle RICCOQ implanté dans la version Cast3M 2013 a aussi été utilisé pour les calculs préliminaires. Il consiste une autre version du modèle RICRAG (section 3.2.5), développé spécifiquement pour les éléments des coques minces. Brièvement, le modèle RICCOQ est de nouveau basé sur la théorie de l'endommagement, sans le couplage avec la plasticité présent dans le modèle RICRAG. Deux indicateurs de dommage en traction et en compression sont pilotés par une même déformation équivalente, de même type que celle employée dans le modèle béton classique de Mazars. Le comportement endommageable ne concerne que les grandeurs physiques en contraintes planes, les effets de flexion sur la coque étant supposés linéaires. L'approche multicouches permet de distinguer les dommages pour les différentes sous-couches dans l'épaisseur, calculés à partir des déformations

dans le plan de la sous-couche considérée. Les trois analyses demandées dans la phase « Blind Prediction » sont conduites dans l'ordre suivant :

- Analyse statique préliminaire (Étape #1)
- Analyse modale et analyse dynamique sous faible intensité sismique (Étape #2)
- Analyse dynamique non-linéaire sous haute intensité sismique (Étape #3)

4.3.2 Description de la maquette SMART2013

La maquette SMART 2013 est une structure en béton armé, de forme trapézoïdale en plan à l'échelle 1/4 représentative, de la moitié d'un bâtiment électrique typique d'une centrale nucléaire. Elle a été dimensionnée et fabriquée selon la réglementation nucléaire française (*AFCEN 1989*), les recommandations *ASN (2006)*, ainsi que les Eurocodes. Cette maquette est composée de trois voiles, assemblés en U. Deux de ces voiles comportent des ouvertures respectivement de 1.25m × 0.75m et de 0.5m × 0.5m. Les voiles et planchers ont une épaisseur de 10 cm. La structure vide pèse 11.9 t. Afin de respecter les rapports de similitude il est nécessaire d'ajouter des masses additionnelles, c'est à dire 11.45 t ; 12.17 t et 10.25 t appliquées aux niveaux 1, 2 et 3.



Figure 4-31: Vue de la maquette SMART2013 (Richard and Chaudat 2014)

La table vibrante AZALEE peut être considérée comme un bloc semi-rigide avec une masse totale de 25 tonnes à 8 points de vérins hydrauliques, 4 dans les directions horizontales et 4 dans la direction verticale [Figure 4-32]. La distance entre deux actionneurs verticaux est de 4 m. La distance entre deux actionneurs horizontaux est de 7.06 m. Les axes des vérins horizontaux sont situés à 0.52 m au-dessous de la face supérieure de la table vibrante. Afin de contrôler les conditions aux limites de manière efficace, les différentes données suivantes sont fournies aux participants:

- L'accélération et l'histoire du temps du déplacement de la table,
- L'accélération et le déplacement en fonction du temps à chaque niveau de l'actionneur (les points X1, X4, Y2, Y3, Z1, Z2, Z3 et Z4 représentés sur la Figure 4-32,
- Les fréquences naturelles de l'échantillon dans les différentes conditions aux limites.

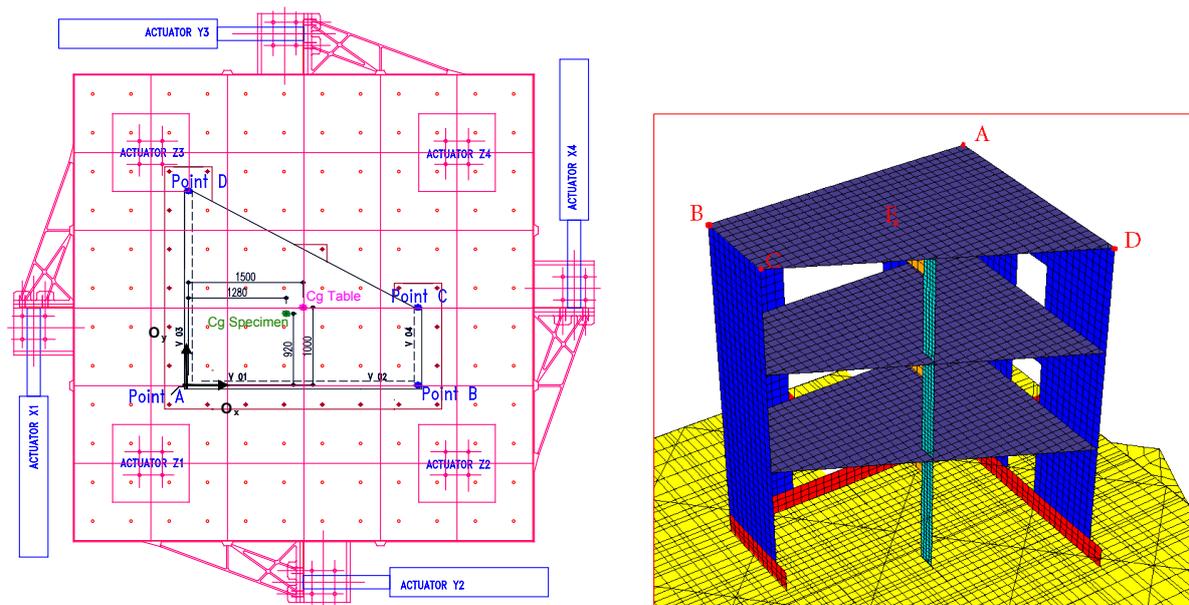


Figure 4-32: Vue en plan de la table vibrante AZALEE et vue en perspective de la structure

La masse totale de la maquette est de 70 t, table vibrante incluse. Les matériaux choisis sont ceux couramment utilisés dans l'ingénierie nucléaire avec un béton de type C30/37 et des aciers de renforcement de type Fe500.

La maquette est soumise à plusieurs excitations sismiques. Les séquences de test sont données dans la Table 4-8. Le test est composé de 3 séquences sismiques: la première est entièrement synthétique et les deux autres sont naturelles (la dernière séquence naturelle simule une réplique). Ces trois séquences sont divisées en 9 courses dans le but d'assurer un contrôle précis de la table vibrante lors des essais sismiques. Les 9 pistes qui composent la campagne expérimentale sont présentées dans la Table 4-9. Les accélérogrammes normalisés et les spectres normalisés des entrées sismiques sont exposés dans l'annexe C.4.

Séquences	PGA X (g)	PGA Y (g)	Magnitude	Type
0	0.10	0.10	-	Synthétique
1	0.20	0.20	-	Conception
2	1.78	0.99	6.7	Réel – de sismique à Northridge
3	0.37	0.31	5.2	Réel – de sismique à Northridge

Table 4-8: Mouvement normalisé du sol - séquences sismiques

Run	PGA cible X [g]	PGA cible Y [g]	PGA réalisée X [g]	PGA réalisée Y [g]	Type	Étape
6	0.10	0.10	0.10	0.10	Synthétique	
7	0.10	0.10	0.13	0.14	Conception	2
9	0.20	0.20	0.22	0.23	Northridge	3

11	0.20	0.11	0.21	0.16	Northridge	3
13	0.40	0.21	0.40	0.21	Northridge	3
17	0.80	0.42	0.60	0.40	Northridge	3
19	1.78	0.99	1.10	1.00	Northridge	3
21	0.12	0.07	0.14	0.14	Northridge	3
23	0.37	0.31	0.70	0.40	Northridge	3

Table 4-9: Excitations normalisées

4.3.3 Analyses préliminaires - Étape #1 + Étape #2

Les caractéristiques mécaniques de base du matériau béton adoptées dans l'analyse sont celles habituellement utilisées dans l'industrie nucléaire française :

- Module d'Young $E = 32\,000$ MPa
- Résistance en compression uniaxiale $f_{cj} = 30$ MPa
- Résistance en traction uniaxiale $f_{tj} = 2.4$ MPa
- Coefficient de Poisson $\nu = 0.20$
- Densité $\rho = 2400$ kg/m³

Les caractéristiques des aciers sont celles fournies dans le rapport de présentation (*Richard and Chaudat 2014*):

- Module de Young $E = 200\,000$ MPa
- Résistance élastique $f_e = 500$ MPa
- Déformation à la rupture: $A_{gt} = 5\%$

Maillages du modèle

La maquette SMART 2013 est modélisée par une approche semi-locale 3D coques minces multicouches. Elle permet une bonne représentation du cisaillement dans le plan des éléments constitutifs de la maquette. La flexion dans le plan et hors plan de ces mêmes éléments est aussi prise en compte. Ce type d'élément a été validé dans la [section 3.4](#).

Pour utiliser le modèle béton INSA, les trois voiles sont modélisés avec des éléments de type DKT intégré avec 3 points de Gauss pour l'intégration dans le plan et 3 points d'intégration dans l'épaisseur. Le maillage des voiles a été choisi de façon à ce que la connexion avec les éléments d'acier puisse se faire en une position très proche de la position exacte, conformément aux plans de ferrailage. Le même type d'élément a été utilisé pour représenter les trois dalles, les poutres et les poteaux. Cependant, dans l'épaisseur des dalles, 7 points d'intégration ont été utilisés, dans celle des poteaux 5 et dans celle des poutres 3. Des éléments de type « BARRE » à deux nœuds ont été utilisés pour représenter les aciers verticaux et horizontaux des voiles et des poutres, tandis que les aciers des dalles et des poteaux sont représentés à l'aide d'éléments de type « GRILLE » excentrés. La maquette est considérée comme parfaitement reliée à la table vibrante, les nœuds inférieurs des trois voiles et du poteau étant confondus avec des nœuds au même endroit de la table vibrante. Le nombre total d'éléments du maillage s'élève à 22233 et celui des nœuds à

13519. Le même maillage est employé dans le cas du modèle RICCOQ où les voiles sont modélisés avec des éléments de type COQ4 intégrés avec 4 points de Gauss pour l'intégration dans le plan et 5 points d'intégration dans l'épaisseur. Le maillage complet 3D coques multicouche est présenté à la [Figure 4-33](#).

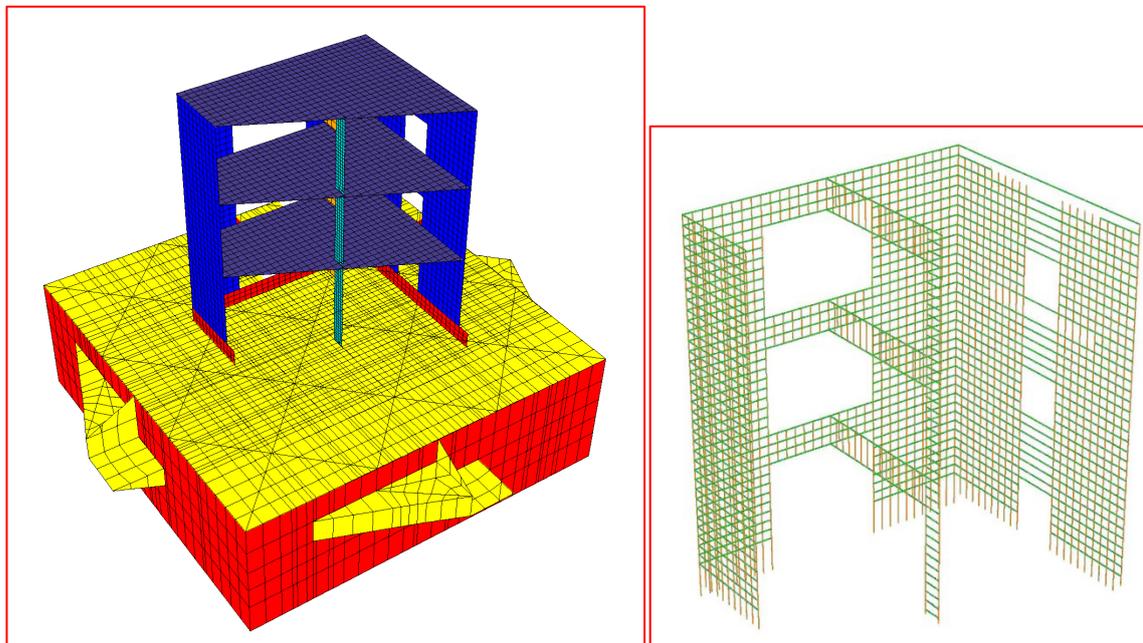


Figure 4-33: Modèle SMART 2013 (a) Table vibrante et la maquette (b) Maillage des armatures

Pour valider le modèle numérique, les poids propres et les fréquences propres de chaque partie de la maquette (la structure + la table vibrante) doivent être comparés avec l'expérience, trois conditions aux limites différentes sont donc envisagées:

- La maquette est fixée au niveau de la base et n'est pas chargée avec des masses additionnelles,
- La maquette est fixée au niveau de la base et est chargée avec des masses additionnelles
- La maquette est liée à la table vibrante et est chargée avec des masses additionnelles. Les points d'ancrage entre les actionneurs et la table vibrante sont fixés.

Le maillage de la table vibrante est fourni par le CEA. Au lieu de définir le comportement d'interface entre la maquette et la table vibrante, la plaque horizontale supérieure de la table a été remaillée afin de créer des nœuds aux mêmes positions que les nœuds de la maquette, de sorte que la structure est bien considérée comme encastree à la table vibrante.

Les masses additionnelles appliquées au niveau des dalles de la structure ont été attribuées à tous les éléments finis des dalles proportionnellement à la densité du béton en changeant la densité de ces éléments afin de se conformer aux valeurs indiquées données dans le rapport de projet. Donc 11.45t ; 12.17t et 10.25t de masses additionnelles appliquées aux niveaux 1, 2 et 3, simulées via une densité modifiée des éléments de ces dalles égale à 24210 kg/m^3 ; 25581 kg/m^3 et 21924 kg/m^3 respectivement.

Validation du modèle numérique

Trois calculs statiques sous charge de poids propres sont effectués. Les isovaleurs des déplacements verticaux et les réactions d'appuis sont présentés dans la Figure 4-34 et la Table 4-10. Les résultats numériques sont proches des mesures expérimentales. Le modèle numérique est donc validé du point de vue du calcul statique.

Quatre modes de la structure en incluant les masses additionnelles sont décrits dans la Figure 4-35 et la Table 4-11. On peut voir dès les deux premiers modes, l'apparition de la torsion d'ensemble, même si la vibration du premier mode se produit en principalement dans la direction xx, tandis que celle du deuxième mode est dans la direction yy. Si la valeur propre du premier mode est très proche de l'expérimental (6.28 Hz – numérique et 6.3 Hz – expérimental), nous pouvons constater que les valeurs propres du deuxième et troisième mode sont un peu différentes. Ces écarts peuvent être expliqués par des conditions limites imparfaites dans le test expérimental. Nous pouvons conclure que le modèle numérique est validé au calcul modal.

	Réaction [N] (Numérique)	Masses [t] (Numérique)	Masses [t] (Expérimental)
Maquette fixée au niveau de la base sans masses additionnelles	1.18E+05	12.0	11.9
Maquette fixée au niveau de la base avec masses additionnelles	4.49E+05	45.7	45.0
Maquette + Table vibrante avec masses additionnelles	6.89E+05	70.2	70.0

Table 4-10: Comparaison des masses totales entre l'approche numérique et l'expérience

Cas		Mode 1 [Hz]	Mode 2 [Hz]	Mode 3 [Hz]
Numérique	Maquette fixée au niveau de la base sans masses additionnelles	21.8	38.1	68.8
	Maquette fixée au niveau de la base avec masses additionnelles	9.4	16.7	32.9
	Maquette + Table vibrante avec masses additionnelles	6.3	9.1	19.4
Expérimental	Maquette + Table vibrante avec masses additionnelles	6.28	7.86	16.5

Table 4-11: Comparaison des trois premières modes (numérique et expérimental)

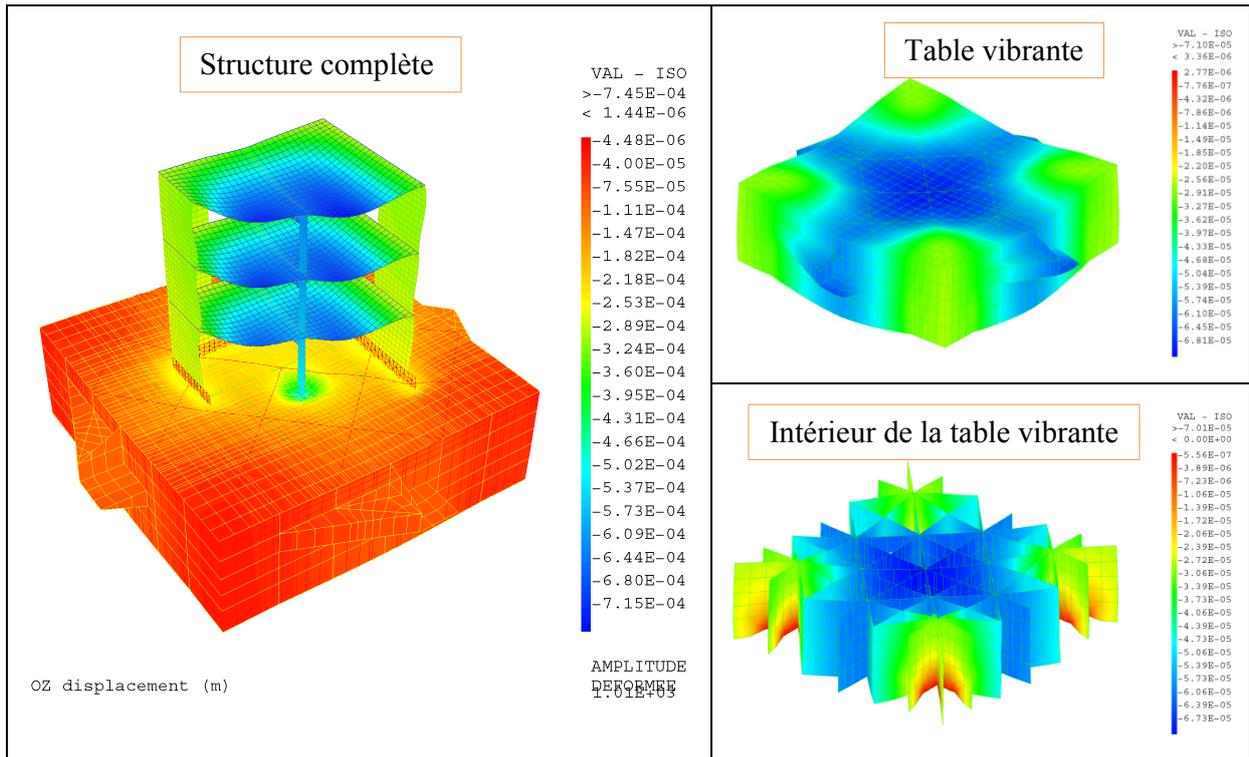


Figure 4-34: Déplacements verticaux de la structure sous chargement additionnel

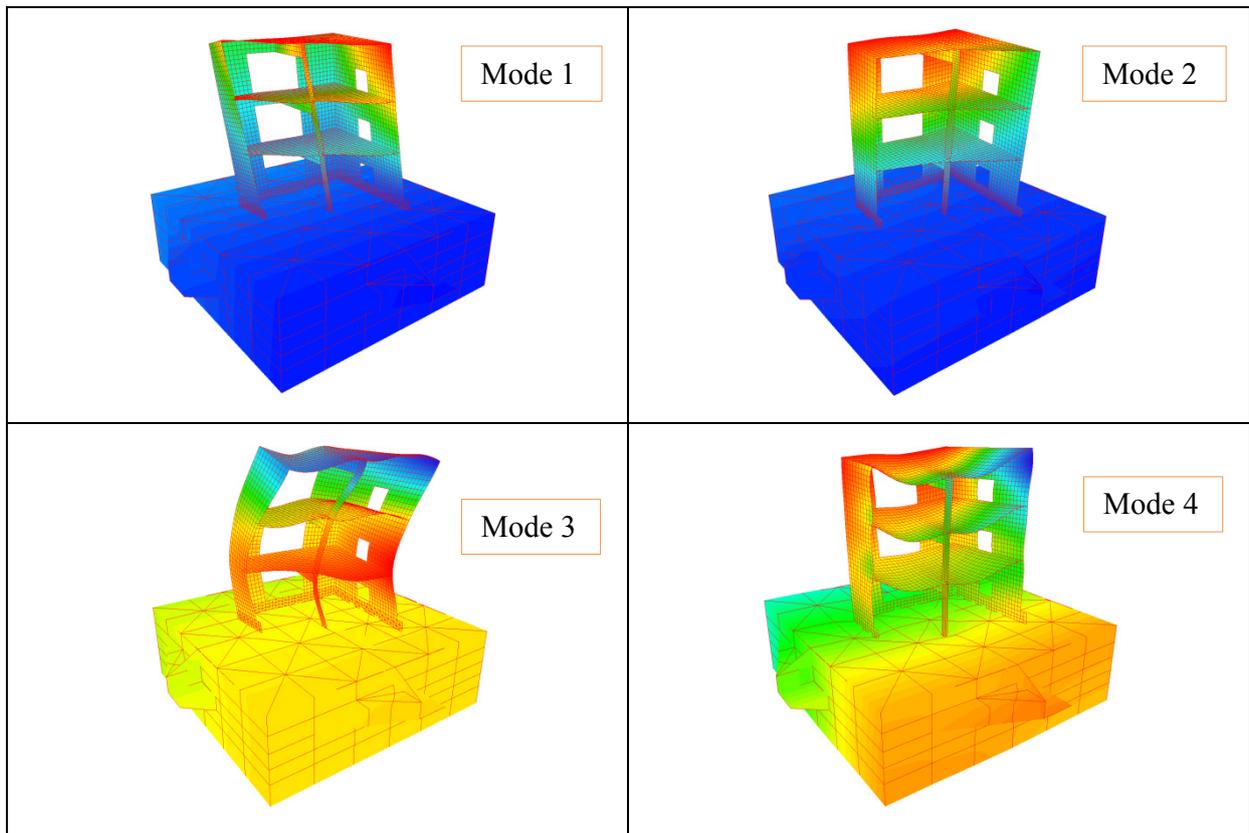


Figure 4-35: Modes avec masse additionnelle

Analyse dynamique sous faible intensité sismique

Dans cette étape d'analyses préliminaires, les entrées de faible intensité sismique (Run N°6 et Run N°7 [Table 4-9]) et les résultats expérimentaux correspondants sont fournis. Les déplacements d'entrée aux points d'application des vérins de la table sont directement fournis sous la forme de conditions en déplacement, variables en temps. Le calcul non linéaire est effectué avec la procédure PASAPAS de CAST3M (schéma implicite de l'accélération moyenne de Newmark, avec un algorithme itératif de Newton pour vérifier l'équation d'équilibre en fin de chaque pas de temps). Il faut noter que cette procédure de pilotage de calcul en dynamique est différente de la méthode classique pour le calcul de structures encastrees à la base qui consistent à appliquer des champs d'efforts externes, correspondant aux efforts inertiels induits par le séisme. Ce procédé de pilotage paraît parfaitement adéquat dans le contexte de la simulation de la maquette SMART 2013 grâce à la richesse et la précision des signaux sismiques en déplacement aux nœuds d'application des vérins.

Pour confirmer la méthode de pilotage ainsi que les caractéristiques élastiques de notre modèle numérique, nous présentons quelques exemples de validation. Sur la Figure 4-36, deux comparaisons « Numérique – Expérimental » sont proposées : les déplacements absolus du point D au 3^{ème} étage suivant OY et les spectres d'accélération calculés à partir des résultats extraits au même point D suivant OX sous l'excitation Run N°7. Les tendances des courbes de résultats sont cohérentes. Les pics en déplacement sont bien prédits ce qui tend à valider nos choix en matière d'amortissement précisés dans la suite. Pour les spectres de plancher, les formes des spectres de pseudo-accélération sont en bon accord avec les spectres issus des données expérimentales. Notons que les pics exhibés sur le spectre (numérique et expérimental) sont aux mêmes fréquences, mais avec des différences assez importantes en termes de valeurs de pics, qui sont connues comme très sensibles au choix du type d'amortissement injecté dans ces premiers calculs quasi élastiques. Pour le calcul non linéaire avec des niveaux de dommage notables, ces premiers résultats relatifs à des vibrations de très faible amplitude sont jugés satisfaisants.

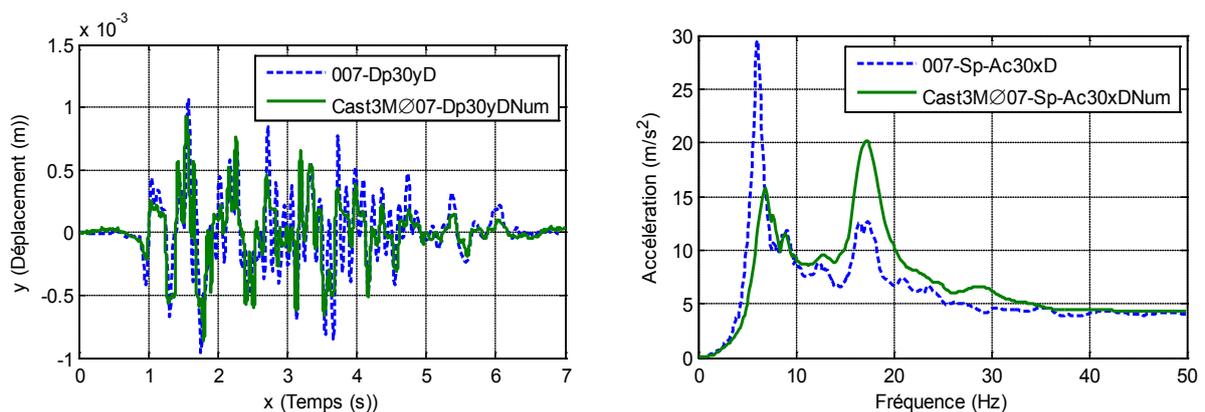


Figure 4-36: Déplacements absolus du point D au 3^{ème} étage suivant OY et le spectre d'accélération du point D au 3^{ème} étage suivant OX sous excitation N°7

En conclusion, cette étape permet de calibrer les paramètres des modèles numériques relatifs au comportement structurel quasi linéaire de la maquette. Plusieurs paramètres peuvent jouer des rôles importants comme l'amortissement et le module élastique du béton. Vue la cohérence des résultats du modèle numérique par rapport aux résultats expérimentaux obtenus, nous restons sur

les hypothèses : l'amortissement est de type Rayleigh $C = \alpha M + \beta K$ calé sur l'amortissement de deux premières fréquences avec $\alpha = 2.24$ et $\beta = 0.001$ correspondant deux premières mode de 6.5 Hz et 7.9 Hz avec $\zeta_1 = \zeta_2 = 5\%$ (voir les formules dans la [section 2.4](#)). M et K sont la matrice de masse et la matrice de rigidité sans les conditions aux limites, respectivement. Le module élastique adopté pour le modèle de béton est $E = 32\text{GPa}$. Ces hypothèses sont utilisées pour les calculs non-linéaire avec des fortes intensités sismique dans l'étape #3.

4.3.4 Analyses dynamique sous forte intensité sismique

Dans cette étape, le comportement dynamique non linéaire de la maquette est analysé. Les entrées sismiques sont les Run9, Run11, Run13, Run17, Run19, Run21, Run23 [[Table 4-9](#)]. Cette étape vise à quantifier la performance et la pertinence des lois de comportement des modèles numériques. Aucun résultat expérimental n'est fourni à l'exception des mesures au niveau des actionneurs et les mesures réalisées aux points de référence. Notre contribution est d'effectuer les calculs avec deux modèles de béton dont le modèle béton INSA et le modèle béton RICCOQ. Les paramètres adoptés pour ces deux modèles sont résumés dans les [Table 4-12](#) et [Table 4-13](#). Les calculs sont effectués consécutivement afin de tenir en compte de l'état d'endommagement initial de façon réaliste.

Les résultats numériques sont exportés selon les points de références A, B, C, D, E. Ils sont tout d'abord comparés entre les deux modèles numériques. Ils sont ensuite comparés avec les résultats des essais.

	Définition	Value
E_0	Module de Young	32.0 GPa
f_c	Résistance en compression	30.0 MPa
f_t	Résistance en traction	2.4 MPa
ε_{tm}	Déformation à la rupture en traction	5.0E-03
ε_{rupt}	Déformation à la rupture en compression	15.0E-3

Table 4-12: Paramètres adoptés pour le modèle béton INSA

	Definition	Value
E_0	Module de Young	32.0 GPa
f_c	Résistance en compression	30 MPa
f_t	Résistance en traction	2.4 MPa
G_{ft}	Énergie de fissuration en traction	160J.m
G_{fc}	Énergie de fissuration en compression	2000J.m

Table 4-13: Paramètres adoptés pour le modèle béton RICCOQ

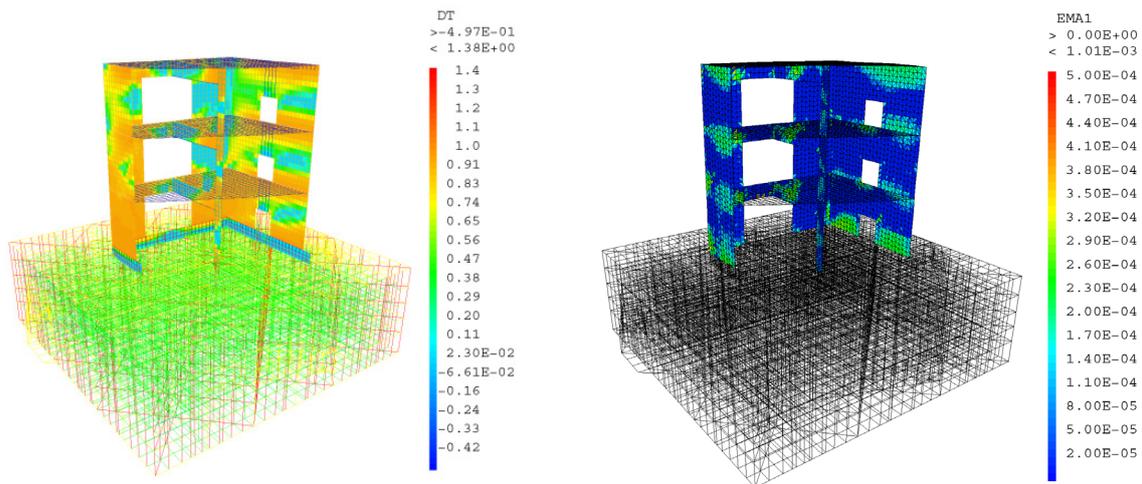


Figure 4-37: Zones endommagées à la fin de l'étape #3 avec modèle béton RICCOQ et le modèle béton INSA

La Figure 4-37 montre les zones endommagées calculées par le modèle béton RICCOQ en montrant les isovaleurs de l'indicateur de dommage en traction. On constate que plupart des voiles au rez de chaussée sont endommagées. Ces fissures ont tendance à se propager sur la hauteur de la structure. Pour le modèle béton INSA, on visualise sur la Figure 4-37 les déformations extrêmes de compression dans les repères de fissure : les zones de fortes de compression sont cohérentes avec le modèle précédent (zones de dommage en traction), avec visiblement une plus forte localisation dans les voiles au niveau des planchers de la structure.

Les déplacements absolus suivant OX du point A au premier étage pour les calculs numériques et les essais sont comparés dans la Figure 4-38. Il faut noter que les résultats expérimentaux sont fournis aux participants à la fin de l'étape #3 afin d'évaluer la capacité de prédiction des modèles.

On peut observer que les déplacements obtenus par les deux modèles numériques (INSA et RICCOQ) sont en bon accord avec les données expérimentales. Les deux prédictions numériques sont très proches au cours de l'excitation la plus importante (l'excitation 19), et fournissent à la fois une très bonne estimation de la réponse de la structure en termes de déplacement et de fréquence. Le pic du déplacement absolu est environ 28 mm, approximativement à 65.5 s, est bien prédit, correspondant à un déplacement différentiel global de 0.8% (rapport entre le déplacement relatif et la hauteur de la maquette). Globalement, sur la base des valeurs limites données en termes de déplacement différentiel entre étages (drift) par le guide FEMA-356 pour les bâtiments avec des murs de cisaillement, le « drift » global de la maquette est entre l'état de limite de dommages modérés (0.5%, « Immediate Occupancy ») et l'état de limite de dommages significatifs (2%, « Life Safety »). Les différentes réponses temporelles des deux modèles numériques sont données sous l'excitation 21, soulignant un décalage de déplacement absolu par rapport à la réponse expérimentale. On peut noter que l'amplitude de déplacement de l'ordre de 1 mm est très faible par rapport aux déplacements obtenus lors de l'essai précédent (l'excitation 19). Ces décalages peuvent être expliqués par le fait que les vibrations libres à la fin de l'excitation 19, de l'ordre de 30 mm, polluent vraisemblablement la réponse prédite au cours de l'excitation suivante (l'excitation 21). Du point de vue numérique, on peut limiter ce décalage en adoptant une matrice d'amortissement visqueux non-physique afin de forcer la maquette à retrouver rapidement une vitesse et accélération nulles avant de calculer la réponse suivante.

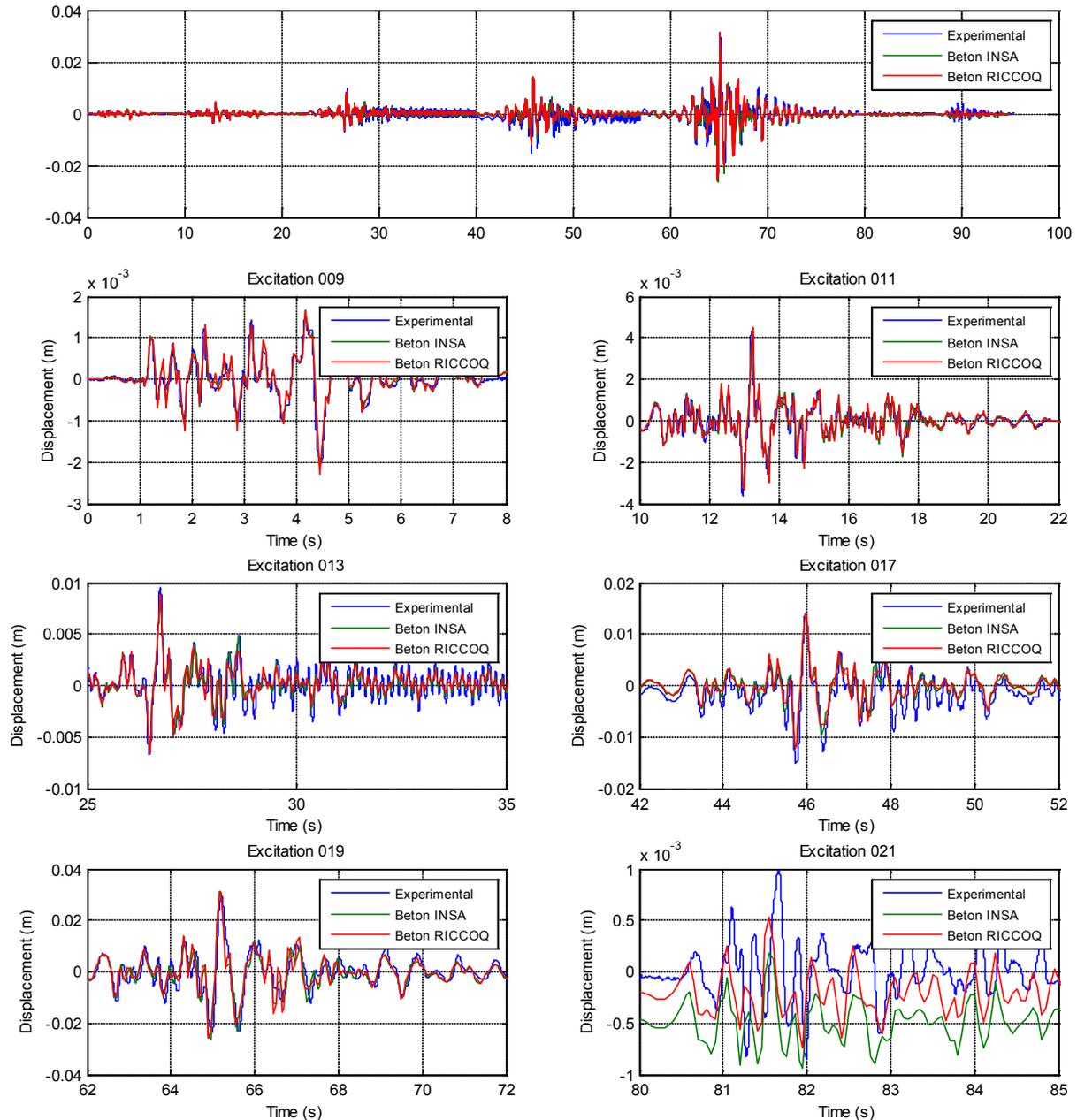


Figure 4-38: Déplacements absolus suivants direction OX du point A en 1ème étage

Les résultats numériques obtenus permettent de valider les lois de comportement des matériaux adoptés et de faciliter l'étude paramétrique de l'étape #4 en utilisant la structure réduite (la maquette sans table vibrante). Par contrainte de temps, notre contribution s'est arrêtée à l'étape #3 du projet. L'évaluation probabiliste de la vulnérabilité demandée à l'étape #4 sera effectuée en dehors du cadre de cette thèse. Dans la section suivante, nous nous baserons sur la maquette SMART-2013 pour effectuer une étude numérique concernant l'apport de différentes stratégies de renforcement par matériaux FRP. Plusieurs configurations de renforcement sont étudiées et comparées numériquement.

4.3.5 Évaluation des stratégies de renforcement

Nous étudions trois configurations de renforcement présentées dans la [Figure 4-39](#) :

- La configuration 1 : tous les voiles du rez de chaussé sont renforcés.
- La configuration 2 : les voiles du rez de chaussé et du premier étage sont renforcés
- La configuration 3 : tous les voiles en cisaillement sont renforcés

Chaque bande FRP contient 2 couches de renfort et sont de 10 cm de largeur. On suppose que les voiles sont renforcés par la même technologie appliquée aux voiles en cisaillement du projet INPERMISE (“INGénierie PERformantielle pour la MISE en SECURité des ouvrages par matériaux composites”) (*Le Nguyen et al. 2014*). La mise en œuvre des ancrages transversaux est donc utilisée. Elle permet de diminuer des effets du décollement des bandes FRP.

Les paramètres du modèle de béton RICCOQ et des aciers utilisés pour la structure non-renforcée sont conservés pour la structure renforcée. Pour les bandes de renforcement, le matériau CFRP de Freyssinet a été investigué. Les caractéristiques mécaniques fournies par le fabricant sont résumées dans la [Table 4-14](#).

Propriétés	Value
Épaisseur d’une bande CFRP	0.48 mm
Résistance en traction	1700 MPa
Module élastique	105000 MPa
Résistance/1cm	8.15 kN

Table 4-14: Caractéristiques du matériau de renforcement

Comme la structure contient des voiles en cisaillement, le but principal du renforcement est l’augmentation de la capacité des voiles aux chargements horizontaux et la diminution de la fissuration dans le béton et des contraintes dans les aciers. Dans notre étude, la configuration du renforcement appliqué aux voiles en cisaillement étudiés dans la [section 4.1.1](#) est retenue car les épaisseurs des voiles dans les deux cas études sont similaires (10 cm dans cette étude et 8 cm dans l’étude des voiles en cisaillement).

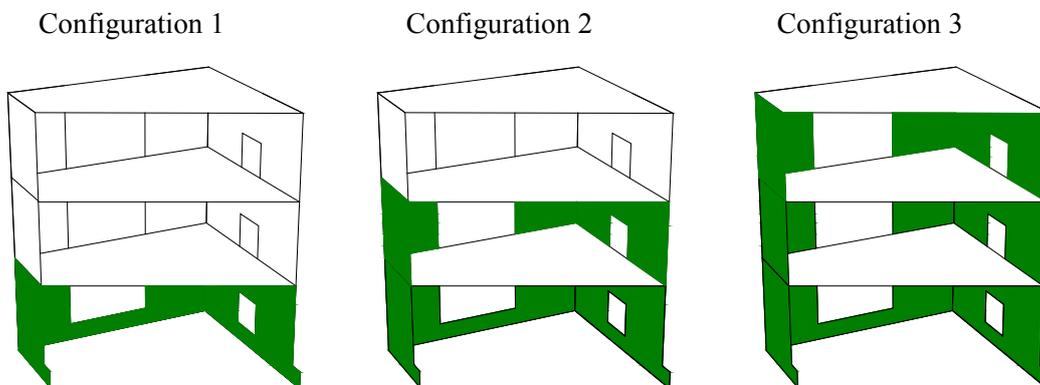


Figure 4-39: Trois configurations de renforcements proposées

La modélisation des renforcements est effectuée tout d'abord par l'extraction des maillages des armatures correspondant à chaque configuration. Le modèle des renforcements est ensuite intégré aux maillages choisis. Les résultats obtenus pour trois configurations de renforcement sont présentés et comparés avec ceux de la structure non-renforcée dans les [Figure 4-40](#) et [Figure 4-41](#).

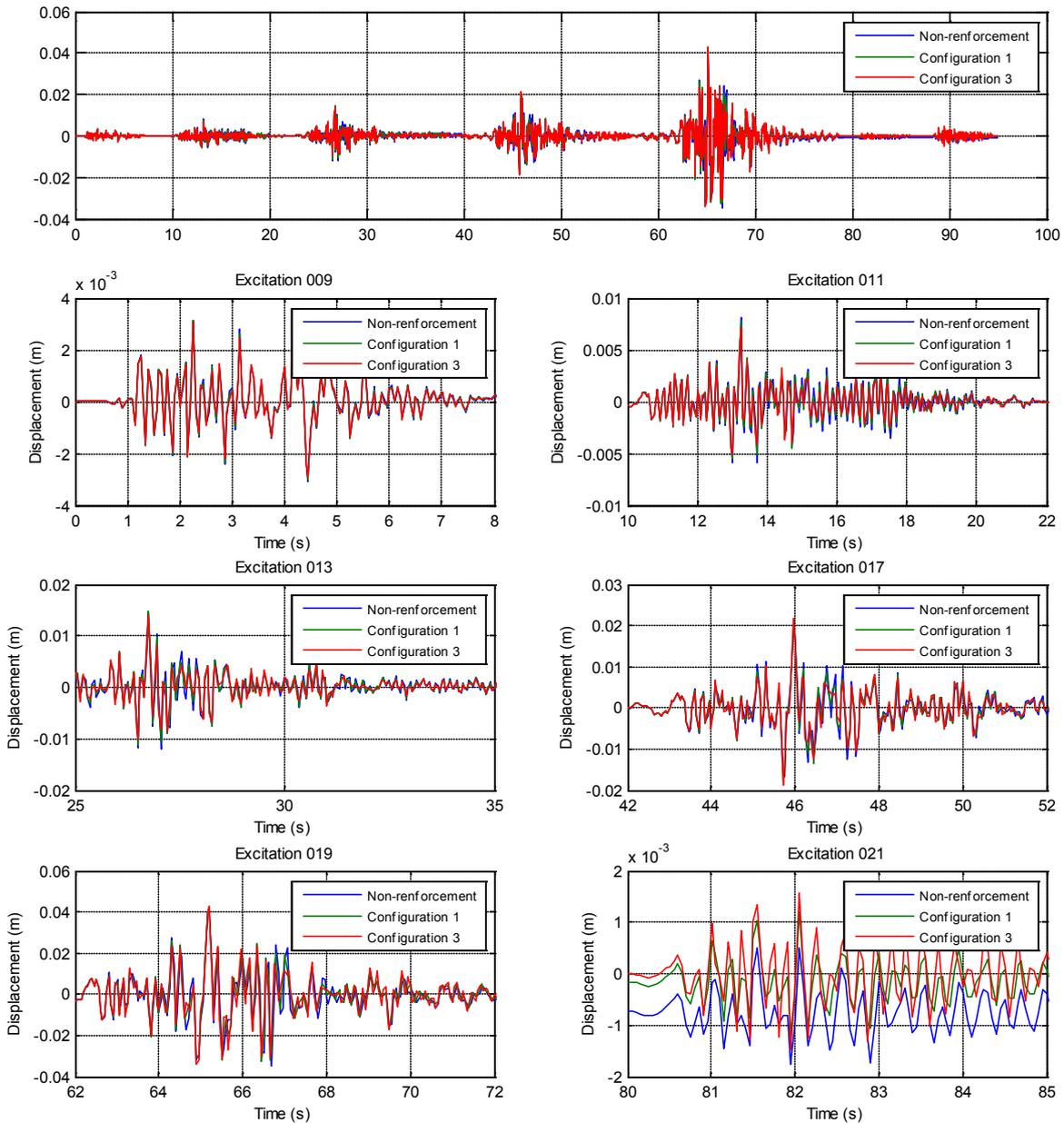


Figure 4-40: Déplacements du point E en 3ème étage suivant OX (Configuration 1, 3)

La [Figure 4-40](#) présente une comparaison des déplacements du point E au 3^{ème} étage suivant OX pour les deux configurations 1 et 3 avec la structure non renforcée. On peut constater que les configurations de renforcement ne changent pas le comportement global de la structure. Les déplacements de la structure renforcée sont juste légèrement moins importants que les déplacements de la structure de référence.

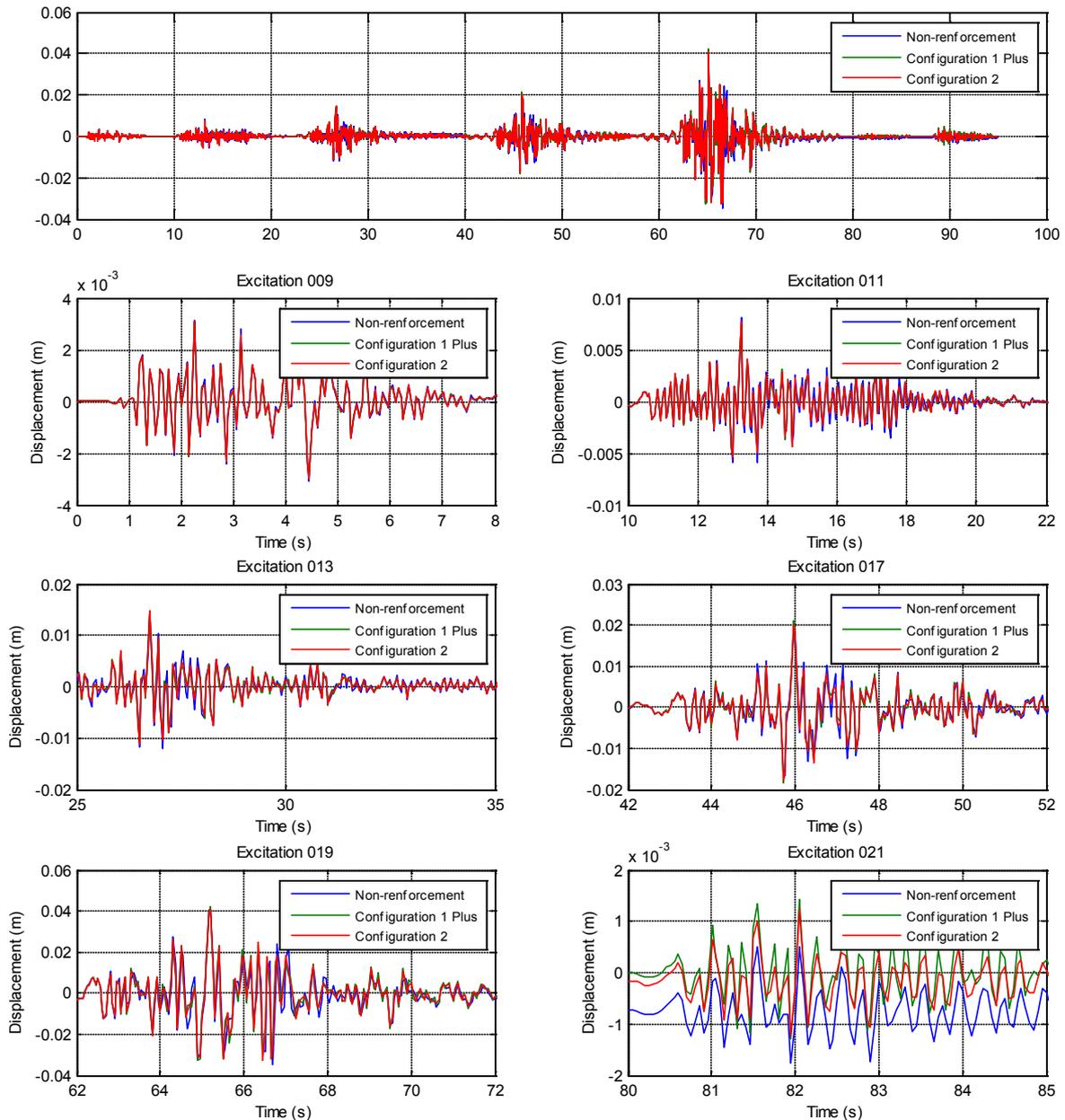


Figure 4-41: Déplacements du point E en 3^{ème} étage suivant OX (Configuration 1 et 2)

La Figure 4-41 présente une comparaison des déplacements du point E au 3^{ème} étage suivant OX des deux configurations 1 et 2 avec la structure non renforcée. Le comportement global de la structure n'est pas influencé par les renforcements. Les déplacements de la structure renforcée sont légèrement moins importants que les déplacements de la structure de référence. La Figure 4-42 présente la comparaison entre la structure de référence avec la structure renforcée selon la configuration 3. Cette fois ci, les zones endommagées après chaque excitation sont analysées. Nous pouvons constater que les renforcements permettent de diminuer et retarder des zones endommagées sur la structure. J'ai mis sur [Youtube](#) une vidéo présente la propagation des zones endommagées sur les deux structures renforcée et non renforcée. Actuellement, il ne dispose pas des résultats expérimentaux pour la structure renforcée mais les résultats numériques obtenus confirment l'intérêt des renforcements à la structure.

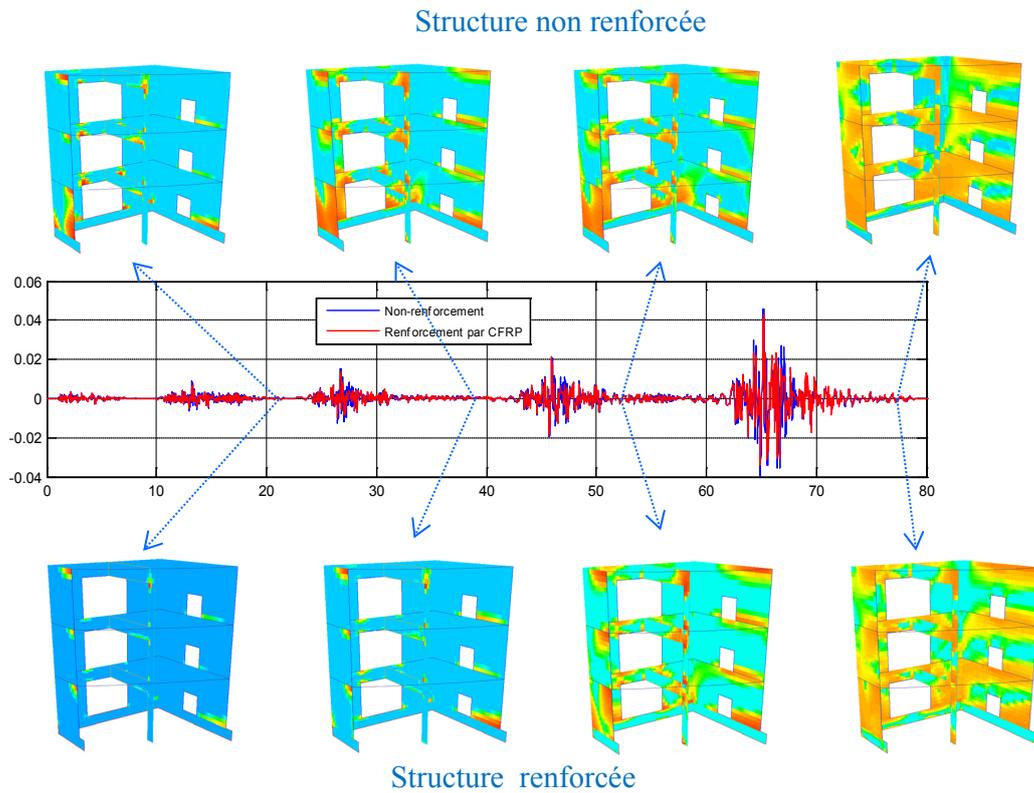


Figure 4-42: Modes de rupture des structures non renforcée et renforcée [\[Video Youtube\]](#)

Un calcul pushover est conduit afin de comparer les performances des configurations de renforcement. Il s'agit d'appliquer une charge progressive selon la déformation modale du mode le plus important. La Figure 4-43 présente des zones endommagées de la structure non renforcée et des structures renforcées à la force latérale de 1.5MN.

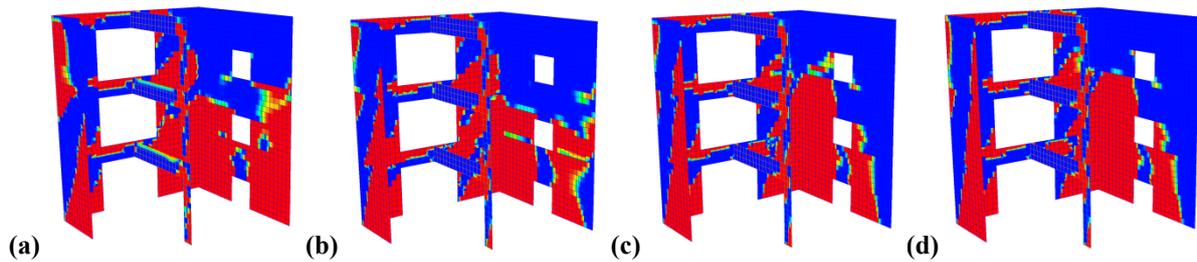


Figure 4-43: Zones endommagées de la structure à la force latérale de 1.5 MN pour le calcul pushover selon le premier mode propre : (a) structure non renforcée, (b) structure renforcée par la configuration 1, (c) structure renforcée par la configuration 2, (d) structure renforcée par la configuration 3

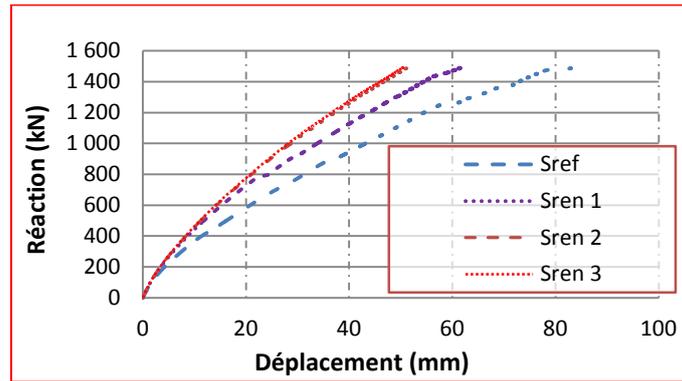


Figure 4-44: Courbes déplacement-réaction du centre de masse au 3^{ème} étage selon la direction OX pour un calcul pushover selon le premier mode propre Sref : structure non renforcée, Sren « x » : structure renforcée pour la configuration « x »

La Figure 4-44 présente les courbes pushover au centre de masse du 3^{ème} étage selon la direction OX pour les calculs pushover appliquées selon le premier mode propre de la structure. On peut constater que les renforcements permettent d’augmenter la résistance en cisaillement et de diminuer le déplacement absolu de la structure. Les zones de dégradation sont aussi changées selon les configurations de renforcement proposées [Figure 4-43]. La configuration 3 ne change pas le comportement de la structure si on compare les dommages avec la configuration 2.

4.3.6 Conclusion et perspective

La maquette du projet SMART-2013 a été modélisée par des éléments de coques multicouches en utilisant deux modèles de comportements pour le béton dont le modèle INSA et le modèle RICCOQ. Les résultats obtenus par la contribution de l’étape #1 à l’étape #3 montrent la pertinence des modèles et de la stratégie de modélisation adoptés.

Comme nous en avons discuté dans le chapitre 2, les paramètres d’entrés comme l’amortissement total équivalent, les paramètres physiques des matériaux et les lois de comportements des matériaux influencent les résultats de l’analyse non-linéaire. Dans cette étude, les renforcements sont simplement intégrés dans le modèle sans modifier ces paramètres d’entrée. Les configurations de renforcement proposées ne sont pas efficaces au regard des comparaisons de déplacements absolus aux trois niveaux de la structure. Il peut être expliqué par l’effet du comportement en torsion de la structure où les renforcements en plan appliqués aux voiles porteuses ne sont pas suffisamment.

CONCLUSIONS ET PERSPECTIVES

Le travail de cette thèse s'articule autour de l'analyse des bâtiments existants exposés au risque sismique. Plus particulièrement, il s'agit d'apporter et de valider des outils numériques permettant d'évaluer efficacement le comportement non-linéaire des structures renforcées. Parmi la diversité des techniques existantes, l'étude se concentre sur le renforcement par placage et enrobage des fibres polymères (FRP).

Concernant le placage de bandes de FRP comme cela est réalisé sur des voiles de contreventement (voiles courts, longs et poteaux courants), l'apport du FRP permet un accroissement des résistances en flexion et en cisaillement ainsi qu'une augmentation de la ductilité. Le renforcement est simplement modélisé par l'introduction d'éléments de type barre, qui représentent les bandes de FRP, au sein d'un modèle validé de structure en béton armé. Le décollement des bandes FRP, constaté expérimentalement et maintes fois relevé dans la littérature, est reproduit de façon simple sous l'hypothèse d'adhérence parfaite béton-FRP, sans introduire d'éléments de type interface dont la définition est délicate (caractéristiques mécaniques de l'élément d'interface) et qui ont le défaut majeur de nuire à la convergence des algorithmes de résolution tel que celui de Newton en dynamique implicite. Une hypothèse d'élasto-plasticité parfaite pour le matériau FRP est alors adoptée pour prendre en compte la résistance du FRP après décollement dans les cas où l'ancrage des extrémités de bandes est assuré, ou bien, lorsque des longueurs effectives suffisantes d'adhérence FRP-béton sont maintenues. Les bandes de FRP jouent aussi un rôle de renfort en flexion sur les fibres extrêmes les plus sollicitées. Pour reproduire la perte d'ancrage observée sur certains tests (poteaux courants), un modèle de type fragile est adopté à la place du modèle élasto-plastique parfait. Enfin, l'apport en ductilité provenant du placage FRP est pris en compte en augmentant les déformations de rupture en traction et en compression du modèle de comportement du matériau béton. Les stratégies numériques pour reproduire la technique de renfort par placage sur la surface des structures en béton armé ont été validées pour les voiles courts et longs, dans les régimes quasi-statique ou dynamique. Pour les simulations en dynamique, les réponses temporelles en termes de déplacement en tête du voile renforcé par FRP sont en bon accord avec l'expérience (tests SAFE, voile T13), de même que les chutes de fréquence et les énergies dissipées.

La technique d'enrobage de la section béton armé avec des bandes FRP est utilisée pour les poteaux. Outre l'apport en termes de résistance au cisaillement, l'apport essentiel de cette technique est le confinement du béton : le béton confiné exhibe une résistance à la compression accrue ainsi qu'une augmentation importante de la ductilité. Le renfort en cisaillement est de nouveau reproduit par l'ajout de matière, sous la forme d'éléments de type barre, avec les caractéristiques propres des FRP. Des lois élasto-plastiques parfaites pour les bandes FRP sont adoptées afin de prendre en compte le décollement du FRP à un certain niveau de déformation identifié expérimentalement ou issu de la littérature. Quant à l'apport en résistance et en ductilité, des lois empiriques issues de la réglementation ou de la littérature sont employées pour augmenter les résistances en compression et la déformation de rupture en compression. La prise en compte numérique du renfort par enrobage FRP des sections béton armé, a été validée pour des poteaux courants ou courts. Notons que certains poteaux courants investigués dans ce travail combinaient les deux techniques de renfort : par placage et enrobage.

Les stratégies de modélisation sont testées tout d'abord à l'échelle de l'élément de structure et introduites dans un second temps à l'échelle du bâtiment entier, comme la maquette SPEAR, de type ossature, testée en pseudo-dynamique, dans un premier temps sans renfort FRP ; puis à nouveau testée avec des excitations sismiques plus fortes, après l'avoir endommagée et réparée par enrobage FRP dans les zones critiques. Les résultats sont convaincants en termes de comportement global de la structure (déplacements, déplacements différentiels entre les étages) et de chute de fréquence. Pour la maquette SMART-2013, de type structure contreventée par des voiles, le test sur table vibrante ne comprend pas d'étape de renforcement après sollicitations dynamiques. Dans le cadre de ce travail, cette structure garde tout son intérêt pour valider dans un premier temps les stratégies numériques pour modéliser le comportement dynamique de structures en béton armé, compte tenu de la richesse d'informations disponibles pour le modélisateur (benchmark international). Les résultats obtenus sont en très bon accord avec l'expérimentation. Un renforcement par placage de FRP, tel qu'il a été présenté dans les études sur les voiles longs et courts, a été modélisé afin d'évaluer le gain de cette technique de renfort en termes de résistance et de ductilité. Les résultats obtenus montrent un apport peu significatif, s'expliquant par le fait que la structure SMART-2013 a subi des dommages importants au vue du renforcement investigué.

En conclusion, la pertinence des techniques de modélisation est confirmée sur une large variété de cas d'étude, couvrant les éléments de structures tels que les poteaux courts, courants et les voiles courts et longs, mais aussi les structures à échelle 1 testées de façon dynamique dans le cadre de benchmarks internationaux comme les programmes SPEAR ou SMART-2013. La pertinence des approches proposées a été démontrée ce qui ouvre la voie à des études paramétriques sur des éléments de structure isolés ou dans leur configuration réelle au sein d'un bâtiment, ainsi qu'à l'optimisation du renforcement.

Néanmoins, les limites des stratégies numériques proposées doivent être soulignées. L'hypothèse d'adhérence parfaite FRP-béton peut être remise en cause lorsque la ruine de la structure est pilotée par la perte d'adhérence comme une poutre renforcée en fibre inférieure soumise à des efforts de flexion. Une meilleure description de la liaison FRP-béton est alors nécessaire. Cela passe par la définition d'un élément d'interface, ou bien, en conservant l'hypothèse d'adhérence parfaite, un maillage très fin de la couche de béton qui est susceptible de se fissurer et se décoller avec les bandes de FRP, comme cela a été validé dans la littérature. Par ailleurs, l'objectif des méthodes numériques mises en place au cours de cette thèse, vise avant tout de reproduire correctement le comportement global en termes de déplacement, d'effort et de mode de ruine ; une précision pour les valeurs locales n'est pas visée. De plus, les nœuds d'ossature constituent des éléments importants dans la résistance des structures de type ossature soumise aux efforts latéraux provenant du séisme. Une meilleure description des effets de cisaillement ayant lieu au sein de ces éléments permettraient de mieux appréhender le comportement global de structures telles que la maquette SPEAR, que ce soit dans les cas non renforcé ou renforcé par FRP. Un autre point est l'amortissement qu'il convient de prendre en compte au sein d'une simulation dynamique temporelle pour les structures en béton armé renforcées par FRP. Ce sujet étant encore très ouvert pour les structures en béton armé compte tenu des phénomènes complexes mis en jeu au niveau du béton, des armatures et de la liaison acier-béton, il l'est encore plus en présence de renforts FRP. Par ailleurs soulignons le développement de nouveaux matériaux composites, les TRC (Textile Reinforced Cement) cette fois-ci à matrice cimentaire et non epoxy comme les FRP, il serait pertinent de jauger de nos modélisations sur ces nouvelles générations de renforcement.

A ANNEXE 1 - PUSHOVER EXPERIMENT AND NUMERICAL ANALYSES ON CFRP-RETROFIT CONCRETE SHEAR WALLS WITH DIFFERENT ASPECT RATIOS

K. Le Nguyen¹, M. Brun¹, A. Limam¹, E. Ferrier², L. Michel²

Article publié dans journal « Composite Structures », Vol 113(2014), P.403-418

A ANNEXE 1 - PUSHOVER EXPERIMENT AND NUMERICAL ANALYSES ON CFRP-RETROFIT CONCRETE SHEAR WALLS WITH DIFFERENT ASPECT RATIOS.....	156
A.1 Introduction.....	158
A.2 Experimental database	160
A.2.1 Materials.....	160
A.2.2 Specimen design.....	161
A.3 Test results	164
A.3.1 Slender wall.....	164
A.3.2 Short wall	167
A.4 Constitutive models for finite element approach	169
A.4.1 Smearred fixed crack model (INSA) for concrete.....	170
A.4.2 Coupled Elasto-plastic damage (RICRAG) model for concrete	173
A.4.3 1D cyclic elastoplastic model for steels and CFRP strips	174
A.5 Pushover Finite Element Analyses	175
A.5.1 Meshes and material properties for unretrofitted RC walls.....	175
A.5.2 Meshes and material properties for CFRP-reinforced RC walls	178

¹ INSA-Lyon, Laboratoire de Génie Civil en Ingénierie Environnementale, Bât. Coulomb, 34 avenue des Arts, 69621, Villeurbanne, France

² Université de Lyon 1, Laboratoire de Génie Civil en Ingénierie Environnementale, 82 bd Niels Bohr-69622 Villeurbanne, France

A.5.3	Main parameters for pushover analyses	178
A.5.4	Global results and failure modes of the slender wall	179
A.5.5	Global results and failure modes of the short wall	181
A.6	Conclusion	186

Résumé

L'efficacité de murs de contreventement pour soutenir les charges sismiques dépend principalement du rapport d'aspect, de la charge verticale, et les rapports de l'armature longitudinale et transversale. Dans cet article, deux murs de béton légèrement armé ont été expérimentalement et numériquement étudiés avec un rapport d'aspect égal à 0.67 (type voile court) et 2.5 (type voile élancé). Stratégies de renforcement ont été considérées à l'aide de fibre de carbone (CFRP). Analyse pushover ont été effectuées en utilisant deux approches numériques de la modélisation: le premier adopte un approche 2D en contrainte plane avec un modèle de béton locale basée sur l'approche de la fissure enduit et une technique de régularisation classique basée sur l'énergie de rupture; la deuxième approche basée sur un modèle d'endommagement élastoplastique couplé en 2D et 3D. Les résultats numériques en termes de charge-déplacements sont très cohérents avec les données expérimentales. Les modes de défaillance observés et zone de fissuration sont reproduits de manière satisfaisante pour les deux murs, avec ou sans le renforcement en fibre de carbone.

Abstract

The efficiency of shear walls to sustain the earthquake loads mainly depends on the aspect ratio, the vertical load, and the ratios of longitudinal and transverse reinforcement. In this paper, two lightly reinforced concrete walls have been experimentally and numerically investigate with an aspect ratio equal to 0.67 (short wall) and 2.5 (slender wall). Different retrofitting strategies have been considered using Carbon-Fiber-Reinforced-Polymer (CFRP) materials. Pushover analyses have been carried out using two advanced numerical approaches for the concrete modeling: the first one adopts a 2D plane stress approach with a local concrete model based on the smeared fixed crack approach and a classical regularization technique based on the fracture energy; the second investigates a coupled elastoplastic damage model using local approach in 2D and 3D simulations. The numerical results in terms of the load-displacements are very consistent with experimental data. The observed failure modes and crack patterns are satisfactorily reproduced for both walls, without or with the CFRP strengthening.

Keywords

RC walls, CFRP retrofit, pushover tests, FE analyses, smeared fixed crack approach, coupled elastoplastic damage approach

A.1 Introduction

Reinforced concrete (RC) shear walls represent one of the most widespread bracing systems for buildings. Post-earthquake observations surprisingly report good seismic behavior of structural wall buildings (*Fintel 1995*) while evaluation of existing buildings according to modern standards often concludes that they provide insufficient safety margins (*Iervolino et al. 2008*). Although reinforced concrete walls are efficient to dissipate the induced seismic energy, they exhibit significant post-earthquake damage. The main causes of damage are: occurrence of unpredictable high seismic activity, improper design and construction flaws. The RC wall response behavior depends to a great extent on its height to length ratio. The RC walls characterized by H/L ratio

greater than 2 are considered as slender or long walls, whereas the walls characterized by H/L ratio less than 2 are considered as short walls. Based on experimental works, some analytical models were developed to predict the inelastic strength of walls subjected to reverse cyclic loading and to assess the natural frequencies of the walls (*Mostofinejad et al. 2012; Su and S. M. Wong 2007; Greifenhagen 2006*).

During an earthquake, the shear walls play a major role in resisting lateral loads for tall concrete buildings. They must be carefully designed to provide not only adequate strength, but also sufficient ductility to avoid brittle failure under strong lateral loads. In this context, current recommendations for the seismic retrofit of RC walls, provided in Eurocode 8-Part 3 (*EN 1998-3 2005*) and exploited by *Fardis (2009)*, aim at enhancing the strength and/or ductility through different procedures such as, for example, the addition of traditional confinement jackets (*Jiang and Kurama 2013*). In the last decade, composite materials such as the Carbon or Glass Fibers associated with Polymeric Matrices (CFRP and GFRP) applied to RC elements by bonding are proved to be effective for the protection and reinforcement of beams and columns. Recent research on FRP composites for strengthening RC shear walls conducted by *Antoniades et al. (2005, 2007)*, *Demeter et al. (2010)*, *Dan (2012)*, *El-Sokkary (2012)*, proved their ability to restore the initial performance of the walls.

In this paper, the behavior of lightly RC walls with two different aspect ratios, 2.5 and 0.6 for the slender and short walls, respectively, has been investigated, first without Carbon-Fiber-Reinforced-Polymer (CFRP) and secondly with CFRP retrofitting. Design of the shear walls and of the CFRP retrofitting strategies, as well as the setup of the experimental campaign are presented. Pushover tests performed under constant axial load are detailed in terms of load-displacement curves and observed crack patterns. The CFRP strengthening of both walls permits to enhance the strength and the ductility of the walls.

Beside experimental testing programs, a better understanding of the structural behavior of the RC wall in buildings requires parametric studies using relevant finite element modeling. A smeared fixed crack approach is adopted under the perfect bond assumption between the steel reinforcement and the concrete. The regularization technique for the softening behavior of the concrete is based on the classical fracture energy concept, modified according to the steel reinforcement for taking into account the so-called tension-stiffening effect. This approach has been validated for shear walls and U-shaped walls under pushover and dynamic tests (*Brun et al. 2011; Ile and Reynouard 2005*), as well as for a complete shear wall building tested on a shaking table (*Ile and Reynouard 2003*). In order to reproduce the debonding between the CFRP strips and the concrete, *Lu et al. (2005a; b)* proposed a mesoscale approach with CFRP elements directly connected to the concrete elements but with very small elements, one order smaller than the thickness of the concrete layer that debonded. The alternative approach (*Lu et al. 2007*) is to introduce an interface element between CFRP and concrete elements, associated with a bond-slip model.

Here, the perfect bond assumption is assumed between the CFRP strips and the concrete: the CFRP strips are simply introduced as bar elements in the model. Nonetheless, pushover tests indicate debonding of the CFRP strips at the tension side of the walls at a strain assessed at 4500 $\mu\text{m/m}$ in the CFRP strips, without breaking the strong anchorage of the CFRP strips in the bottom

embedding. In order to reproduce the observed debonding while accounting for the tensile force in the CFRP strips due to the anchorage, an elastoplastic model has been proposed for modeling the CFRP strips. This approach permits to avoid the introduction of an interface element between the concrete and the CFRP strips and turns out to be efficient for modeling the CFRP-retrofitted RC walls. In addition to the smeared fixed crack model for the concrete, a local coupled elastoplastic damage model is also investigated in 2D and 3D pushover analyses, assuming again the perfect bond between the concrete and the steel reinforcement as well as between the concrete and the CFRP strips.

Numerical results obtained from both numerical approaches are presented and compared with experimental data. The load-displacement curves in both unreinforced and CFRP-reinforced cases are very close to the experimental curves in the case of the slender wall and are in good agreement in the case of the short wall. A post-processing technique proposed by *Matallah et al. (2010)* based on the fracture energy concept permits to obtain crack patterns consistent with the observed crack patterns during the tests. The finite element approach using smeared crack model and the coupled elastoplastic damage model brings insight into the role of the CFRP strengthening in the overall behavior of slender and short walls under constant axial loading and increasing lateral loading: increase of the shear effects in comparison to bending effects, change of the crack pattern, distributive role of the CFRP strips, change of the respective contributions of the longitudinal and transverse reinforcement.

A.2 Experimental database

In this first section, the experimental program carried out in the framework of the French research program INPERMISE (“INGénierie PERformantielle pour la MIse en SEcurité des ouvrages par matériaux composites”), is presented. It involved the construction and the testing of two shear walls with different aspect ratios: the first one is a squat shear wall, labeled as VC1, with an aspect ratio equal to 0.67, and the second one is a slender wall, labeled as VE1, with an aspect ratio equal to 2.5. The two specimens, clamped at their footing and subjected to an imposed displacement at the top beam, under a constant axial load, were tested up to the failure. Two companion walls, labeled as VER1 and VCR1, were reinforced with Carbon Fiber Reinforced Polymer (CFRP) following a specific retrofit design by using 50 mm CFRP strips and effective anchors into the footing. The objective of these tests is to determine the effectiveness of the retrofitting strategy, depending on the aspect ratio of the walls, in terms of ductility and strength of the walls. The presentation will focus on the pushover tests of RC walls and CFRP-reinforced RC walls simulated in the next section. Next, main characteristics (materials, design, and testing conditions) are described.

A.2.1 Materials

Ready mixed concrete was used. In order to assess the mechanical properties, 16x32cm cylindrical specimens were cast and tested at 28 days. For the slender walls (VE1 and VER1), the average compressive strength is determined as 34.65 MPa ± 1 MPa. For the short walls (VC1 and VCR1), the average compressive strength is assessed as 35.93 MPa ± 0MPa. The mechanical

characteristics of the reinforcement are consistent with the current standard with the yield strength equal to 500 MPa (S500B steel).

For the CFRP strips, Freyssinet reinforcement was used. The CFRP reinforcement, called TFC®, provides 70% of fibers in the longitudinal direction and 30% in the transverse direction. Mechanical characteristics provided by the manufacturer are summarized in [Table A-1](#). A special attention is devoted to the clamped condition of the walls by using anchorage system to reinforce the wall joint at the footing.

Properties	Value
Average thickness	0.48 mm
Ultimate strength	1700 MPa
Young modulus	105000 MPa
Strength/1cm (Longitudinal direction)	8.15 kN
Strength/1cm (Horizontal direction)	3.5 kN

Table A-1: CFRP Material Properties

A.2.2 Specimen design

The test setup is displayed in [Figure A-1](#). The specimen is composed of a panel, anchored at a very stiff bottom beam, and subjected to horizontal loads through a top beam. Uplift of the footing with respect to the laboratory floor is prevented by post-tensioned anchor rods. The test program includes two series: first, tests on the two specimens of the slender type with labels VE1 (without CFRP) and VER1 (strengthened by CFRP), and secondly, two specimens of short type with labels VC1 (without CFRP) and VCR1 (strengthened by CFRP).

The walls were tested in the vertical position, cantilevered out from a heavily reinforced foundation block that was anchored at the strong floor. A reaction wall is used to impose horizontal displacement as illustrated in [Figure A-1](#): the pushover test was carried out by imposing displacement at a speed of 0.01 mm/s to the top beam through a hydraulic jack with a capacity of 500 kN. The axial load was supplied to the wall by post-tensioning two high-strength rods with a hydraulic jack at the top beam. The bars were located at mid-length of the specimens on both sides of the panel. The vertical post-tensioning force was maintained at a constant level during the test: 90 kN for the slender walls and 110 kN for the short walls, corresponding to an axial load ratio $\frac{N}{f_c A_g}$ (f_c being the compressive strength and A_g the gross area of the wall section) equal to 0.06 and 0.03, respectively.

Geometric characteristics (length l_w , height h_w and thickness t) along with axial loads of the tested walls are reported in [Table A-2](#). The applied forces were measured using load cells and the horizontal displacements were recorded using linear potentiometers.

Specimen	l_w [m]	h_w [m]	t [m]	N [kN]
VE1	0.6	1.5	0.08	90
VER1	0.6	1.5	0.08	90
VC1	0.9	0.61	0.08	110
VCR1	0.9	0.61	0.08	110

Table A-2: Geometric characteristics of specimens

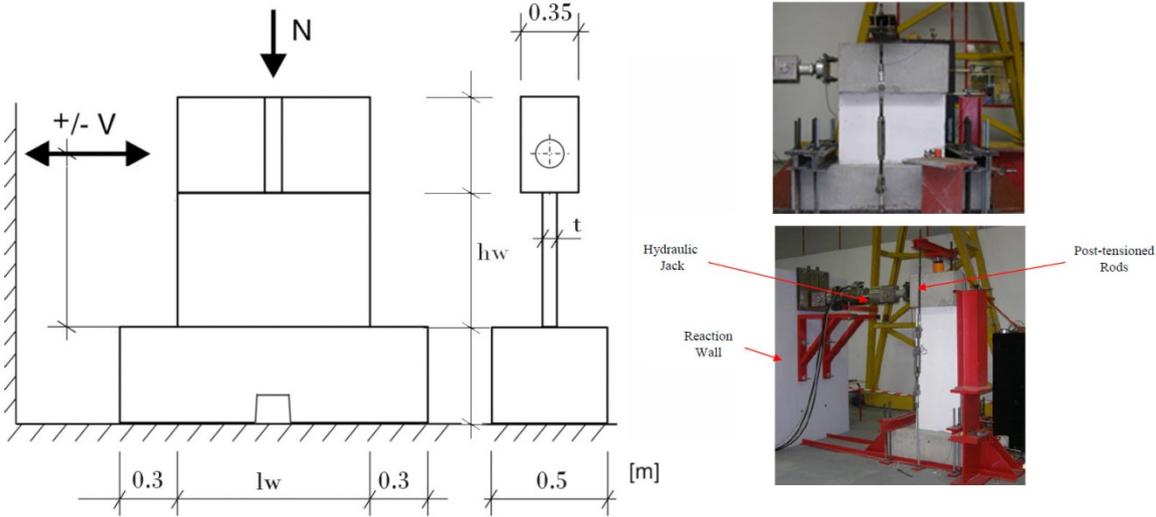


Figure A-1: Setup of the test

The reinforcement for the slender and short walls is depicted in Figure A-2 and Figure A-3, respectively. It is mainly composed of two grids of steel bars of 4.5 mm diameter spaced at 200 mm according to both directions. The boundary reinforcement at each end of the wall consists of two bars of 6 mm diameter. Bars of 12 mm diameter were used for the reinforcement of the top beam and the bottom beam composing the footing of the specimen.

For the retrofit of walls by CFRP materials, CFRP 50 mm wide strips were employed. Before applying the CFRP strips, the wall surfaces were sandblasted and cleaned using high-pressure air gun. Holes into the footing were drilled and cleaned, before putting the CFRP wicks used as anchors [Figure A-4-a]. Holes were also drilled in the thickness of the walls for the anti-buckling anchors [Figure A-4-b]. After the drilling and cleaning stage, the resin adhesive was applied on the wall surface where the CFRP strips will be bonded, and injected into the holes.

Three strips over the total height of the wall were applied on each side of the walls as shown in Figure A-5. The distance between vertical strips is equal to 225 mm for the slender wall (VER1) and 230 mm for the short wall (VCR1). Seven horizontal strips and four horizontal strips were bonded on each side of VER1 and VCR1, respectively.

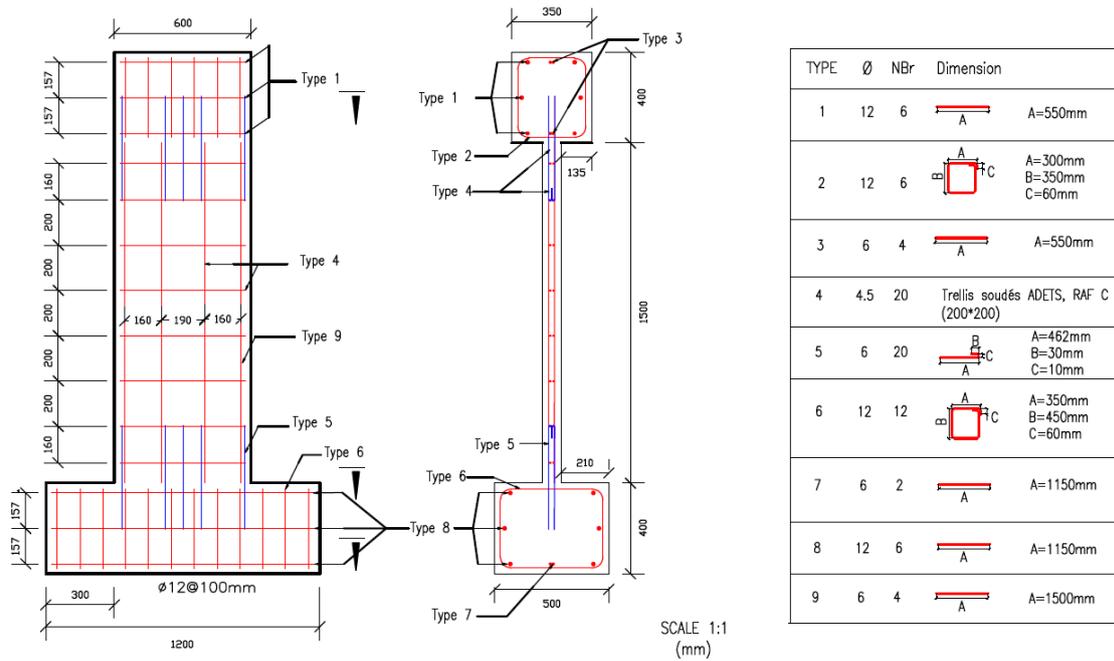


Figure. A-2: Reinforcement of the slender walls (VE1 and VER1)

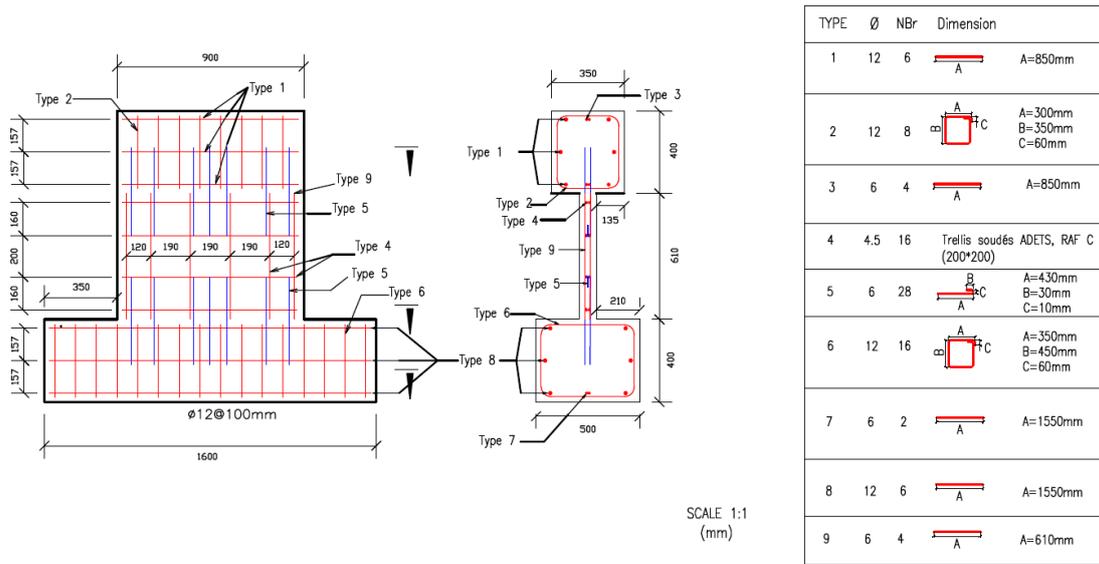


Figure. A-3: Reinforcement of the short walls (VC1 and VCR1)



Figure. A-4: (a) Injecting resin into the anchors; (b) Implementation of anti-buckling anchors

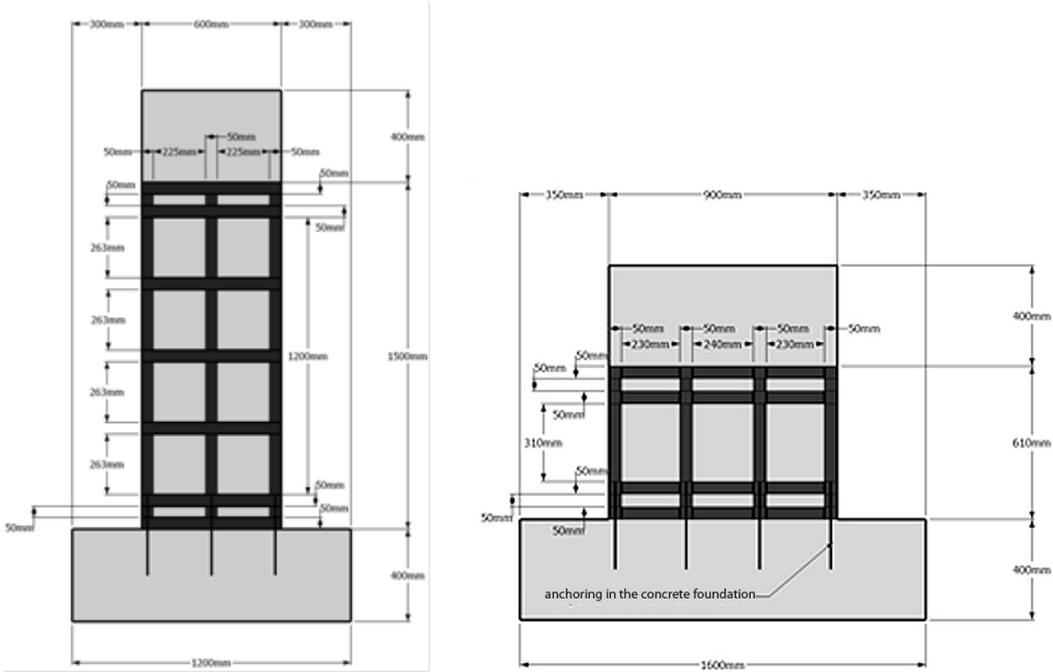


Figure. A-5: CFRP reinforcement design for VE and VC walls

A.3 Test results

The test results are presented in the following: the behavior of the short wall is essentially controlled by shear, while the slender wall exhibits a combined degrading mechanism governed by shear and bending. It will be shown that the proposed retrofit strategy is efficient for improving both the strength and the ductility of the walls.

A.3.1 Slender wall

The behavior of the slender wall VE1 and its retrofit companion specimen VER1 are described in terms of load-displacement in Figure. A-6. The retrofit strategy turns out to be very efficient by improving both strength and ductility. In the case of VE1, the quasi-static test was stopped when the specimen was completely cracked at the base of the wall, exhibiting a macro crack of more

than 2 mm wide. In the case of VER1 specimen, the pushover test was stopped when the strength falls of 20 % from its maximal value. The first stage of the load-displacement curve is very similar for both specimens up to a displacement equal to 2 mm. Indeed, the stiffness remains almost unchanged by the CFRP retrofitting procedure. With regard to the strength, the CFRP retrofitting provides a gain of nearly 60 %, with an ultimate strength of 40 kN in comparison to the strength of 25 kN for the reference specimen VE1. The ultimate displacement is also clearly enhanced in the case of CFRP-reinforced wall VER1 with a progressive decrease of the strength from a displacement of 13 mm to the final displacement 25 mm at the end of the test. The failure becomes more ductile than for the reference wall VE1 for which a sudden fall of strength occurred at a displacement of 14 mm. It can be noted that the pushover test was stopped at a top displacement of 25 mm for the specimen VER1 due to the global decrease of the strength. Nonetheless, it can be remarked that the strength decrease is very progressive highlighting the ductility of the failure; it can be thought that the CFRP-reinforced wall VER1 could be pushed to a higher displacement.

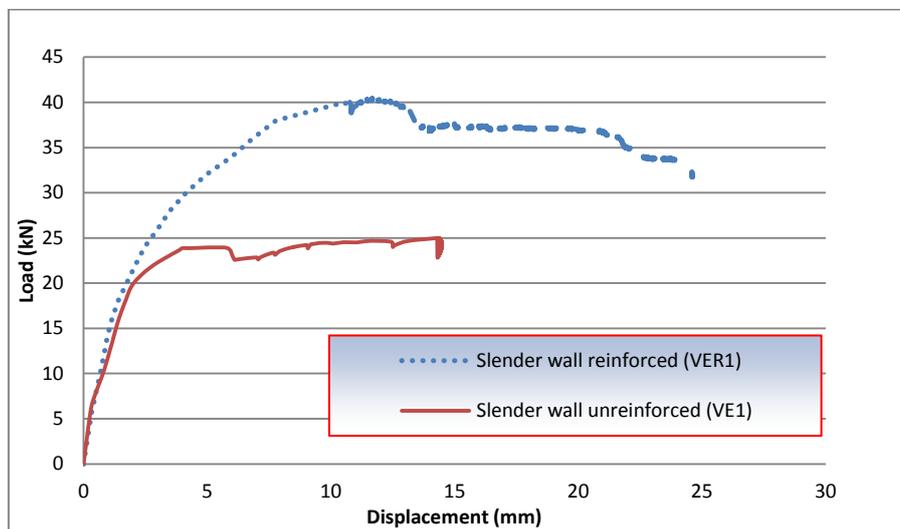


Figure. A-6: Pushover curves VE1 and VER1 (CFRP-retrofitted)

The crack pattern characterizing the bending failure mode for the reference specimen VE1 is illustrated in Figure. A-7 at various top displacements. At a displacement equal to 1.2 mm, three bending cracks initiated at the tensile side of the wall, with a height of 14.6 cm, 37 cm and 53 cm from the base. The bending cracks horizontally propagated towards the center line of the wall, with length equal to 30 cm, 22 cm and 20 cm, respectively. At a top displacement of 2.02 mm, the crack length increased from 8 cm, 18 cm and 5 cm, respectively, exceeding the center line of the wall, towards the compressive side. Two new cracks developed at this displacement level at the base area of the wall: a fourth one at 5 cm height and a fifth one at 27 cm height from the footing. Crack lengths continued to increase with the imposed top displacement. Prior to the bending failure of the wall at a displacement of 14.2 mm, the bottom area of the wall is heavily cracked and two of the first formed cracks have a length exceeding $\frac{3}{4}$ of the width of the wall, highlighting the strong penetration of the bending crack in the core wall.

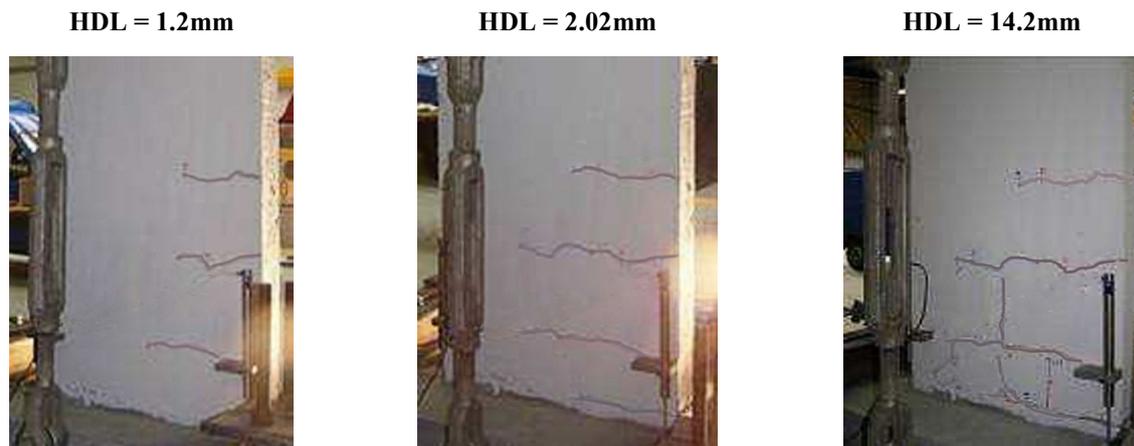


Figure. A-7: Failure modes of the VE1

The CFRP-retrofitted specimen VER1 displayed different crack patterns, shown in [Figure. A-8](#) for two displacement levels. The CFRP strips bonded at the bottom and the middle of the wall makes difficult the observation of the crack development over the wall surface. At a displacement equal to 1.74 mm, a first crack formed at 25 cm height between the two base CFRP strips. The length of the crack was 16.6 cm, propagating towards the vertical middle strip as the imposed top displacement increased up to 3 mm. Then, no propagation of cracks could be observed due to the bounding effect of the CFRP strips limiting the crack development across the wall surface. For a load corresponding to an imposed displacement of 3.5 mm, two flexural cracks appeared at the height of 31 cm and 51 cm (between the second and the third horizontal strips), propagating according to the horizontal direction. The failure mode is depicted in [Figure. A-8](#) for a top displacement equal to 25 mm. The crack pattern characterizes a dominant flexural failure with horizontal cracks formed at the tensile side of the wall. It is important to note that the initial horizontal cracks become more inclined at the vicinity of the failure and propagates towards the base wall due to more pronounced shear effects.

From these observations, the failure mode of the CFRP-retrofitted specimen can be viewed as a ductile combined bending-shear mode, while the reference unretrofitted specimen failed according to a bending mode with a less ductility. At the failure, the debonding of the vertical CFRP strip at the tensile side of the wall are observed, located at the main flexural crack level. The experimental strain in the CFRP strip has been identified as equal to 4500 $\mu\text{m}/\text{m}$.

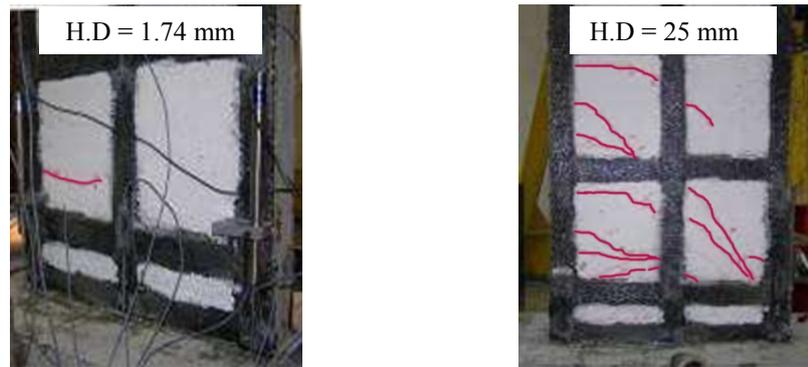


Figure. A-8: Crack pattern of the retrofitted slender wall VER1

A.3.2 Short wall

Load-displacement curves of the reference specimen VC1 and its retrofitted companion wall VCR1 are plotted in [Figure. A-9](#). As it can be observed, the initial stiffness is not modified by the CFRP retrofitting: the behavior is almost identical up to the load 105 kN corresponding to a lateral displacement of 0.8 mm. From this displacement, the retrofitted specimen exhibits an increased strength due to the bounding effect of the CFRP strips, limiting the crack propagation across the wall surface. The ultimate strength is improved by nearly 40 %, from 158 kN for the reference specimen to 219 kN for the retrofitted one. The enhancement in terms of ductility is also clearly noticeable, with a shear failure at 6 mm and 9 mm, respectively. As a result, the retrofitting strategy appears also effective for delaying the shear failure.

The failure mode by diagonal cracking illustrated by the crack pattern in [Figure. A-10](#) is typical of short walls. At a lateral displacement of 1.03 mm, three cracks were observable. The first one is initiated at the base of the wall, whereas the two others are diagonal corner to corner cracks. The main diagonal crack propagates horizontally in a first stage, following the joint between the panel and the top beam over a length equal to 34.4 cm. The cracks formed at both sides of the wall, across the thickness. Then, the main crack inclines according to an angle of 48° with respect to the horizontal direction and propagates towards the compressive toe of the wall. At a lateral displacement of 3.72 mm, a fourth crack occurred at one third of the wall height and propagated toward the middle of the footing. Then, at the vicinity of the failure at 4.2 mm, a fifth crack appeared and the horizontal crack at the joint between the panel and the footing extended to the opposite side, causing the sliding of the wall with respect to its footing, highlighted by the failure of vertical reinforcement in tension. The diagonal crack as well as the completely developed bottom crack cause a sudden increase in the lateral displacement and the end of the pushover test.

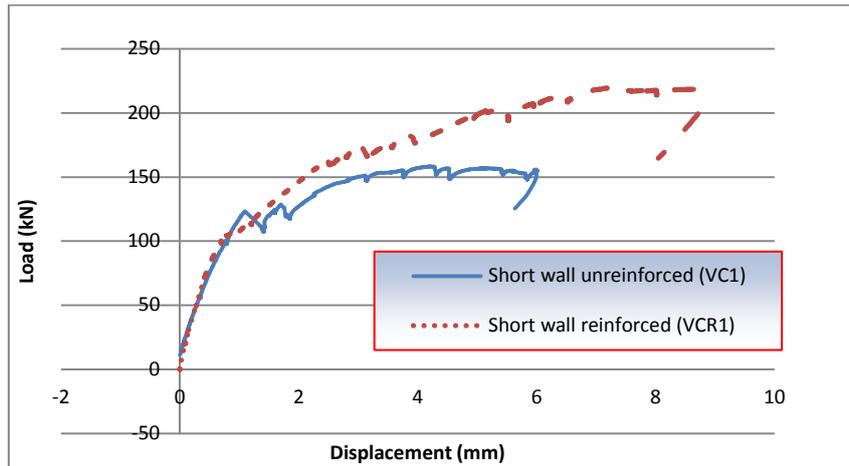


Figure. A-9: Pushover curves for short walls: VC1 and VCR1 (CFRP-retrofitted)

The failure mode is of the same type for the CFRP retrofitted wall VCR1. Nonetheless, as displayed in Figure. A-11, the CFRP strips play an important role in bounding the shear cracks as well as preventing the sliding of the shear wall at its base. As remarked for slender walls, the 50 mm wide CFRP strips hampered the observation of the crack development across the wall surface. The first observable crack was detected at 29 cm height for a lateral displacement equal to 1.21 mm. It propagated with an inclination angle of 37° and achieved the horizontal strip which prevented a complete propagation up to the base of the wall (no propagation across the strip was observed). When the displacement achieves 2.8 mm, a second crack was initiated between two first horizontal strips from the base. At the lateral displacement of 3.06 mm, cracks developed across the CFRP strips. The pushover test was finally stopped at an ultimate displacement of about 9 mm [Figure. A-9], pointing out the beneficial effect of the CFRP retrofitting. As observed for the slender wall, the debonding of the CFRP strips occurs at the tensile side, initiated at the intersection between the vertical strip and the second horizontal strip from the bottom beam.



Figure. A-10: Crack pattern of the reference short wall VC1



Figure. A-11: Crack pattern of the CFRP-retrofitted short wall VC1

A.4 Constitutive models for finite element approach

This section is devoted to the succinct presentation of two numerical concrete models used for reproducing the previously described pushover responses of the slender and short RC walls VE1 and VC1. The first concrete model, implemented in the general purpose finite element code CAST3M (*Le Fichoux 2011*), is based on a classical smeared fixed crack assumption (*Brun et al. 2011*). It was successively employed for simulating shear walls and U-shaped shear walls at the laboratory scale (*Brun et al. 2011; Ile and Reynouard 2005*), as well as scaled RC structures tested on shaking table in the framework of the French research program CAMUS (*Ile and Reynouard 2003*). The model follows a local approach and the mesh dependency softening regime in tension is dealt through the fracture energy approach introduced by *Hillerborg et al. (1976)* and employed by *Bažant and Oh (1983)*. This approach will be adopted under the plane stress assumption.

In order to compare with the previous classical smeared fixed crack approach, a coupled elastoplastic damage model implemented by *Richard et al. (2010)* into the FE code CAST3M is also employed for the shear walls. This more advanced concrete model assumed that the main cause of damage is due to the concrete cracking. In addition, in the case of compressive cyclic loads, hysteretic phenomena appear as a signature of the sliding friction between the lips of the cracks. Briefly, the coupled elastoplastic damage model, consistent with physics principles of the thermodynamics of irreversible processes, assumed a specific decomposition of the thermodynamic state potential of the cracked medium into spherical and deviatoric parts: the spherical part deals with the crack opening and closing by means of a scalar damage variable coupled with an isotropic hardening and an associated flow rule, whereas the deviatoric part manages the sliding behavior between crack lips employing a kinematic hardening with a non-associated flow rule; the thermodynamic state potential accounts for a dependency between the sliding and the sustained damage by cracking, introducing some coupling between the two degrading mechanisms. This model has been recently employed for the analysis of an old RC bridge by *Richard et al. (2012)*, the mesh dependency problem being alleviated by a non-local approach assuming an averaging of the scalar damage variable in the vicinity of the considered Gauss point. In the following, the coupled elastoplastic damage model will be used in 2D and 3D analyses.

Details on these two concrete models can be found in the literature previously quoted. In this section, the purpose is rather to underline the key parameters for 2D and 3D pushover analyses of the tested shear walls.

A.4.1 Smearred fixed crack model (INSA) for concrete

The classical smeared fixed crack model, labeled in the following as National Institute of Applied Sciences of French (INSA) model (*Ile and Reynouard 2000; Merabet 1990*), is built in the framework of the theory of plasticity under the plane stress assumption. The model is defined by two distinctive behaviors depending whether the concrete is cracked or uncracked.

In its uncracked state, the model is based on the plasticity theory with an isotropic hardening and an associated flow rule. The crack detection surface in traction is managed by a Nadai criterion, as illustrated in [Figure. A-12](#) in the principal stress space. In compression, load surfaces are of the same type with different parameters in comparison to the Nadai cracking surface. The evolution of the load surface to the ultimate load surface in compression follows a positive isotropic hardening. A softening regime occurs with a negative isotropic hardening when reaching the ultimate load surface in compression. In addition to the Nadai cracking surface in tension and tension-compression, the initial and ultimate load surfaces in compression are plotted in [Figure. A-12](#).

As soon as the Nadai cracking surface is reached in traction or in traction-compression, the concrete model switches from an elastoplastic biaxial behavior to a cracked behavior, simply reproduced by uniaxial and phenomenological laws in the crack reference at each Gauss point. When the crack is detected, a fictitious crack is considered perpendicularly to the principal stress direction and its orientation is kept constant subsequently. A second crack can appear later but only at 90° with respect to the first one. The stress tensor under the plane stress assumption is completed by the shear stress, elastically assessed by using a reduced shear modulus μG ; μ parameter corresponds to the classical shear retention factor ($0 \leq \mu \leq 1$), depending on the crack opening strain for reproducing the loss of shear transfer capability at the crack level.

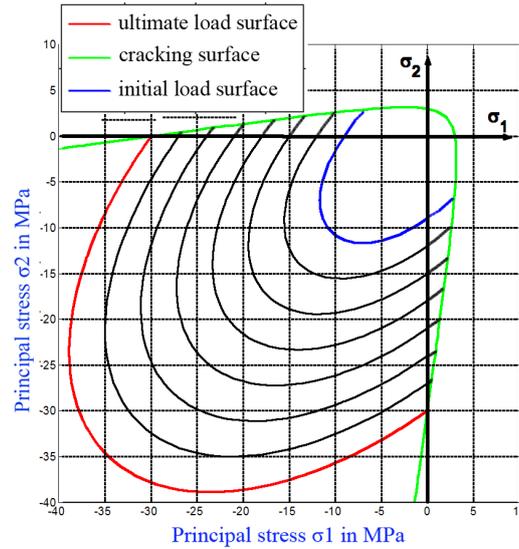


Figure. A-12: Cracking Nadai criterion in traction and traction-compression and isotropic hardening in compression

The INSA concrete model employs five main parameters: three physical parameters, including Young’s modulus, the compressive strength and the tensile strength, classically identified using standard tests, as well as two numerical parameters depending on the mesh size and the cracking or compressive energy: the crack opening strain ε_{tm} and the failure plastic strain in compression ε_{rupt} . Relevant relationships are presented in the following for a suitable choice of these two parameters, enabling us to ensure approximate mesh objectivity.

A.4.1.1 Failure strain in uniaxial traction based on the fracture energy

The crack opening strain plays an important role in the global behavior of the concrete structure and its identification merits special attention. Ideally, it requires a complete tensile test in controlled displacement for the computation of the tensile fracture energy defined by the area under the stress-displacement curve. This tensile test is rarely achieved considering the experimental difficulties arising in the softening regime. As a consequence, empirical formulae are usually employed such as those proposed by the CEB-FIP model code (*CEB-FIP Model 1990 1993*), assessed from the knowledge of the uniaxial compressive strength f_c and the size of the largest aggregate. It is generally observed that the fracture energy G_f in traction is 50 to 100 times lower than the fracture energy in compression. The standard values employed for concrete are between 60 and 150 J/m².

In the case of plain concrete, the failure strain in uniaxial traction is defined by the following relationship:

$$\varepsilon_{tm} = k \frac{2G_f}{f_t h} \quad (\text{A.1})$$

with the parameter k depending on the shape of the descending curve from the peak stress to the tensile failure: equal to 1 for a linear decrease in softening regime.

The characteristic length h is related to the area of the element A_e as well as the order of the shape functions (Rots 1988) as:

$$h = \alpha_h A_e^{1/2} \quad (\text{A.2})$$

in which α_h is the modification factor equal to 1 for quadratic elements and equal to $\sqrt{2}$ for linear elements.

This energy approach ensures the objectivity of global results with respect to the mesh size. Indeed, if this condition is not fulfilled, the numerical solution in the softening regime will inevitably depend on the size of the elements and can lead to a strong strain localization, which tends to be concentrated in the smallest finite element. For the analysis of the reinforced concrete structures, we will adopt a regular grid for the different areas of the mesh. So, we can define a failure strain in traction according to the area under consideration. An additional requirement of maximum size of the finite element must be verified in order to avoid local behavior of the "snap-back" type (Feenstra 1993):

$$h \leq k \frac{G_f \cdot E_0}{f_t^2} \quad (\text{A.3})$$

If this condition is not respected, the author proposed to modify the uniaxial tensile strength as:

$$f_t = \sqrt{k \frac{G_f E_0}{h}} \quad (\text{A.4})$$

To simulate the role of reinforcement in a concrete volume, the value of the energy cracking G_f must be modified to take into account the so-called phenomenon of "tension stiffening". The transition from the energy dissipated for one macro-crack to the energy dissipated by several macro-cracks in a reinforced concrete volume, can be related to the characteristic length of the mesh and the average spacing l_s between reinforcement bars as follows

$$G_f^{rc} = G_f \left(1 + \frac{h}{l_s}\right) \quad (\text{A.5})$$

The average spacing of the cracks l_s depends on the bar diameter, the reinforcement ratio into the volume, the concrete cover, and the minimum bond length. For different types of structural elements, empirical formulae for the calculation of average spacing of the cracks l_s can be found in the *CEB-FIB Model 1990 (1993)*.

A.4.1.2 Ultimate strain in uniaxial compression based on the compressive fracture energy

The identification of the plastic strain in compression ε_{rupt} requires a complete crushing test of a concrete sample in uniaxial compression, under imposed and controlled displacement. The uniaxial compressive fracture energy G_c is defined by the area under the stress-displacement curve.

Feenstra (1993), a parabolic curve compression hardening can be adopted as follows:

$$\sigma_c = \begin{cases} \frac{f_c}{3} \left(1 + 4 \frac{\varepsilon}{\varepsilon_{pic}} - 2 \frac{\varepsilon^2}{\varepsilon_{pic}^2} \right) \rightarrow \text{if } \varepsilon < \varepsilon_{pic} \\ f_c \left(1 - \frac{(\varepsilon - \varepsilon_{pic})^2}{(\varepsilon_{rupt} - \varepsilon_{pic})^2} \right) \rightarrow \text{if } \varepsilon_{pic} < \varepsilon < \varepsilon_{rupt} \end{cases} \quad (\text{A.6})$$

where the peak plastic strain, denoted ε_{pic} , is independent on the mesh size and is defined by:

$$\varepsilon_{pic} = \frac{4f_c}{3E_0} \quad (\text{A.7})$$

f_c being the compressive strength and E_0 the initial Young's modulus.

The plastic strain at failure, denoted ε_{rupt} in Eq.A.6, is defined from the compressive fracture energy and the characteristic length h of the mesh as below:

$$\varepsilon_{rupt} = 1.5 \frac{G_c}{hf_c} - \frac{11}{48} \varepsilon_{pic} \quad (\text{A.8})$$

In order to avoid local instability of the "snap back" type, the following condition must be checked:

$$\varepsilon_{rupt} \geq 1.75 \varepsilon_{pic} \quad (\text{A.9})$$

Concerning the compressive fracture energy, standard concrete values between 5 Nmm/mm² and 10 Nmm/mm², that is 5000 to 10000 J/m², are generally adopted (*CEI Beton 1993*).

A.4.2 Coupled Elasto-plastic damage (RICRAG) model for concrete

The coupled elastoplastic damage model for concrete material proposed by *Richard et al. (2010)*, labeled in the following as RICRAG model, is in good agreement with experimental data on beams tested in laboratory up to failure. It enables to conduct 2D analyses and 3D analyses of RC structures under monotonic and cyclic loads. The detailed features of the concrete model can be found in *Richard et al. (2010)*. Here, the focus will be on the identification of the model parameters governing the damage mechanism. First, for describing the undamaged behavior, two elastic parameters need to be provided: the Young's modulus and the Poisson ratio. The main concept of the model lies in the decomposition of the thermodynamic state potential into spherical and deviatoric parts. The damage mechanism concerning the spherical part of the thermodynamic state potential is controlled by the choice of four parameters Y_0 , β , A_{Dir} and A_{Ind} . Y_0 is an energy-like initial threshold enabling the activation of the damage evolution. Its nominal value can be assessed by the recommended values for the fracture energy G_f of the concrete material in traction as previously discussed for the fixed smeared crack approach. The β parameter introduces a dissymmetry in traction with respect to the compression for driving the damage evolution. It can be identified by fitting the experimental data available in bi-compression and bi-traction. The remaining two parameters for describing the damage mechanism, noted as A_{Dir} and A_{Ind} , can be viewed as brittleness parameters in traction and compression, respectively. These parameters are introduced in the definition of the isotropic hardening flow rules and permit to reproduce the non-symmetry between traction and compression. La Borderie proposed an identified procedure

through an inverse method (*La Borderie 1991b*). Finally, the sliding mechanism characterized by a non-associated kinematic hardening, requires two additional parameters, noted as γ_0 and i_0 . These parameters were identified by cyclic compressive tests for which hysteretic effects dominate in comparison to tensile test.

A.4.3 1D cyclic elastoplastic model for steels and CFRP strips

The steel reinforcement was modeled using the uniaxial cyclic law proposed by Menegotto and Pinto (*Menegotto and Pinto 1973*). The cyclic law is related to bar elements in 2D and 3D analyses. The monotonic curve of this law depicted in Figure. A-13, is characterized by three phases: linear elastic defined by the Young's modulus E_a until the plastic stress σ_{sy} , followed by a plateau stress beginning at the plastic strain ϵ_y until the final strain ϵ_{sh} , and finally a hardening curve until failure at the ultimate strain ϵ_{su} . Phases of the monotonic curve are given by:

$$\left\{ \begin{array}{ll} \sigma = E_a \cdot \epsilon & 0 < \epsilon < \epsilon_y \\ \sigma = \sigma_{sy} & \epsilon_y < \epsilon < \epsilon_{sh} \\ \sigma = \sigma_{su} - (\sigma_{su} - \sigma_{sy}) \cdot \left(\frac{\epsilon_{su} - \epsilon}{\epsilon_{su} - \epsilon_{sh}} \right)^4 & \epsilon \geq \epsilon_{tm} \end{array} \right. \quad (A.10)$$

where E_a is the elastic modulus of steel, σ_{su} is the ultimate stress and ϵ_{su} is the ultimate strain of the steel.

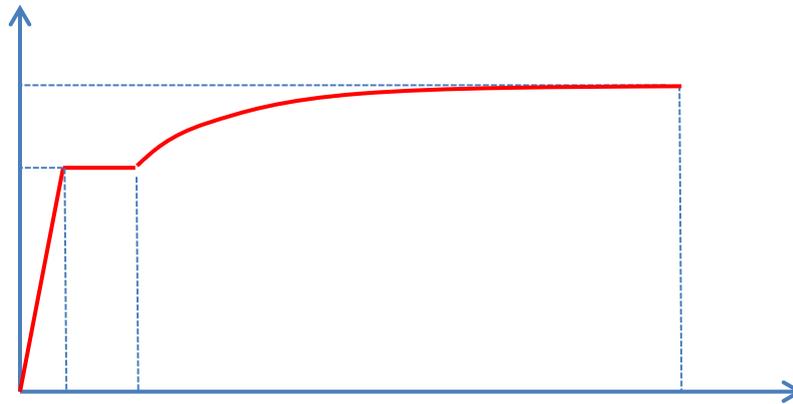


Figure. A-13: Menegotto-Pinto law under monotonic loading for steels and CFRP strips

No steel/concrete interface behavior has been taken into account for both pushover analyses using either the smeared fixed crack approach or the damage approach. The reinforcement of shear walls are introduced into the FE model as bar elements whose nodes are the same of the concrete elements according to a perfect bond assumption. In the case of the smeared fixed crack approach, the effects associated with the rebar-concrete interface such as bond-slip and dowel action, are taken into account in an approximate way by introducing some tension-stiffening into the concrete model using the fracture energy concept previously discussed. Concerning the damage approach, specific bond behavior related to joint elements surrounding the steel reinforcement, can be considered as preconized by the authors (*Richard et al. 2012; Richard and Ragueneau 2010*).

Nonetheless, joint elements without thickness have to be added, leading to a rather complicated mesh in particular in 3D analyses.

The CFRP strips were modeled by three bar elements whose total section is equal to the section of the 50 mm wide CFRP plate. The three bar nodes are directly connected to the concrete nodes under the perfect bond assumption. This simplified approach has been adopted by *Lu et al. (2005b)* by taking very small concrete elements for predicting the response of the FRP-strengthened plain concrete beam through a mesoscale FE analysis. The assumption was that the debonding occurs in the concrete rather than in the adhesive layer.

Here, conventional size elements are adopted, equal to 2.5cm, assuming a perfect bond between the concrete and the CFRP strips. Nonetheless, the previously presented pushover tests indicated a clear debonding at the tensile side of the CFRP-retrofitted slender and short walls at an assessed strain equal to 4500 $\mu\text{m/m}$ in the CFRP strips. The debonding starts at the intersection between the second horizontal CFRP strip (from the bottom beam) and the vertical strip, at the tensile side of the walls, where a main flexural crack occurs. Then the debonding propagates in the vertical CFRP strip, downward, up to the anchorage and, upward, up to the third horizontal CFRP strip. Subsequently the anchorage is not broken and some tensile force remains in the vertical FRP reinforcement. We assume that this remaining force is equal to the force in the CFRP strip at the debonding strain of 4500 $\mu\text{m/m}$. The above Pinto-Menegotto model has been adopted for the CFRP reinforcement too, with a smooth hardening for reproducing the almost constant force remaining in the vertical CFRP strips after the debonding.

The regularization technique is based on compressive and tensile fracture energies G_c and G_f^{rc} when adopting the smeared fixed crack approach, ensuring finite-element discretization-independent results, at least in terms of global results such as load-displacement curves. In the case of the coupled elastoplastic damage model, the regularization technique consists in averaging the scalar damage variable in the vicinity of the current Gauss point, followed by the computation of the stresses and strains. As pointed out by the authors (*Richard and Ragueneau 2010*), stresses and strains into the reinforcement are clearly affected by the non-local technique. Therefore, the non-local approach seeking to avoid the strain localization in a finite element mesh has an influence on local numerical results. However, it can be considered as satisfactory when the interest is focused on global results. In the following, the coupled elastoplastic damage model is employed without the non-local regularization technique.

A.5 Pushover Finite Element Analyses

A.5.1 Meshes and material properties for unretrofitted RC walls

The panel, the top beam and the footing were modeled either by linear 2D elements with four nodes or by linear 3D cube elements with eight nodes, in 2D and 3D analyses, respectively. Steels and CFRP strips were represented by uniaxial bars whose nodes are connected with the concrete nodes. The 2D and 3D meshes for the reinforced concrete slender wall are given in Figure. A-14. The bar elements for the steel reinforcement coincide with the 2D and 3D finite elements for the concrete. Initial compressive state is taken into account by applying loads to the top beam. The

axial compressive load is imposed over a length of 30 cm to prevent strain localization problems. The mesh size of the wall is chosen sufficiently fine, that is equal to 2.5 cm in 2D and 3D analyses, in order to fulfill the real reinforcement configuration while adopting the perfect bond assumption (steel nodes matching with concrete nodes). The bottom beam is clamped at its base.

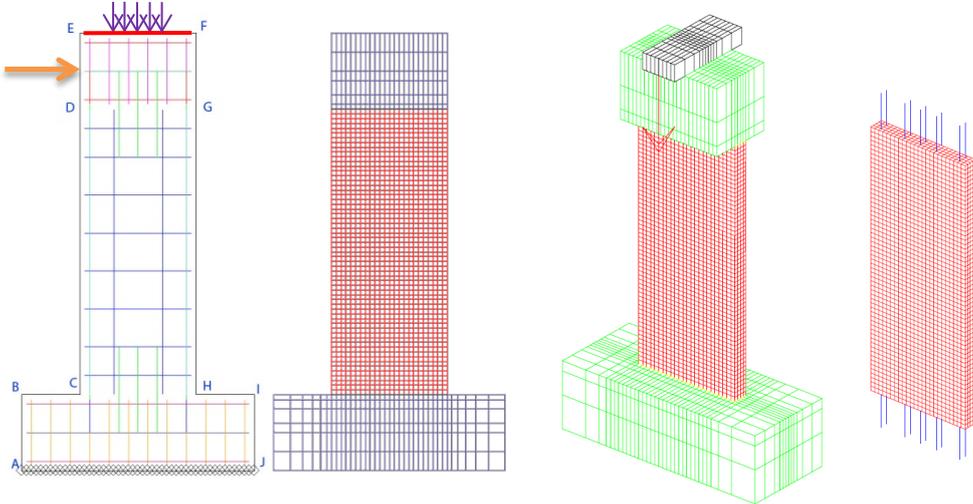


Figure. A-14: Mesh of the slender wall in 2D and 3D analyses

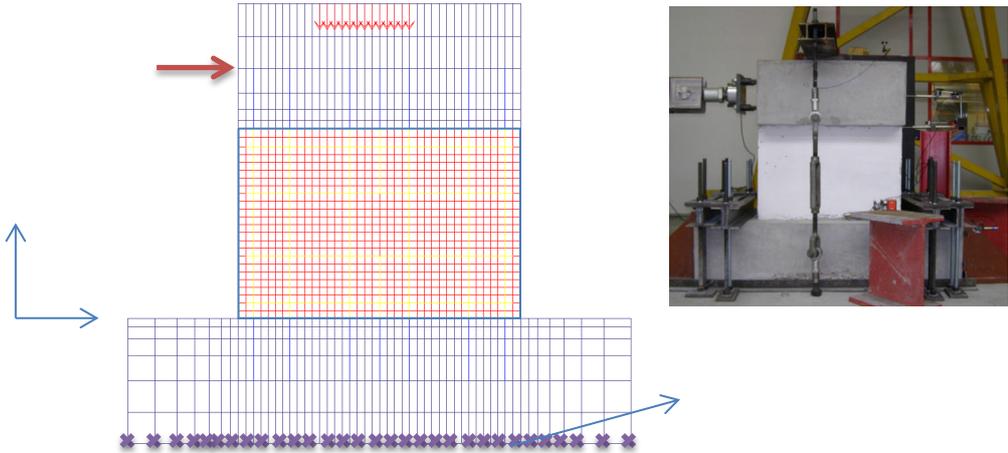


Figure. A-15: Mesh of the short wall in 2D analysis and boundary conditions

In Figure. A-14 and Figure. A-15, the compressive loads of 90 kN and 110 kN are applied to the top of the slender walls and the short walls, respectively. The displacement is prescribed at the middle of the height of the top beam in pushover analyses. In the 3D modeling, a rigid element is added at the top of the slender wall for applying a compressive load prior to the pushover test.

Table A-3 resumes the type and number of finite elements employed in the 2D and 3D pushover analyses.

	Approach	Material	Element type	Quantity
CFRP-unreinforced	2D	Concrete	QUA4	1800

slender wall		Steel	SEG2	864
	3D	Concrete	CUB8	7200
CFRP-reinforced slender wall	2D	Concrete	QUA4	1800
		Steel	SEG2	1100
	3D	Concrete	CUB8	7200
		Steel	SEG2	1968
CFRP-unreinforced short wall	2D	Concrete	QUA4	4224
		Steel	SEG2	1242
	3D	Concrete	CUB8	18000
		Steel	SEG2	2484
CFRP-reinforced short wall	2D	Concrete	QUA4	4224
		Steel	SEG2	2124
	3D	Concrete	CUB8	18000
		Steel	SEG2	4968

Table A-3: Parameters of the 2D and 3D models for the slender and short walls

The parameters of the smeared fixed crack model and the coupled elastoplastic damage model for reproducing the concrete behavior are reported in Table A-4 and Table A-5.

	Definition	Short wall	Slender wall
E_0	Young's modulus	22.E3 MPa	22.E3 MPa
f_c	Uniaxial compressive strength	32 MPa	32 MPa
f_t	Uniaxial tensile strength	1.6 MPa	1.6 MPa
ε_{im}	Cracking strain	5.E-03	5.E-03
ε_{rupt}	Fracture strain in compression	1.51E-2	1.51E-2

Table A-4: Numerical parameters of the model concrete INSA

	Definition	Short wall	Slender wall
E_0	Young's modulus	22.E3 MPa	22.E3 MPa
f_t	Ultimate stress in simple tension	1.6 MPa	1.6 MPa
A_{Dir}	Brittleness in tension	1.E-2 J.m ³	2.E-2 J.m ³
A_{Ind}	Brittleness in compression	5.E-04 J.m ³	10.E-04 J.m ³
γ_0	Kinematics hardening	7.E8 Pa	7.E8 Pa
i_0	Nonlinear hardening	7.E-07 Pa ⁻¹	7.E-07 Pa ⁻¹

Table A-5: Numerical parameters of the model concrete RICRAG

Linear elastic behavior is assumed for both bottom and top beams with the same Young's modulus and Poisson coefficient as given in previous Tables.

The steel reinforcement is modeled using Pinto-Menegotto model whose parameters identified by prior tests on the steel bars are reported in Table A-6.

	E (GPa)	σ_y(MPa)	ε_y	ε_{sh}	σ_{su}(MPa)	ε_{su}
Steel	210	500	2.38E-3	3.5E-3	550	0.05

Table A-6: Properties of the steel reinforcement

A.5.2 Meshes and material properties for CFRP-reinforced RC walls

The CFRP strips are numerically introduced into the previous models of RC walls as shown in Figure A-16. Each CFRP strip is modeled by three truss-bars, 2.5 cm distant from each other corresponding to the chosen finite element size, and having a total section equal to the section of the CFRP strip, that is $50 \times 0.48 = 24 \text{ mm}^2$. Perfect bond assumption between the CFRP bars and the concrete is adopted.

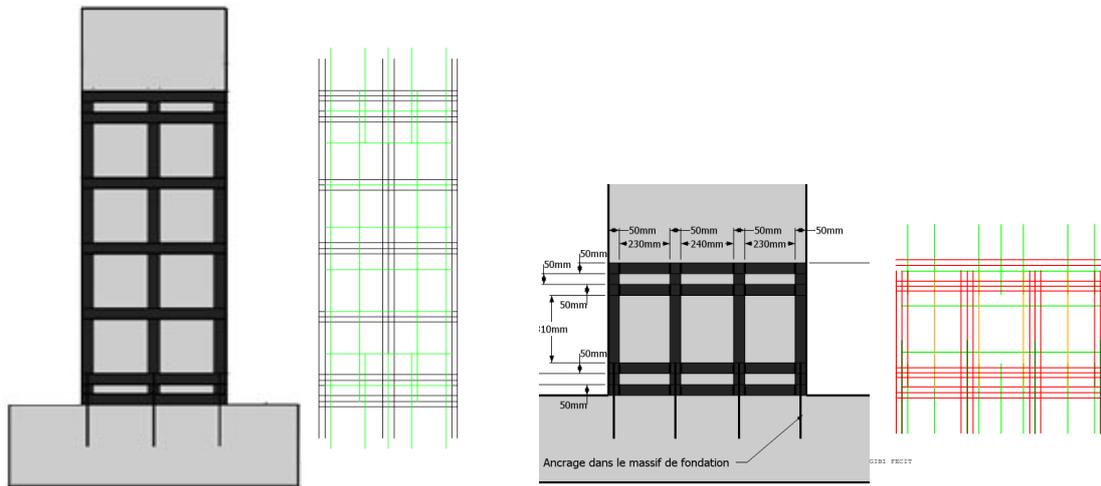


Figure A-16: Mesh of the CFRP-retrofitted walls

As discussed in the section A.4.3, we assume an elastoplastic model for the CFRP material, characterized by a yield stress σ_{sy} equal to 472.5 MPa calculated by:

$$\sigma_{sy} = E_{CFRP} \times \varepsilon_{max} \quad (\text{A.11})$$

where $E_{CFRP} = 105000 \text{ MPa}$ and $\varepsilon_{max} = 0.0045$, corresponding to the strain in the CFRP when debonding occurs. This hypothesis is used for the short and slender walls. Pinto-Menegotto parameters are summarized in Table A-7 for modeling the CFRP material. The large strain ε_{su} chosen at failure permits to reproduce a very progressive strength increase.

	E (GPa)	σ_{sy} (MPa)	ε_{sy}	ε_{sh}	σ_{su} (MPa)	ε_{su}
CFRP	105	472.5	4.5E-3	6E-3	500	0.05

Table A-7: Properties of the CFRP strips

A.5.3 Main parameters for pushover analyses

To solve the nonlinear equilibrium equations, a modified Newton-Raphson strategy has been adopted (Charras and Di Paola 2011). This method essentially uses the same algorithm as the Newton-Raphson procedure but replaces the tangent stiffness matrix by the secant stiffness matrix. Although the advantage of a quadratic rate of convergence of the Newton-Raphson iteration is lost because the exact tangent stiffness matrix is not employed, some of the drawbacks of the classic Newton-Raphson algorithm are avoided (i.e. initially symmetric tangent stiffness matrix may become nonsymmetric due to the concrete softening). The complete monotonic load-displacement response of the slender walls (VE1 and VER1) with this method is predicted with

800 imposed displacement increments for 20 mm of total displacement, whereas 700 imposed displacement increments for 7 mm of total displacement are adopted for the short walls (VC1 and VCR1). The criterion for convergence was set equal to 10^{-5} of the norm of the residual vector of the unbalanced loads.

For each wall, three pushover analyses were carried out: 2D analysis with the smeared fixed crack concrete model, 2D and 3D with the coupled elastoplastic damage model. First, global results in terms of load-displacement curves are of interest along with the predicted failure modes. Then, some qualitative local results are proposed by following the percentage of Gauss points in the mesh exceeding threshold values in concrete and steels.

A.5.4 Global results and failure modes of the slender wall

Load-displacement curves obtained by 2D and 3D pushover analyses using either the smeared fixed crack approach or damage approach are compared with the experimental curve in [Figure A-17](#). It can be noted that the three numerical pushover curves are very close to the experimental data, with a slight overestimation of the strength. The strength plateau is well predicted by the investigated models as well as the ductility of the slender walls. In addition to the load-displacement curves, the failure modes predicted by the numerical approaches are confronted with the observed failure modes in pushover tests. Crack opening can be estimated by using the method proposed [Matallah et al. \(2010\)](#). Briefly, this post-processing method enables crack openings to be extracted for all continuum damage/plasticity models based on an energetic approach as proposed by [Bažant and Oh \(1983\)](#). Crack opening isovalues using this post-processing technique are displayed and compared with the experimental cracks in [Figure A-18](#). It can be underlined that the four main cracks observed at failure are well reproduced using the smeared fixed crack approach. The horizontal cracks are first initiated from the end wall and propagate towards the interior of the wall essentially due to bending effects. Then, in a second stage, cracks propagate according to a slightly inclined angle toward the footing due to a combined action of bending and shear effects. The coupled elastoplastic damage model in 2D and 3D pushover analyses is also successful for reproducing the global results as well as the crack pattern at failure by the same post-processing method for extracting the crack openings.

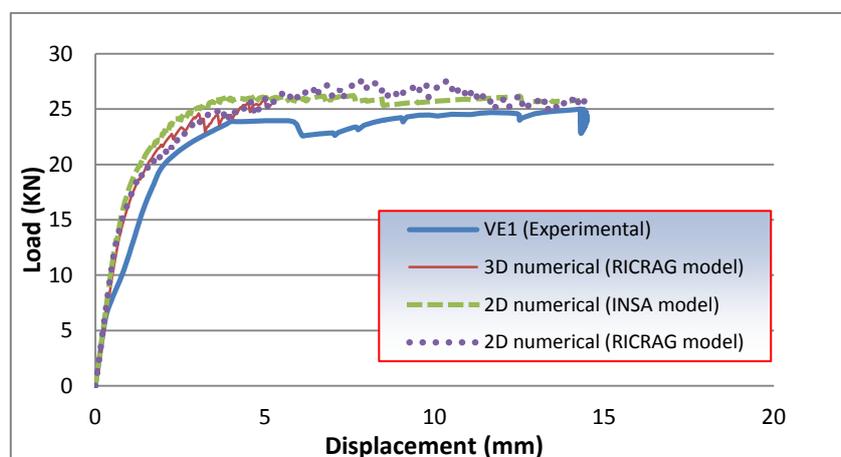


Figure A-17: Pushover curves (load-displacement) of the unretrofitted RC slender wall

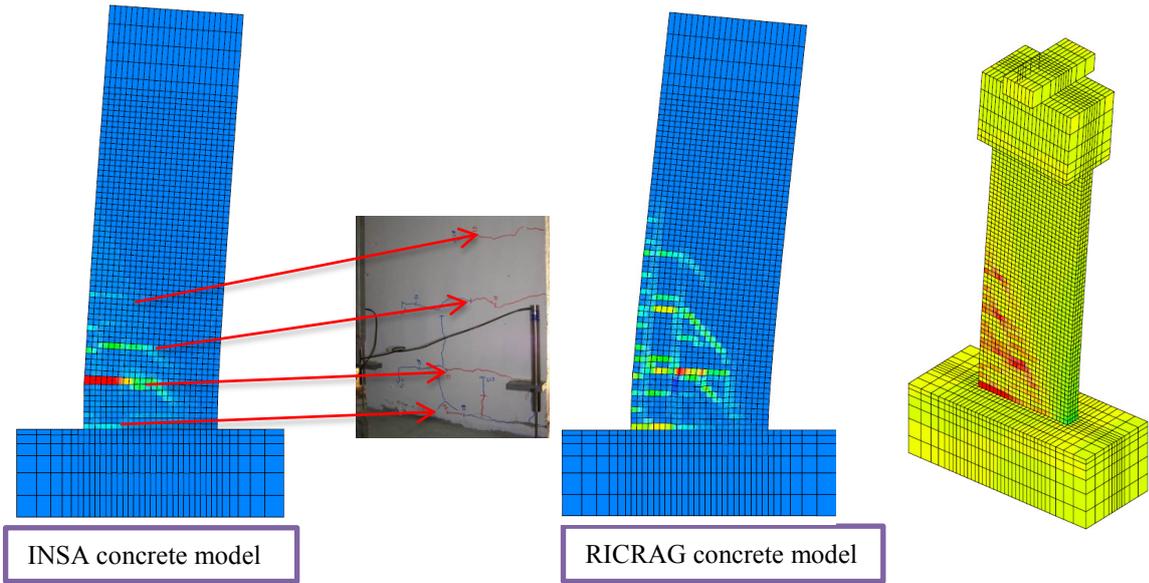


Figure. A-18: Failure mode – Unretrofitted slender wall

In the case of the CFRP-reinforced RC slender wall, pushover curves were plotted in Figure. A-19, providing a comparison between the numerical results and the test results. The relevance of the elastoplastic assumption for the resistance of the CFRP strips during the pushover test is checked in Figure. A-19, for both concrete models (INSA and RICRAG models). It can be noted that the strength plateau observed in experimental data is well predicted, succeeding to reproduce the increase of the strength (from 25 kN to 40 kN) and ductility (from 14 mm to 18 mm) brought by the CFRP strips .

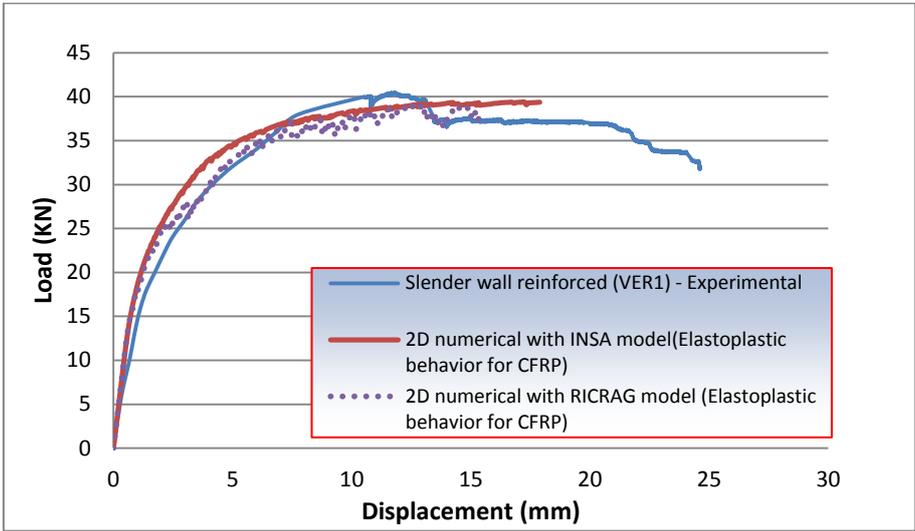


Figure. A-19: Pushover curves (force-displacement) – CFRP-reinforced slender wall

The failure modes are displayed in Figure. A-20 at 20 mm of displacement. The cracking patterns at the ultimate load experimentally observed and numerically predicted are compared. The crack opening isovalues enable to globally retrieve the main cracks observed in the experimental tests.

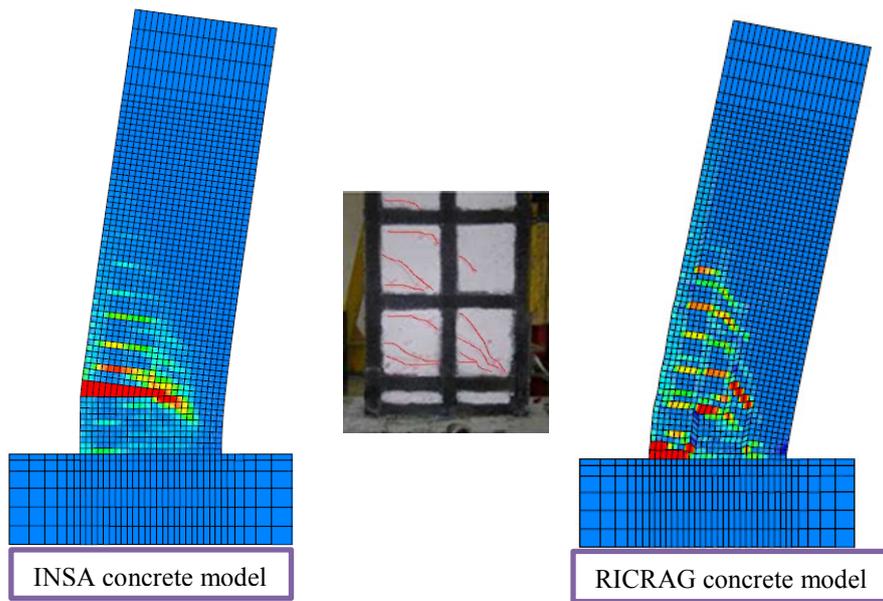


Figure. A-20: Failure mode – CFRP-reinforced slender wall

A.5.5 Global results and failure modes of the short wall

The RC short wall constitutes a mixed case because the behavior is governed by a combined action of shear and bending. The shear stress cracking develops first in the horizontal direction over a length of 34.4 cm and then is inclined at an angle of 48° towards the opposite lower bottom corner. On the basis of these observations during the experimental tests, we consider that there is a particular area of 35 cm length at the joint between the wall panel and the top beam. This area is modeled by the same type of concrete constitutive models (INSA or RICRAG concrete models) with a lower cracking strain so as to initiate the first cracking in a consistent manner in comparison to the experimental tests. A linear elastic behavior is assumed for the footing.

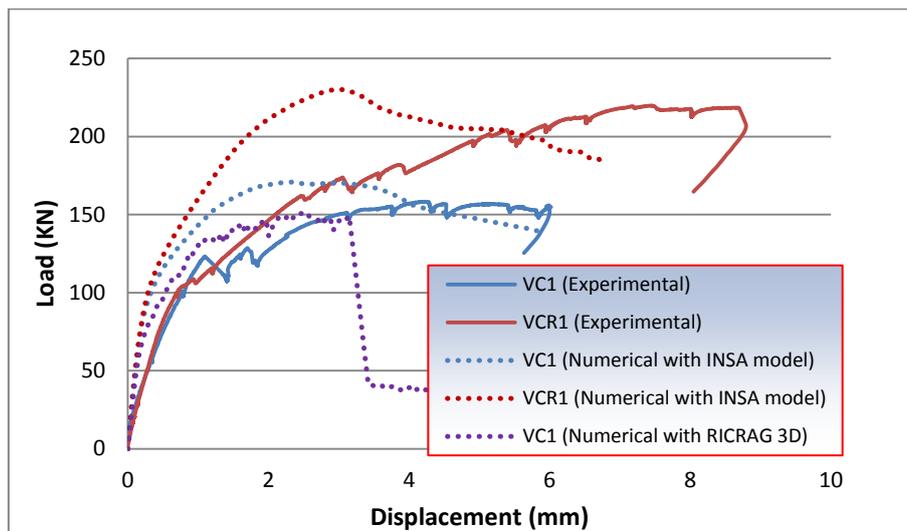


Figure. A-21: Pushover curves – Unretrofitted and CFRP-retrofitted short walls (VC1 and VCR1)

The results of numerical computations for the unretrofitted short wall (VC1) and the CFRP-strengthened wall (VCR1) are compared with experimental results in Figure. A-21. Both numerical approaches, using the smeared fixed crack approach and the coupled elastoplastic damage model, predict approximately the strength of the unretrofitted wall VC1 but fail to reproduce the stiffness at the beginning of the cracking stage. Nonetheless, it can be noted that the ductility provided by the smeared fixed crack approach is in good agreement with experimental results, whereas the coupled elastoplastic damage approach exhibits a too brittle behavior.

Concerning the CFRP- strengthened wall VCR1, the strength is globally well retrieved, but as for the unretrofitted case, the stiffness of the wall is overestimated at the beginning of the cracking stage. This overestimation may be due to imperfect boundary conditions in the experimental setup, especially highlighted for the short shear wall in comparison to the slender shear wall. In order to better reproduce this observed low stiffness, a reduced Young's modulus has been taken into account, equal to 11 GPa instead of 22 GPa for the slender wall, while conserving the same compressive strength of 32 MPa [Table A-4]. The pushover results obtained from the smeared fixed approach are compared with the experimental pushover curves in Figure. A-22. It can be seen that the stiffness at the early stage of concrete cracking is well reproduced as well as the global curves, consisting of a strength plateau at a strength value very close to the experimental data and a reliable evaluation of the ductility for both unretrofitted and CFRP-retrofitted short walls VC1 and VCR1.

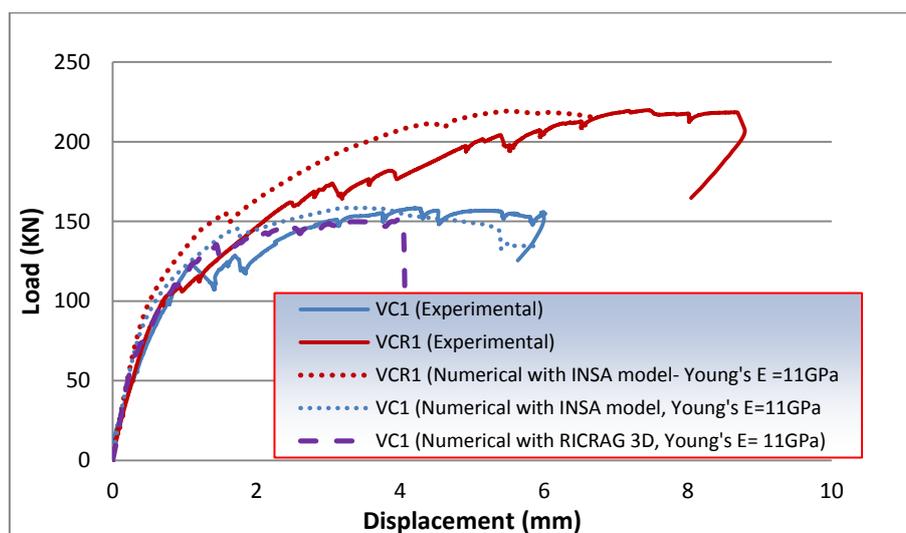


Figure. A-22: Pushover curves – Unretrofitted and CFRP-retrofitted short walls (VC1 and VCR1) with Young's modulus equal to 11 GPa

When adopting 22 GPa for Young's modulus, the failure modes displayed in Figure. A-23 and Figure. A-24 exhibit diagonal cracks, essentially due to the shear effects. For the reduced value of Young's modulus, similar failure modes are obtained, as illustrated in Figure. A-25, but with a less opening of the cracks in comparison to the 22 GPa case for which the cracking occurs before. It is shown that numerical predictions of the failure modes are consistent with the observed main cracks during the test. Same typical failure modes are presented in the literature for short RC walls (Greifenhagen 2006; Greifenhagen and Lestuzzi 2005).

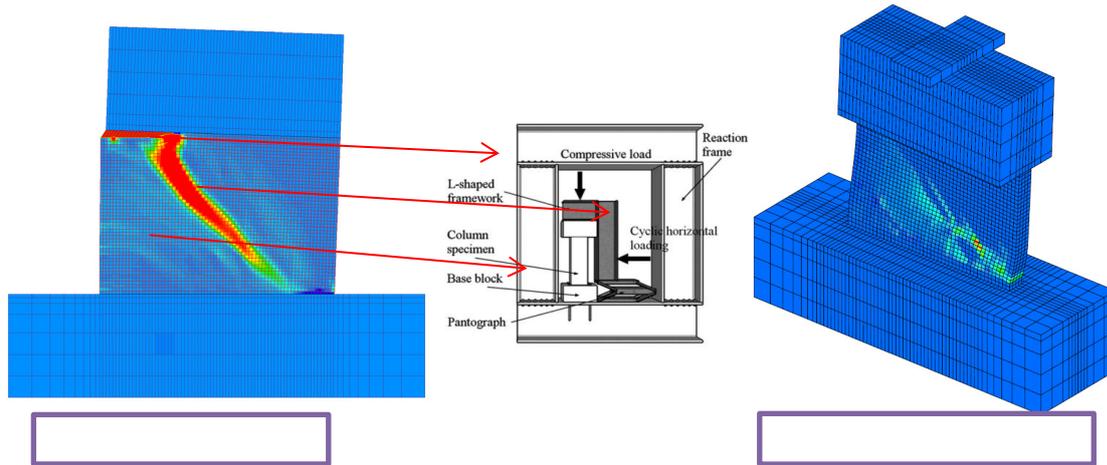


Figure. A-23: Failure mode of the unretrofitted short wall (VC1)

For each shear wall, it is interesting to plot the number of Gauss points in concrete (4 Gauss points per linear quadrilateral element) exceeding a given value of tensile strain in the web wall. Two strain levels in concrete and steel are considered: first, the threshold of $1.5E-3$ of tensile strain in concrete is adopted, indicating a noticeable concrete cracking; secondly, the number of steels exceeding their yielding value is plotted as a function of the top displacement of the walls. This post-processing is only performed in 2D pushover computations using the smeared fixed crack approach for the concrete.

The percentages of Gauss points exceeding the value of $1.5E-3$ for the slender walls VE1 and VER1 are plotted in Figure. A-26 for concrete material. It can be remarked that crack development is limited by the CFRP strips, exhibited by the delay between the two curves related to the unretrofitted and CFRP-reinforced slender walls at the beginning of the pushover. At the vicinity of the failure, at a bit less than 14 mm, the number of Gauss points exceeding the threshold becomes more important for VER1 (CFRP-reinforced) than for VE1, indicating that the concrete cracking tends to be more distributed over the wall surface due to the CFRP strips. This is confirmed by Figure. A-27 where the number of yielding steels is plotted for the two walls: the initial delay between the two curves is caught up and more yielding steels at the vicinity of failure are detected due to the distributive effect of the CFRP strips.

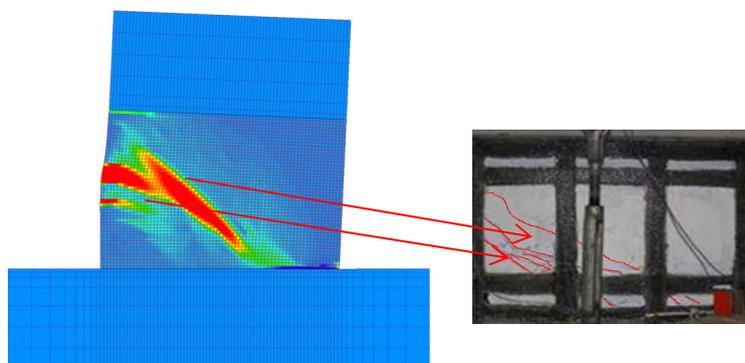


Figure. A-24: Failure mode of the CFRP-retrofitted short wall (VC1R)

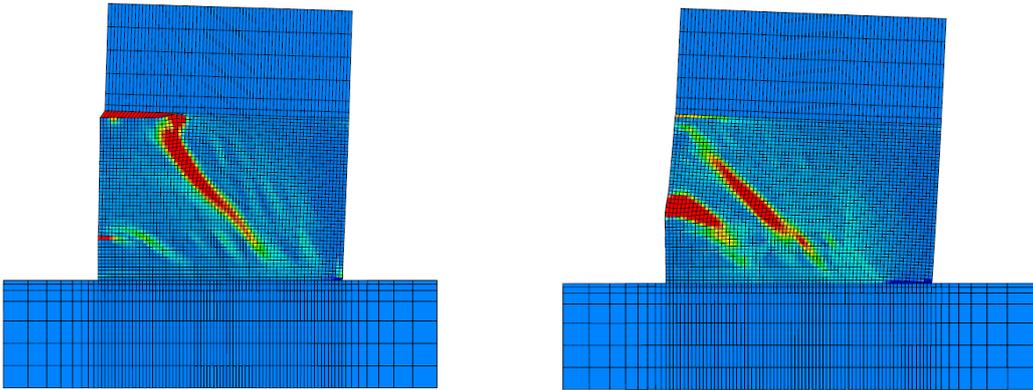


Figure. A-25: Failure modes of the unretrofitted and CFRP-retrofitted short walls (VC1 and VCR1) with Young’s modulus equal to 11 GPa

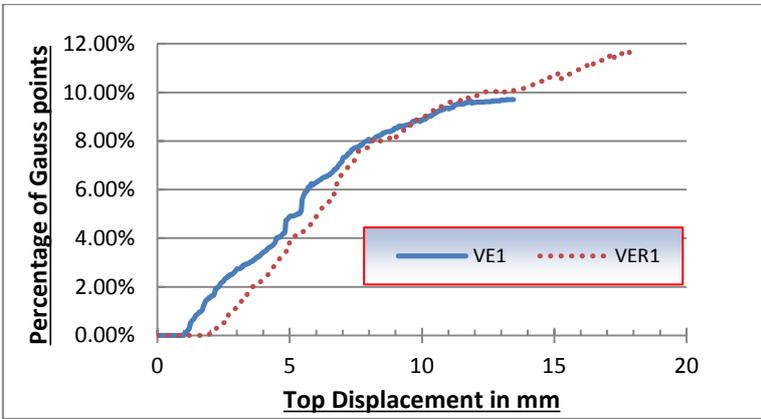


Figure. A-26: Percentage of Gauss points in concrete whose strain exceeds the threshold of 1.5E-3 (VE1 and VER1)

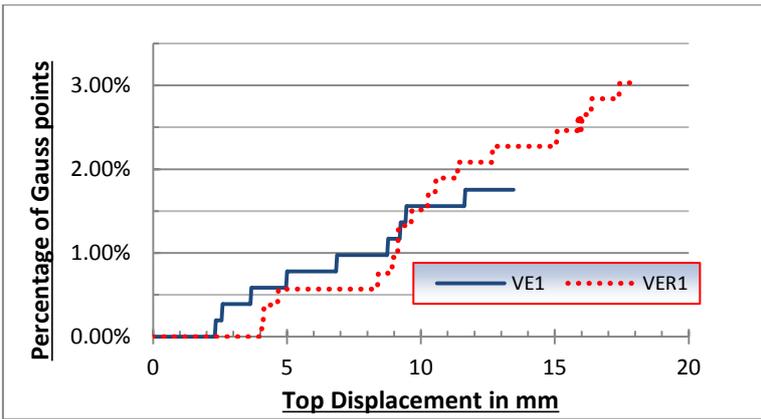


Figure. A-27: Percentage of Gauss points in steels whose tensile strains exceed the threshold of 2.6E-3 (VE1 and VER1)

For the short walls, the percentages of yielding steels are compared for the unretrofitted and CFRP-reinforced walls in Figure. A-28. The distributive effect of the CFRP strips is again highlighted.

In order to distinguish the roles of longitudinal (vertical) and transverse (horizontal) reinforcement with or without CFRP strips, the percentages of yielding steels are computed independently for vertical and horizontal reinforcement. For slender walls, these percentages are plotted in [Figure A-29](#): it is interesting to note that the CFRP strips result in yielding of horizontal steels whereas no horizontal steel yields without CFRP strips. It can be explained by the fact that the CFRP strips result in more important shear effects.

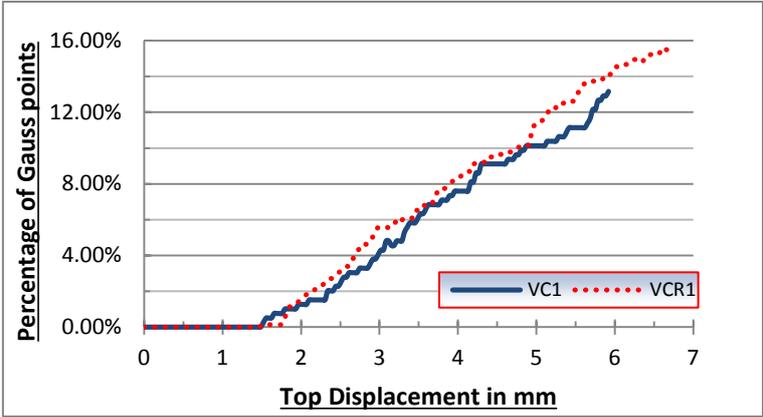


Figure. A-28: Percentage of Gauss points for steel material whose tensile strains exceed the threshold of $2.6E-3$ (VC1 and VCR1)

For the short walls in [Figure A-30](#), the behavior is a combined case of shear and bending effects: both vertical and horizontal steel bars yield for the unretrofitted case, with a strong importance of the horizontal reinforcement at the vicinity of the failure; it has been indicated by the fact that more horizontal steels yield from the displacement at 3.5 mm until the failure. In the CRFP-reinforced case, both vertical and longitudinal reinforcement yield as well, but the horizontal steels are less strained in comparison to the vertical steels. The CFRP reinforcement has a major influence of the respective contribution of horizontal and vertical reinforcement into the global behavior of the short walls.

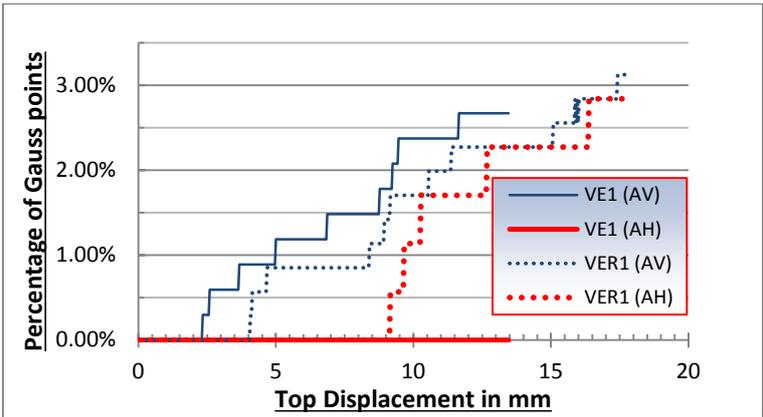


Figure. A-29: Percentage of vertical (AV) and horizontal (AH) yielding steels for slender walls (VE1 and VER1)

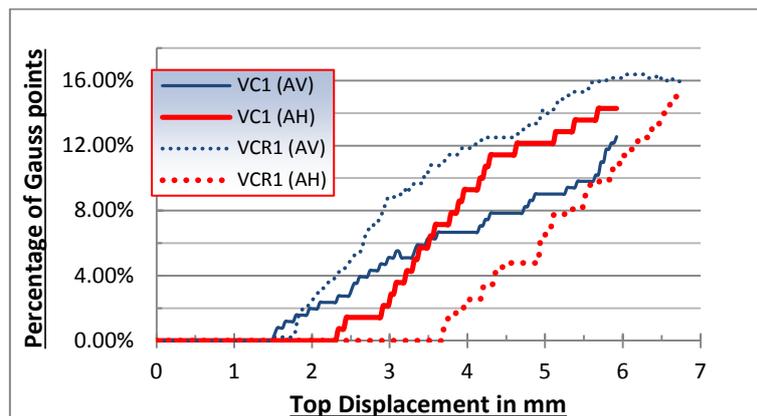


Figure. A-30: Percentage of vertical (AV) and horizontal (AH) yielding steels for short walls (VC1 and VCR1)

A.6 Conclusion

An experimental study has been carried out to investigate the effects of the reinforcement by CFRP strips on the behavior of lightly reinforced concrete walls with two different aspect ratios: a slender wall with an aspect ratio of 2.5 and a short wall with an aspect ratio of 0.67. Pushover tests were performed in laboratory under constant compressive load. Strengthening by CFRP strips allows enhancing both strength and ductility of the tested walls.

The main focus of this paper is to reproduce the experimental behavior by considering reliable models of RC walls unretrofitted and retrofitted by CFRP strips. Two numerical approaches were considered. First, a classical smeared fixed crack approach for the concrete material was employed with a regularization technique based on the fracture energy. Secondly, a coupled elastoplastic damage model validated in the literature was tested using a local approach. The CFRP strip was modeled with three bars whose equivalent section is equal to the real section of the CFRP strip. In both numerical approaches, the perfect bond between the steels and the concrete was assumed as well as between the bars representing the CFRP strips and the concrete. The debonding of the CFRP strips before the failure was modeled in an approximate way by considering the yielding of the CFRP material at a given strain observed during experimental tests. The tensile force after the debonding is taken into account for reproducing the resistance of the vertical CFRP strips strongly anchored at the footing of the walls.

2D and 3D pushover analyses were performed using both approaches. It was shown that both numerical approaches are successful for reproducing the behavior of the slender walls, with or without the strengthening by CFRP strips: the pushover curves in terms of load-displacement predicted by both numerical approaches are very consistent with experimental data and the crack pattern at the vicinity of the failure is well predicted. For the short walls, the smeared fixed crack model has been adopted and allows reproducing in an accurate way the strength and the ductility of the unretrofitted and CFRP-reinforced cases. In both cases, it was shown that the CFRP strengthening modifies the crack pattern at failure due to more pronounced shear effects. The distributive role of the CFRP strips in the damage development over the surface of the wall was also underlined.

Since the proposed model is only based on limited experimental data, there is an obvious need for further experimental investigations. The present modeling focuses on the quasi-static behavior of lightly reinforced concrete shear walls; it remains to prove the relevance of the proposed numerical approaches under dynamic loading. Experimental investigations were made on small-scale test units; an important aspect for further research is to study the behavior of the CFRP-retrofitted RC walls as structural elements into real building configurations.

B ANNEXE 2 - ANALYSIS OF FULLY AND PARTIALLY FRP-STRENGTHENED SHORT RC COLUMNS BY ANALYTICAL AND NUMERICAL

K. Le Nguyen, M. Brun, A. Limam³, E. Ferrier⁴

Article soumis dans journal « Composites for Construction », Juillet 2014

C ANNEXE 3 - ANALYSIS OF FULLY AND PARTIALLY FRP-STRENGTHENED SHORT RC COLUMNS BY ANALYTICAL AND NUMERICAL	188
C.1 Introduction.....	190
C.2 Experimental database	191
C.2.1 Experimental procedure.....	191
C.2.2 Test results.....	194
C.3 Analytical approach	195
C.3.1 Effects of confinement on σ - ϵ behavior by FRP wrapping	195
C.3.2 Shear strength from the ultimate flexural capacity of columns.....	197
C.3.3 Ultimate shear strength of the as-built column.....	199
C.3.4 FRP composite contribution for the retrofitted columns.....	200
C.3.5 Failure modes and strength shear	201
C.4 Numerical approach by finite element pushover analysis.....	202
C.4.1 Constitutive models for finite element approach.....	202
C.4.2 Meshes and material properties	203
C.4.3 Pushover simulations.....	205
C.5 Conclusion	211
C.6 Appendix.....	212
C.6.1 Appendix A	212
C.6.2 Appendix B.....	212
C.6.3 Appendix C.....	213
C.6.4 Appendix D	214
C.6.5 Appendix E.....	214

³ INSA-Lyon, Laboratoire de Génie Civil en Ingénierie Environnementale, Bât. Coulomb, 34 avenue des Arts, 69621, Villeurbanne, France

⁴ Université de Lyon 1, Laboratoire de Génie Civil en Ingénierie Environnementale, 82 bd Niels Bohr-69622 Villeurbanne, France

Résumé

Poteaux courts de béton armé renforcés par des polymères de fibre carbone ou de fibre de verre (CFRP ou GFRP) avec des configurations différentes (partiellement ou entièrement renforcées sur la hauteur du poteau) sont analysés en utilisant des approches analytiques et numériques. L'approche analytique utilise des équations de conception proposées dans les lignes directrices de la construction pour reproduire le confinement en béton fourni par FRP avec des fibres principalement dans le sens radial. La résistance prédite et les modes de défaillance sont cohérents avec les données expérimentales. Ensuite, l'analyse de pushover par méthode des éléments finis est réalisée pour étudier l'efficacité des configurations de FRP de ces poteaux. Dans l'hypothèse de la contrainte en plane, l'analyse de fissuration du béton adopte une approche de la fissure fixe en utilisant une technique de régularisation classique basée sur le concept de l'énergie de rupture. Le renforcement de FRP partielle est reproduit en distinguant les zones non confinées et confinées dans le maillage plan, de sorte que la résistance à la compression de PRF confiné est obtenue à partir des relations de conception. L'évaluation numérique de la résistance au cisaillement s'avère être plus précise que ceux fournis par la méthode d'analyse. En outre, les modes de défaillance observées sont bien récupérés et sont clairement illustrés par l'affichage des modes de flexion ou de cisaillement fissuration cohérentes. Enfin, les déplacements ultimes sont évalués par la méthode numérique, confirmant la supériorité de la configuration partiellement FRP renforcé en termes de ductilité par rapport au cas de renforcé entièrement.

Abstract

Short reinforced concrete (RC) columns strengthened in shear using carbon or glass fiber-reinforced polymers (CFRPs or GFRPs) with different configurations (partially or fully strengthened along the height) are analyzed using analytical and numerical approaches. The analytical approach employs design equations proposed in construction guidelines for reproducing the concrete confinement provided by FRP wraps with fibers predominantly in the hoop direction. The predicted strength and failure modes are consistent with the experimental data. Then, a pushover analysis using a finite element method is performed to investigate the efficiency of the FRP-retrofitted configurations of the short RC columns. Under the plan stress assumption, the concrete cracking analysis adopts a smeared fixed crack approach using a classical regularization technique based on the fracture energy concept. The partial FRP strengthening along the height of the RC columns is reproduced by distinguishing unconfined and confined areas in the plane mesh, whereby the FRP-confined compressive strength is obtained from design relations. The numerical assessment of the shear strength turns out to be more accurate than those provided by the analytical approach. In addition, the observed failure modes are well retrieved and are clearly illustrated through the display of consistent bending or shear cracking patterns. Finally, the ultimate displacements are assessed by the numerical procedure, confirming the superiority of the partially FRP-strengthened configuration in terms of ductility in comparison to the fully strengthened case.

Keywords

Fiber Reinforced Polymer retrofit, short RC column, analytical method, design relations, nonlinear pushover procedure.

B.1 Introduction

Short reinforced columns (RC) in buildings and bridges designed according to older codes may experience dangerous brittle shear failure as exhibited by damage reconnaissance projects from past earthquakes, which is mainly due to their shear deficiencies (widely spaced and/or poorly closed stirrups). *Y. Xiao et al. (1999)* studied retrofit jacketing systems using fiber polymer composites (FRP) as an alternative to the conventional approach, which is based on steel jacketing. The performance of FRP wrapping along the full height of circular RC columns with an aspect ratio of 3 was reported in terms of the strength, ductility and hysteretic behavior. It was shown that brittle shear failure could be prevented, replacing the poor hysteretic behavior of the as-built column, with good ductility and stability performance. An analytical method proposed by *(Priestley et al. 1994)* was used for designing the retrofit by decomposing the shear strength into contributions provided by the concrete, transverse reinforcement, axial load and FRP wrapping by employing the analogy with closely distributed circular hoops for the latter.

Colomb et al. (2008) and Promis and Ferrier (2012) investigated the effectiveness of different retrofit configurations for short square RC columns with the same aspect ratio of 3 by considering full and partial FRP strengthening along the height of the columns and by using two different FRP materials: carbon FRP (CFRP) and glass FRP (GFRP). The FRP retrofit changed the failure mode of the short RC columns from a brittle shear failure for the as-built column to a more ductile failure.

In this paper, the analytical approach proposed by *Xiao et al. (1999)* is employed to assess the strength of the as-built and FRP retrofitted columns. The failure mode is deduced from a comparison between the flexural shear obtained from the designed ultimate flexural capacity under the double curvature condition of the tests and the shear strength calculated from the lines of Priestley. Instead of using the analogy of the confinement effect provided by a conventional transverse reinforcement, the contribution of the FRP wrapping to the global shear strength of the retrofitted columns is assessed using design equations from the French recommendation guide *(AFGC 2011)*. It is shown that the analytical approach is capable of predicting the strength and failure modes of all the investigated FRP-retrofitted columns, except for a partially strengthened specimen for which the predicted failure mode is in bending instead of a shear failure as observed in the tests.

In addition to the analytical approach based on design relationships, it is of interest to assess the effectiveness of the numerical approach in predicting the strength, failure mode and ductility of FRP-retrofitted specimens. Different numerical approaches using the finite element method have been used in the literature to reproduce the beneficial effects of the FRP retrofit in terms of the behavior of RC columns and beams. *Mirmiran et al. (2000)* modeled an RC column with solid elements for the concrete using a non-associative Drucker-Prager plasticity model for FRP-confined concrete and using shell elements tied to solid concrete elements for the FRP jacket. *Malvar et al. (2004)* employed an elastic-plastic constitutive law for the concrete, which is capable of representing the volumetric behavior of concrete when the concrete expansion interacts with the confining jacket, and introduced the FRP-jacket as hoop truss elements tied to the solid elements. *Yu et al. (2010a; b)* used the concrete damaged plasticity model provided in ABAQUS. The concrete behavior law was modified according to the stress-strain model proposed by *Teng et*

al. (2009) for uniformly FRP-confined concrete, and the law is capable of predicting the entire axial stress-axial strain curve and the lateral strain-axial strain curve; shell elements for the FRP-jacket were tied to concrete solid elements assuming a hard contact.

Lu et al. (2005, 2006) adopted a plane stress meso-scale-approach to model pull-out tests for FRP sheets bonded to concrete using a classical smeared-fixed crack model for the concrete, but with a very fine mesh to consider the interfacial debonding captured in the concrete layer adjacent to the adhesive layer. Each ply of the FRP plate was modeled using plane elements and a no-bond-slip model assuming a perfect bond was considered between the FRP plate and the concrete. The meso-scale approach carried out at the fine scale of the pull-out tests enabled an interfacial bond-slip model to be identified. Subsequently, *Lu et al. (2007)* analyzed FRP-retrofitted RC beams using a conventional finite element approach (with an element size one order of magnitude greater than the meso-scale approach) by describing the interface behavior between the FRP plate and the concrete with the previously derived bond-slip model. *Wu and Yin (2003)* also investigated the fracturing behaviors of FRP-retrofitted beams in terms of bending by adopting a bond-slip model between the concrete and the FRP sheets. Both the rotating smeared crack model for the concrete and the bond-slip model for the interface used energetic considerations as regularization technique for the fracture energy and the interfacial fracture energy in mode II and in mode I, respectively.

Here, the smeared-fixed crack approach adopted in a previous paper for CFRP-retrofitted RC walls with different aspect ratios is used. The work in *Le Nguyen et al. (2014)* has been employed to analyze the effectiveness of retrofitting strategies for RC shear walls. The failure of the short FRP-retrofitted RC columns is governed by concrete crushing and by the penetration of a major shear crack in the section, which is in contrast to the RC beams FRP-retrofitted at the tensile side, mainly governed by the debonding at the main flexural crack (*Ferracuti et al. 2007, Ombres 2010*). Consequently, reinforcement and FRP strips are simply modeled as truss elements under the assumption of a perfect bond with the concrete. The unconfined and confined areas along the height of the RC columns are distinguished to produce the partial FRP strengthening. In the confined areas, the FRP wrapping has been considered by assessing the compressive FRP-confined strength of the concrete using the French regulatory guide (*AFGC 2011*). The proposed nonlinear pushover analysis attempts to predict all the observed failure modes with consistent bending or shear cracking patterns using the tests and shown to be more accurate than the analytical approach in terms of strength. Finally, the advantage of the analysis in terms of the ductile behavior provided by the partial FRP strengthening in comparison to the fully FRP strengthened case is confirmed by the numerical approach.

B.2 Experimental database

B.2.1 Experimental procedure

The experimental program under consideration has already been presented in previous works by *Colomb et al. (2008)*. It was mainly inspired by the experimental tests carried out by *Ma et al. (2000)* on full-scale columns with square cross sections retrofitted with prefabricated composite jacketing. The experimental program included RC columns with 200 x 200 mm square cross section, corresponding to 2/3 of the size of short columns used in buildings. Before studying the

specimens using design equations and the numerical procedure, the experimental program is briefly discussed in the following as well as in the main results.

The aspect ratio H/L of the investigated columns was set to 3, corresponding to the upper limit of aspect ratios for short columns, and was tested under the double curvature condition. A constant axial load of 126 kN was applied to the columns, on the basis of a nominal design axial load ratio of 0.1. The longitudinal reinforcement is characterized in the square cross section by eight bars 16 mm in diameter, giving a longitudinal reinforcement ratio of 4%, which is the maximum value authorized by Eurocode 8 (EN 1998-3 2005). The longitudinal steel bars are located at the four edges of the section, as well as at the middle of each side of the section, with a constant clear cover of 2.5 cm. The transverse reinforcement is ensured through the use of 6 mm in diameter stirrups spaced at 200 mm, resulting in a weak transverse reinforcement ratio of 0.14% (equal to the minimal value accepted by the old French rules).

The steels are consistent with the current standard, with a guaranteed yield strength equal to 500 MPa (steel type S500B). Ready-mixed concrete was employed and 16 x 32 cm cylindrical specimens were cast for the concrete property assessment. The compression strength at 28 days was evaluated at 31.5 MPa with an uncertainty of 1.5 MPa. The columns were reinforced at their ends using two large reinforced concrete blocks with dimensions of 600 x 600 x 300 mm to provide the strong stiffness required by the double curvature test (fixed-fixed boundary conditions in rotation). Two FRP composites were investigated for retrofitting the square columns: CFRPs and GFRPs. The mechanical parameters for one layer of CFRP and for GFRP strips with a thickness of 1 mm are summarized in Table B-1.

Properties	ROCC	Glass fiber
Tensile strength (MPa)	880 MPa	300 MPa
Tensile modulus (MPa)	80000 MPa	20000MPa
Ultimate strain (%)	1.1	1.5

Table B-1: CFRP and GFRP material properties

A series of eight columns was tested according to the double curvature test described in Figure B-1. The specimen consists of three parts: the head beam through which the loads are transferred to the short column, the panel corresponding to the short column, and the footing at which the specimen is anchored. Uplift of the footing with respect to the laboratory floor is prevented by post-tensioned anchor rods. Only the horizontal displacement of the top of the column is controlled by preventing the rotation of the top block with the help of a pantograph. The constant axial load was supplied by post-tensioning two rods with a diameter of 26 mm with a hydraulic jack at the top block of the column, imposing at a constant axial force of 126 kN.

Among the eight tested columns, the first column corresponds to the as-built specimen, whereas the remaining columns were retrofitted with different composite materials (CFRP and GFRP) and with different strengthening configurations, including the number of the composite bands along the column height as well as the thickness of the FRP wrapping (number of FRP layers). The second column was strengthened using 100 mm wide CFRP strips spaced at 100 mm (SC-PW-2C1) in addition to two CRFP layers. The third and fourth columns were strengthened along the height two and three layers of CFRP (columns SC-FW-2C and SC-FW-3C), respectively. The

other columns were partially strengthened to optimize the reinforcement by modifying the number of CFRP strips along the height: SC-PW-3C1 was reinforced using 100 mm wide carbon strips spaced at 100 mm, with three layers being applied near the reinforcements and two layers at the middle height; the same reinforcement ratio was used for SC-PW-3C2, with 50 mm wide strips spaced at 50 mm. Two 150 mm wide strips of three carbon layers were applied to specimen SC-PW-3C3. Finally, GFRP strips were used for the last column. The strength equivalence corresponds to one CFRP layer for three GFRP layers. Consequently, SC-PW-9G is strengthened according to the same configuration as SC-PW-3C1.

The investigated FRP-retrofitted configurations are listed in Table B-2 and are displayed in Figure B-1.

Specimen	Description	Number of layers for each band
SC1	None	0
SC-PW-2C1	Discontinues 3 strips *CFRP of 100 mm	2/2/2
SC-FW-2C	Continues 1 band *CFRP of 600 mm	2
SC-FW-3C	Continues 1 band *CFRP of 600 mm	3
SC-PW-3C1	Discontinues 3 strips *CFRP of 100 mm	3/2/3
SC-PW-3C2	Discontinues 6 strips *CFRP of 50 mm	3/3/2/2/3/3
SC-PW-3C3	Discontinues 2 strips *CFRP of 150 mm	3/3
SC-PW-9G	Discontinues 3 strips *GFRP of 100 mm	9/6/9

Table B-2: Geometric characteristics of the specimens

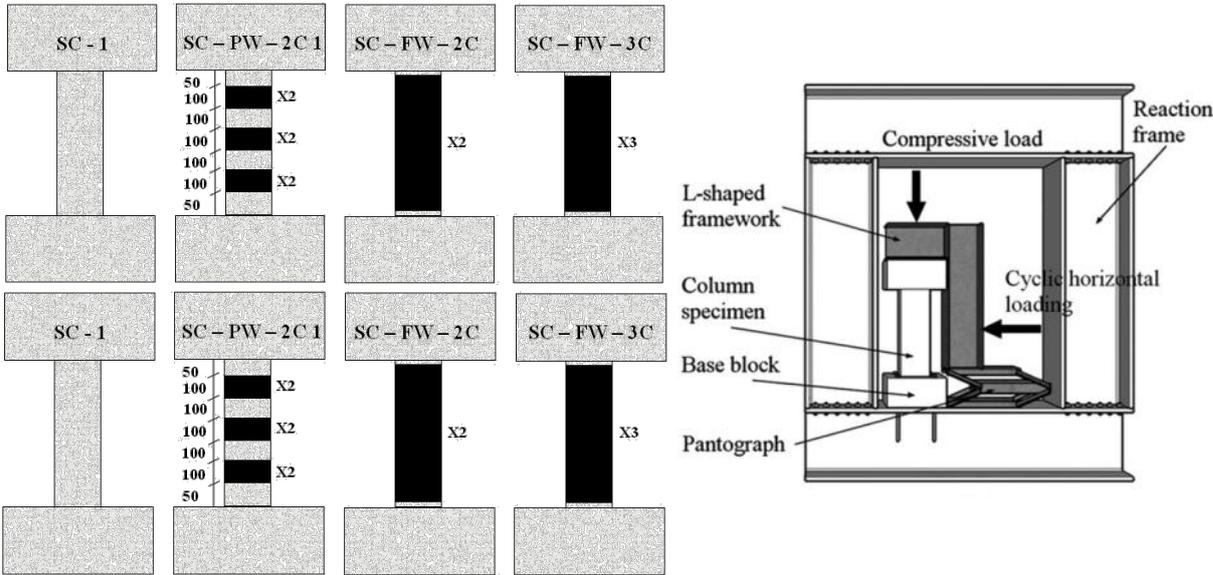


Figure B-1: Setup of the test

B.2.2 Test results

The failure modes are displayed in Figure B-2 and the global results in terms of the strength and the ductility are summarized in Table B-3. It can be observed that the FRP retrofitting noticeably improves the behavior of the as-built column: from a fragile failure experienced by this reference column with an almost elastic behavior up to the ultimate load, the FRP retrofitting allows a more ductile failure with a clear enhancement of both the global strength and the ductility. The fully height-retrofitted columns experience bending failure modes, whereas the partially retrofitted columns exhibit shear failure modes.

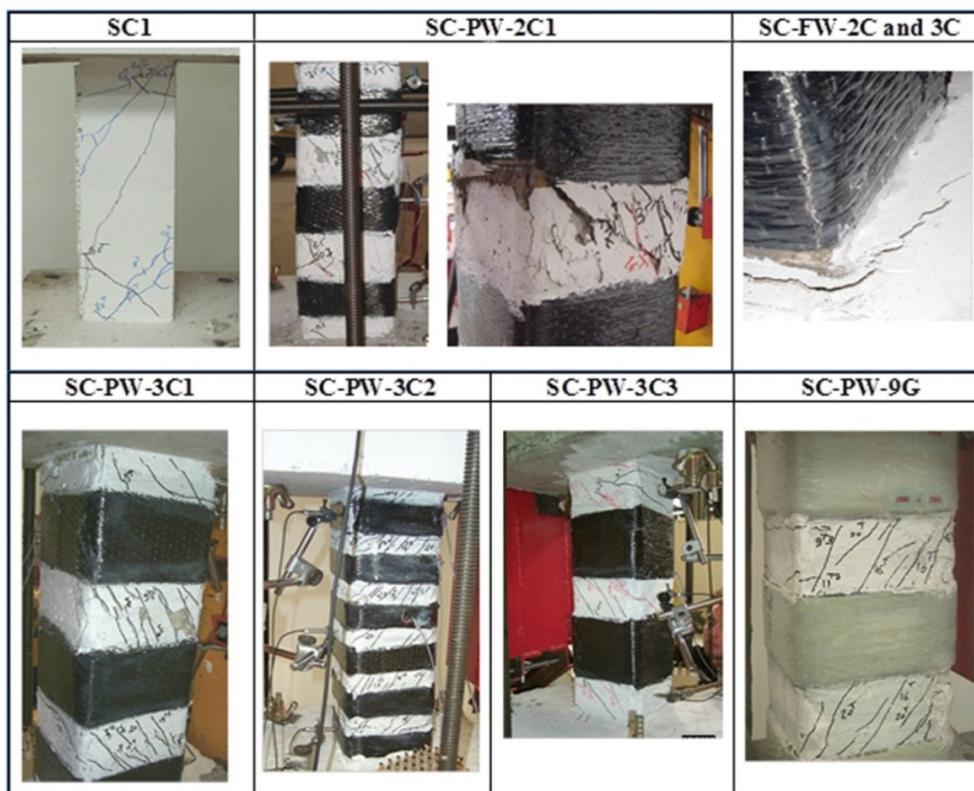


Figure B-2: Failure modes (experimental test)

	Experimental results		
	Ultimate load (kN)	Ductility	Failure mode
SC1	128.30	1.00	Shear
SC-PW-2C	217.90 (+70%)	2.93	Shear
SC-FW-2C	256.60 (+100%)	2.19	Bending
SC-FW-3C	260.10 (+103%)	1.85	Bending
SC-PW-3C1	211.56 (+65%)	1.89	Shear
SC-PW-3C2	199.11 (+55%)	3.71	Shear
SC-PW-3C3	218.66 (+70%)	1.13	Shear
SC-PW-9G	223.45 (+74%)	1.15	Shear

Table B-3: Ultimate loads, ductility and associated failure mode

The analysis presented in the following sections attempts to predict the gain in terms of the strength and the ductility for the investigated retrofitted configurations. The failure modes are obviously of interest. First, the predicted strength gain and failure modes derived from the use of design equations will be compared with the results of the tests. Second, numerical pushover analyses will be performed, providing reliable strength assessments as well as valuable results in terms of ductility, which are not available with the first analytical approach. Finally, it will be demonstrated that the numerical approach is capable of displaying the main cracks experienced by the specimens, enabling a better characterizing of the failure modes.

B.3 Analytical approach

B.3.1 Effects of confinement on σ - ε behavior by FRP wrapping

The FRP wrapping provides an additional confinement for the deficient RC columns, representing a very attractive solution due to their lightweight, high strength and excellent corrosion resisting capabilities. The model proposed by *Lam and Teng (2003)*, *Teng et al. (2009)*, and *Teng and Lam (2004)* has emerged from a large unbiased database of FRP-confined concrete under concentric compression. The stress-strain laws are provided for circular and rectangular FRP-confined sections. In **Figure. B-3**, the confinement effect of the FRP-wrapping is compared to the unconfined case. The curve is composed of a parabolic ascending branch in compression up to the confined compressive strength f'_{cc} followed by a linear decreasing branch up to the ultimate strain ε'_{cc} .

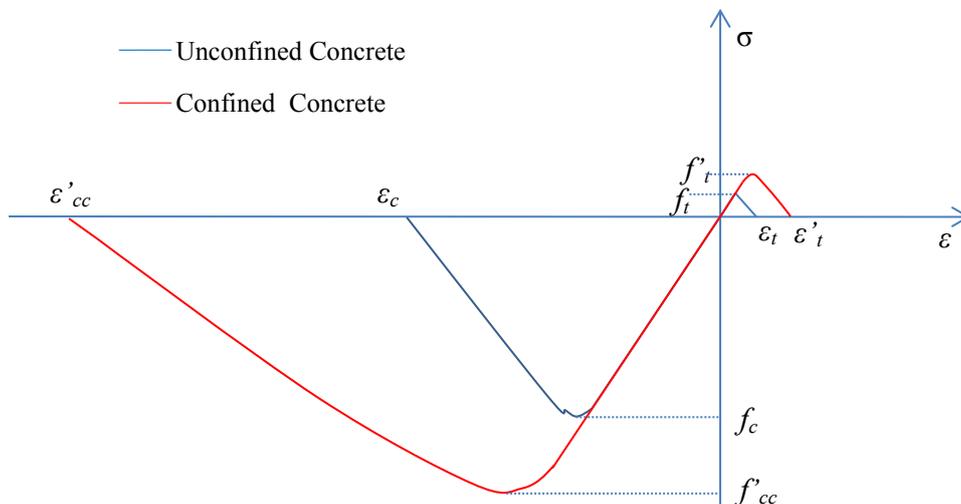


Figure. B-3: Stress-strain model for concrete

In this section, in accordance with the French regulatory guide (*AFGC 2011*), the confined strength is evaluated as a function of the unconfined strength and the FRP geometric and material characteristics as follows:

$$f'_{cc} = f_c + \psi_f \cdot k_1 \cdot k_c \cdot k_h \cdot f_{pu,k} \quad (C.1)$$

in which ψ_f is a coefficient parameter equal to 0.6 for a square section rounded at the edge, k_l is an efficiency coefficient that depends on the value of the unconfined compressive strength (equal to 3.45 for a compressive strength of less than 60 MPa), k_c and k_h are geometric parameters (in the cross section and along the height of the column) that are explained in additional detail in Appendix A. The confinement pressure $f_{pu,k}$ in Eq. (C.1) depends on the equivalent confinement stiffness E_p and the FRP characteristics as follows:

$$f_{pu,k} = E_p \cdot \varepsilon_{fu,k} \quad (C.2)$$

where $\varepsilon_{fu,k}$ denotes the threshold strain value in the FRP composite from which the concrete shear strength deterioration due to diagonal cracking is observed. *Priestley et al. (1994)* recommended the value of 0.004, which was subsequently chosen for all the investigated columns. The equivalent confinement stiffness E_p of the FRP wrapping for a rectangular square section is calculated as

$$E_p = \frac{2t_f \cdot n_p}{h} \cdot E_f \quad (C.3)$$

where E_f is the elasticity modulus of the composite, t_f is the nominal thickness of the reinforcement, n_p is the number of composite layers and h is the depth of the section. The calculation details of the confined strength f'_{cc} for all the FRP retrofitted columns are provided in Appendix B (Table B-10).

In the double curvature test, the shear force is constant along the height of the column, whereas the bending moment is linear and extreme at the bottom and top reinforcements as illustrated in Figure. B-4. As a result, if the column fails according to a bending mode, an ultimate shear strength V_{Mu} can be deduced from the ultimate flexural capacity. The shear strength is expressed as

$$V_{Mu} = \frac{2 \cdot M_u}{H} \quad (C.4)$$

where H is the height of the column.

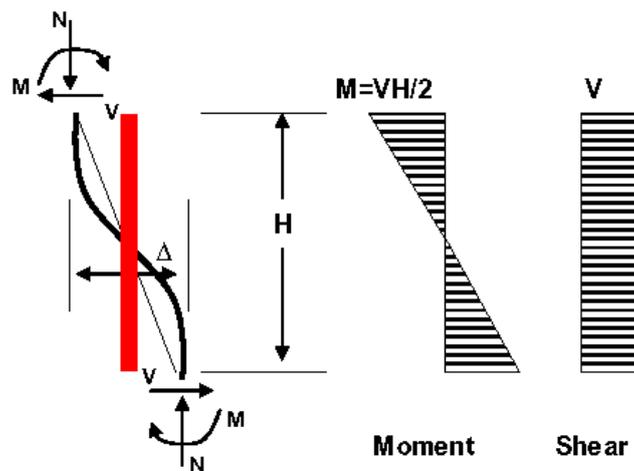


Figure. B-4: Double curvature loading

In the following, the ultimate flexural capacity M_u is assessed in accordance with the Japanese guidelines (JPDPA 1999) to obtain the flexural shear strength of the FRP-retrofitted columns. In addition, analytical equations will be employed for assessing the shear strength according to the procedure proposed by Priestley et al. (1994), decomposing the global shear strength into several contributions from the concrete, axial load, transverse reinforcement and FRP-wrapping of the section. The failure mode of the FRP-retrofitted columns predicted by the analytical approach will be obtained by comparing the flexural shear with the shear strength. The consistency between the predicted failure modes and those observed in the tests will be verified.

B.3.2 Shear strength from the ultimate flexural capacity of columns

The assessment of the ultimate flexural capacity of RC columns follows the Japanese Building Standard Law (JPDPA 1999). The parameters employed are the axial compressive force N , longitudinal and transverse steel reinforcements, cross section of the longitudinal round reinforcing bars a_s , ultimate tensile strength of the steel f_y , concrete compressive strength f_c , height of the column H and cross section dimensions of the columns (the depth h and the width b). In addition, a geometric parameter g_l , which depends on the longitudinal reinforcement in the section, has to be computed; it corresponds to the ratio of the distance between the center of gravity of the tension and the compression reinforcement on the full depth of the column, as sketched in Figure. B-5. This geometric parameter is defined as

$$g_l = \frac{\left(\frac{A_1 \cdot d_1 + A_2 \cdot d_2}{A_1 + A_2} \right) - d_3}{h} \quad (\text{C.5})$$

where the areas of the longitudinal steel sections A_1 , A_2 and A_3 are depicted in Figure. B-5, corresponding to the tension reinforcement (A_1 and A_2) and the compression reinforcement (A_3) under a positive bending moment. The area of the steel sections A_1 , A_2 and A_3 are 603, 402 and 603 mm², respectively. According to Eq. (C.5), the value of g_l is equal to 0.64 for the considered cross section.

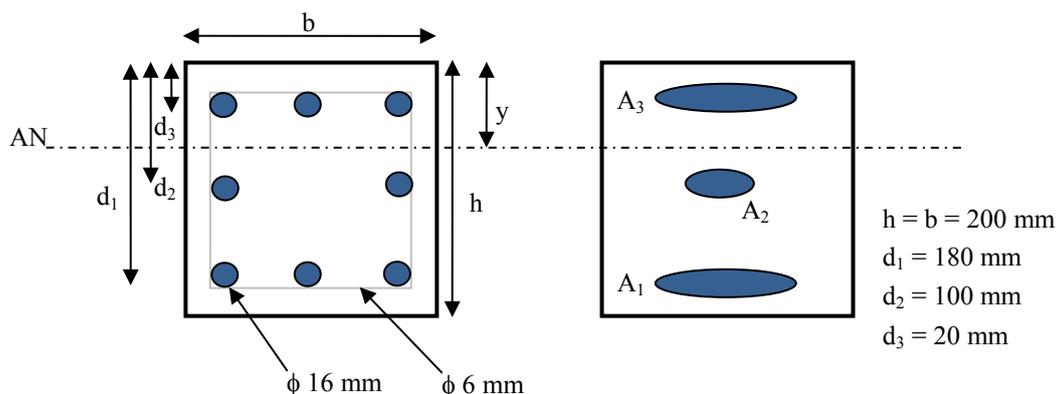


Figure. B-5: Reinforcement area in the cross section of the columns

Three cases are distinguished by the Japanese Building Standard guide according to the value of the axial force N and the three threshold values, N_b , N_{max} and N_{min} , corresponding to the balanced axial force, ultimate force in compression and ultimate force in traction, respectively.

The balanced axial force can be computed from the equilibrium of the cross section displayed in [Figure. B-5](#). It is given by

$$N_b = 0.22 \cdot (1 + g_1) \cdot b \cdot h \cdot f_c \quad (C.6)$$

where f_c is the unconfined compressive strength of the concrete. This strength value of the concrete f_c has to be replaced with the confined value f'_{cc} when considering confinement using conventional transverse steel reinforcement or FRP-wrapping on the column. Here, due to the weak transverse steel reinforcement, the confinement is only provided by the FRP strengthening of the section.

We obtain a balanced axial force equal to $N_b = 433$ kN for the as-built column SC1. From [Eq.\(C.6\)](#) we can note that the balanced axial force for all the FRP-retrofitted columns is greater than 433 kN because f'_{cc} is always greater than f_c . Thus, in all cases, we have $N_b \geq 433$ kN.

In the double curvature test, a constant axial load N of 126 kN is applied to the top of the short column, indicating that we are in the case of a constant axial load that is less than the balanced axial load, i.e., $N \leq N_b$. Consequently, in accordance with the Japanese Building Standard Law ([JPDPA 1999](#)), the ultimate flexural capacity can be computed from

$$M_u = 0.5 \cdot a_s \cdot f_y \cdot g_1 \cdot h + 0.5 \cdot N \cdot h \left(1 - \frac{N}{b \cdot h \cdot f'_{cc}} \right) \quad (C.7)$$

where a_s denotes the section of the longitudinal reinforcement, f_y denotes the yield strength of the reinforcement and f'_{cc} denotes the CFRP-confined concrete strength obtained from [Eq.\(C.1\)](#).

The results in terms of the ultimate flexural capacity and the shear strength are given in [Table B-4](#) along with the FRP-confined concrete strength. The calculation details are given in [Table B-10](#) in [Appendix B](#).

	SC1	SC-PW-2C	SC-FW-2C	SC-FW-3C	SC-PW-3C1	SC-PW-3C2	SC-PW-3C3	SC-PW-9G
V_{Mu} [kN]	226.53	226.94	227.2	227.47	226.94	227.07	226.96	226.88

Table B-4: Ultimate flexural capacity of columns

From [Table B-4](#), it can be noted that the FRP-wrapping plays a negligible role in the ultimate flexural capacity. Indeed, the flexural strength of short columns turns out to be almost independent of the confined concrete strength (approximately equal to 227 kN for all the columns). For instance, it can be observed that a 29% increase in the compressive strength (SC-FW-3C compared to SC1) entails a negligible increase of less than 0.3% in the ultimate flexural capacity. As a result, the failure modes predicted by the analytical approach will be dependent on

the shear strength assessed in the following: bending failure if the shear strength is higher than 227 kN and shear failure if the shear strength is less than this latter value.

B.3.3 Ultimate shear strength of the as-built column

The first column of the experimental program, referenced as the as-built column SC1, is considered before introducing the confinement effect brought about by the FRP wrapping. *Priestley et al. (1994)* proposed that the column shear strength results from the contributions of the concrete V_c , axial load V_N and existing transverse reinforcement V_s as follows

$$V = V_c + V_N + V_s \quad (C.8)$$

The contribution of the concrete to the column shear strength is assessed using the following expression:

$$V_c = A_e \cdot \left(1 + 3 \cdot \frac{N}{S \cdot f_c}\right) \cdot \tau_c \quad (C.9)$$

where the effective section A_e is equal to 80% of the gross sectional area S , N is the axial load (equal to 126 kN), and τ_c is the concrete shear strength, which is taken as the minimal value between $0.06f_c$ and 1.5 MPa as recommended by *Mosley (2007)*.

The shear strength enhancement due to the axial load results from the inclined compression strut. In the case of a double curvature test, the axial load contribution is expressed as

$$V_N = N \cdot \frac{(h - y)}{H} \quad (C.10)$$

where h is the depth of the section and y is the position of the neutral axis, whose determination is explained in [Appendix C](#).

The cross section is depicted in Figure. B-6, along with the assumed strain and stress distribution as a function of the depth h as well as the global forces involved in the equilibrium of the section in bending.

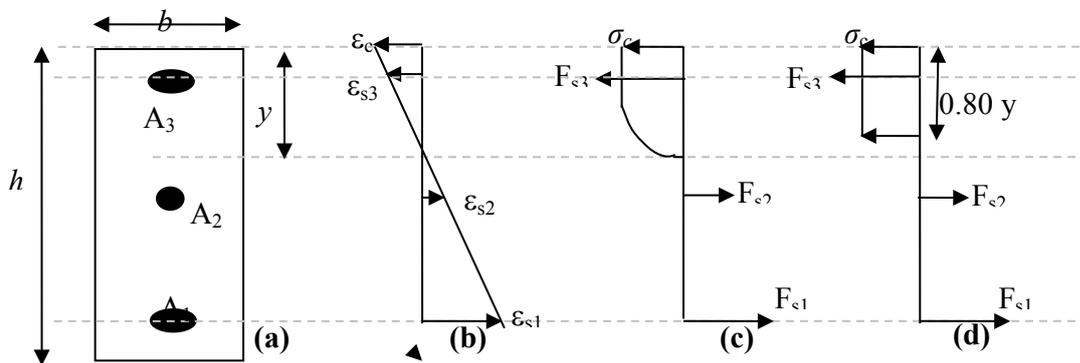


Figure. B-6: (a) Column section and longitudinal reinforcement; (b) assumed strain distribution; (c) concrete compressive stress along with steel tensile and compressive forces; (d) idealization of the compressive stress distribution at a depth of 0.8y

Finally, the shear strength contribution due to the truss mechanism provided by the transverse reinforcement is given by

$$V_s = A_t \cdot f_{yt} \cdot D' \cdot \cot\theta / S_t \quad (C.11)$$

where A_t is the cross-sectional area of the transverse reinforcement, f_{yt} is the yield strength of the transverse reinforcement, S_t is the spacing between the stirrups, and D' is the distance along the depth direction of the section between the transverse steels. θ is the strut inclination angle, taken as 30° , following the recommendations of the French Regulatory guide (AFGC 2011) and confirmed by the experimental test [Figure. B-10].

By summing the contributions from the concrete, the conventional steel reinforcement and the axial load, a shear strength of 124.8 kN is derived for the as-built column. The calculation details are provided in Appendix D.

In conclusion, the shear strength of the as-built column is less than the strength derived from its flexural capacity and is equal to 226.53 kN [Table B-4]. This clearly indicates a shear failure mode as expected due to the low aspect ratio of the column (equal to 3), high longitudinal reinforcement ratio (equal to 4%) and low transverse reinforcement ratio (equal to 0.14%).

B.3.4 FRP composite contribution for the retrofitted columns

According to Eurocode 8-Part 3 (EN 1998-3 2005), the FRP contribution to shear capacity can be determined by

$$V_{Rd,f} = 0.9d \cdot f_{fdd,e} \cdot 2 \cdot t_f \cdot \left(\frac{w_f}{s_f} \right)^2 \cdot (\cot\theta + \cot\beta) \cdot \sin\beta \quad (C.12)$$

where d is the effective depth, θ is the strut inclination angle, t_f is the thickness of the FRP strips, β is the angle between the fiber direction and the axis of the member, w_f is the width of the FRP strips measured orthogonally to the direction of the fibers, s_f is the spacing between FRP strips measured orthogonally to the fiber direction. In the case of fully FRP-strengthening along the height of the column, the width and spacing of the FRP-strips in Eq. (C.12) become: $w_f = s_f = \min(0.9h, b) \cdot \sin(\theta + \beta) / \sin\theta$.

The design FRP effective debonding strength $f_{fdd,e}$ depends on the strengthening configuration such as fully wrapped, U-shaped or side bonded. In our case of a full FRP-wrapping of the cross section, the design effective debonding strength, denoted as $f_{fdd,e,W}$, is given by

$$f_{fdd,e,W} = f_{fdd} \cdot \left[1 - k \cdot \frac{L_e \cdot \sin\beta}{2 \cdot z} \right] + \frac{1}{2} \cdot (f_{fu,W}(r_c) - f_{fdd}) \cdot \left[1 - \frac{L_e \cdot \sin\beta}{z} \right] \quad (C.13)$$

where $z = 0.9d$ is the internal lever arm, and the coefficient $k = \left(1 - \frac{2}{\pi}\right)$. The effective bond length

L_e is calculated as

$$L_e = \sqrt{\frac{E_f \cdot t_f}{\sqrt{4 \cdot \tau_{\max}}}} \quad (\text{units : } N, mm) \quad (C.14)$$

with the maximum bond strength given by $\tau_{\max} = 1.8 \cdot f_{ctm} \cdot k_b$ with k_b being the covering coefficient defined by $k_b = \sqrt{1.5 \cdot (2 - w_f / s_f) / (1 + w_f / 100 \text{ mm})}$ (see Appendix A for the definition of the geometric parameters w_f , s_f and t_f).

In Eq.(C.13), both the design debonding strength f_{fdd} and the ultimate strength of the FRP strips $f_{fu,W}(r_c)$ have to be assessed.

The design debonding strength f_{fdd} is given by

$$f_{fdd} = \frac{1}{\gamma_{fd}} \sqrt{0.6 \frac{E_f \cdot f_{ctm} \cdot k_b}{t_f}} \quad (\text{units : } N, mm) \quad (C.15)$$

where γ_{fd} is the partial security factor for FRP debonding, which can be found in the National Annex of each country (the recommended value is 1.5); E_f is the FRP elastic modulus; and f_{ctm} is the mean concrete tensile strength.

It remains to define the ultimate strength of the FRP strips $f_{fu,W}(r_c)$ for a square cross section with corners rounded with a radius r_c as follows:

$$f_{fu,W}(r_c) = f_{fdd} + \eta_R \langle f_{fu} - f_{fdd} \rangle \quad (C.16)$$

where the term in $\langle \rangle$ should be considered only if it is positive; the coefficient η_R depends on the rounding radius r_c and the section width b as $\eta_R = 0.2 + 1.6 \frac{r_c}{b}$. The calculations for all the FRP-retrofitted columns are detailed in Appendix E. The results in terms of the ultimate strength of the FRP strips ($f_{fu,W}(r_c)$) for a square cross section with rounded corners, design debonding strength f_{fdd} and design effective debonding strength for a fully wrapped section $f_{dde,W}$ are summarized in Table B-5.

	SC1	SC-PW-2C	SC-FW-2C	SC-FW-3C	SC-PW-3C1	SC-PW-3C2	SC-PW-3C3	SC-PW-9G
$V_{Rd,f}$ [kN]	0	67.5	221.1	310.5	67.5	72.1	126.6	64.6

Table B-5: FRP contribution to shear strength

B.3.5 Failure modes and strength shear

Table B-6 presents the failure modes predicted by the analytical approach for the FRP-retrofitted columns. Two failure modes are expected to occur as a result of bending for the fully CFRP-strengthened cases SC-FW-2C and SC-FW-3C, as confirmed during the double curvature test. Almost all the other failure modes are in shear as observed during the tests, except for the SC-PW-3C3 specimen for which the analytical method predicts a bending failure.

For the partially FRP-strengthened specimens with the exception of the SC-PW-3C3 case, the resistance to shear is exhausted before the flexural strength provided by the high longitudinal

reinforcement ratio is; the enhancement of the shear strength due to this partially wrapping is not sufficient for changing the failure mode. In the cases of the fully wrapped specimens (SC-FW-2C and SC-FW-3C), the enhancement in shear is more important, resulting in a failure mode change from shear to bending. In the case of the partially FRP-wrapped sample SC-PW-3C3, the failure mode predicted by the analytical approach is bending instead of shear, as in the tests. Nonetheless, it can be noted that there is a small difference between the shear strength derived from the ultimate flexural capacity and the direct shear stress obtained by Priestley's procedure: 226.96 kN compared to 241.01 kN, respectively.

The analytical approach successfully provides reliable resistance values as well as failure modes, with the exception of the SC-PW-3C3 case. It has to be noted that no predicted values of ductility are provided by this approach. On the contrary, the following approach based on the Finite Element Method under the plane stress assumption aims at providing predictions of the global strength, failure mode and ductility.

	V_{Mu} (kN)	V_u (kN)	Failure mode theoretical	Observed failure mode	Resistance at failure (kN)
SC1	226.53	124.8	Shear	Shear	124.8
SC-PW-2C	226.94	192.3	Shear	Shear	192.3
SC-FW-2C	227.20	345.9	Bending	Bending	227.2
SC-FW-3C	227.47	435.3	Bending	Bending	227.5
SC-PW-3C1	226.94	192.3	Shear	Shear	192.9
SC-PW-3C2	227.07	196.9	Shear	Shear	196.9
SC-PW-3C3	226.96	251.4	Bending	Shear	227
SC-PW-9G	226.88	189.4	Shear	Shear	189.4

Table B-6: Shear strength from the ultimate flexural capacity and shear strength from Priestley approach

B.4 Numerical approach by finite element pushover analysis

B.4.1 Constitutive models for finite element approach

This section is devoted to the brief presentation of the concrete model and the steel model used in the pushover analysis for the short FRP-retrofitted RC columns. The concrete model, available in the finite element code CAST3M, is based on the classical smeared fixed crack assumption (*Ile and Reynouard 2000; Merabet and Reynouard 1999*). It was successfully employed for simulating shear walls and U-shaped shear walls at the laboratory scale (*Brun et al. 2011; Ile and Reynouard 2005*) as well as scaled RC structures tested on shaking tables under the framework of the French research program CAMUS (*Ile and Reynouard 2003*). The model follows a local approach and the mesh dependency on the softening regime in traction is addressed through the fracture energy approach introduced by *Hillerborg et al. (1976)* and employed by *Bažant and Oh (1983)*. This approach has also been validated for predicting the behavior of CFRP-retrofitted shear walls with different aspect ratios (*Le Nguyen et al. 2014*). In this study, the same numerical strategy is adopted in the following 2D nonlinear pushover analyses for all the FRP-retrofitted configurations of the short RC columns.

The steel reinforcement was modeled using linear bar elements associated with the uniaxial cyclic law proposed by *Menegotto and Pinto (1973)*. No steel/concrete interface behavior has been considered. The reinforcement of the shear walls are introduced into the FE model as bar elements whose nodes are the same as the concrete elements under the perfect bond assumption. In the case of the smeared fixed crack approach, the effects associated with the rebar-concrete interface such as bond-slip and dowel action, are considered in an approximate way by introducing some tension-stiffening into the concrete model using the fracture energy concept previously discussed.

The introduction of the CFRP strips into the model is performed by adding additional bars and by increasing the confined compressive concrete strength as explained in the following section. The CFRP material is assumed to be linearly elastic.

B.4.2 Meshes and material properties

The short column and the bottom and top reinforcements were represented by 2D elements with four nodes with bilinear shape displacement functions. Steels and CFRP strips were represented by bars with linear shape functions. A smeared fixed approach is adopted under the perfect bond assumption between the steel bars and the concrete. As previously described, the regularization technique for the softening behavior of the concrete is based on the classical fracture energy, modified according to the steel reinforcement ratio to consider the tension-stiffening effect. The perfect bond assumption is also adopted to model the interaction between the CFRP strips and the concrete, as previously performed (*Le Nguyen et al. 2014*).

The additional weights were considered by applying loads, corresponding to a total force of 126 kN, to the top beam, as illustrated in *Figure. B-7*. The mesh size of the wall is chosen to be sufficiently small, 2.0 cm, to make the steel bar nodes coincident with the concrete nodes and close to the real reinforcement configuration. The bottom and top reinforcements are modeled, assuming a linear behavior.

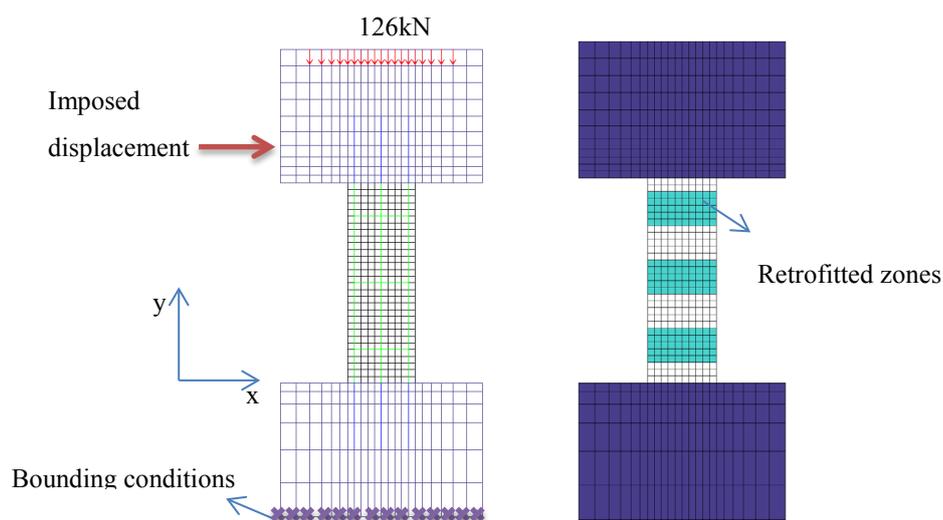


Figure. B-7: Mesh of the short columns

The carbon and glass fibers of the FRP strips are oriented in the hoop direction along the wrapping around the section. As discussed before, this enables the analogy with the conventional

transverse reinforcement using stirrups before the yielding of the steels. As a result, the FRP strips are modeled as bar elements in the transverse direction of the column. For a FRP strip with a given width, several bars are introduced for reproducing the total section of the strip under consideration. For example, a 100 mm wide strip is modeled using five bars spaced at 2 cm, complying with the chosen finite element size for concrete. The sum of the sections of this group of bars is set equal to the total section of the CFRP band, which is the number of plies n_p times the thickness of each ply t_f .

The boundary conditions correspond to a clamping of the base nodes of the bottom reinforcement, and the pushover analysis is carried out by prescribing an increasing displacement at the top reinforcements, as shown in [Figure. B-7](#).

In addition to the bar elements modeling the FRP bands, the concrete confinement effect provided by the FRP-strengthening has to be reproduced. In this 2D analysis under the plane stress assumption, the confinement effect is considered by changing the material properties of the concrete area where the FRP strips are bonded. This is illustrated in [Figure. B-7](#) for the CFRP-retrofitted column SC-PW-2C1, where two different concrete areas are defined: the unconfined concrete and the CFRP-confined concrete. For each confined area, the modified material properties are given based on the analytical formulas previously presented: the confined compressive strength f'_{cc} is assessed using [Eq. \(C.15\)](#) which is given in the French regulatory guide, the tensile strength f'_t is taken as the compressive value divided by 10.

It is important to note that we do not consider a bond-slip behavior between the CFRP strips and the concrete, as proposed, for example, by [Lu et al. \(2006\)](#) or [Wu and Yin \(2003\)](#). They analyzed FRP-strengthened RC beams where the debonding failures govern the global failure of the specimen. Here, the confinement provided by the FRP-wrapping is maintained up to the global failure of the specimen, indicating that a failure of the investigated FRP-retrofitted RC columns is governed more so by the rupture of the core concrete rather than by the debonding between materials. Consequently, the behavior of the FRP strips is assumed to be linearly elastic up to the failure of the strip when the ultimate tensile strength is reached. In this 2D analysis, the confinement effect is directly provided by the analytical formulae in [Eq. \(C.1\)](#), giving the FRP-confined compressive strength, and the other concrete parameters are derived from this value. Thus, the regularization for the concrete in the FRP-confined area, as illustrated in [Figure. B-7](#), depends on both the steel and CFRP materials in accordance with the perfect bond assumption between the three constitutive materials.

The material parameters for the unconfined and FRP-confined concrete are listed in [Table B-7](#), as a function of the retrofitting configurations.

Column	Unconfined concrete				CFRP-confined concrete			
	f_c [MPa]	f_t [MPa]	ϵ_{tm}	ϵ_c	f'_{cc} [MPa]	f'_t [MPa]	ϵ'_{tm}	ϵ'_{cc}
SC1	29	2.9	5.17E-03	2.51E-02	-	-	-	-
SC-PW-2C	29	2.9	5.17E-03	2.51E-02	33.5	3.35	1.11E-02	3.41E-02
SC-FW-2C	29	2.9	5.17E-03	2.51E-02	38.1	3.81	1.12E-02	3.93E-02

SC-FW-3C	29	2.9	5.17E-03	2.51E-02	41.1	4.1	1.12E-02	4.23E-02
SC-PW-3C1	29	2.9	5.17E-03	2.51E-02	35	3.5	1.10E-02	3.61E-02
SC-PW-3C2	29	2.9	5.17E-03	2.51E-02	36	3.6	1.10E-02	3.71E-02
SC-PW-3C3	29	2.9	5.17E-03	2.51E-02	35	3.5	1.10E-02	3.61E-02
SC-PW-9G	29	2.9	5.17E-03	2.51E-02	29	2.9	1.E-02	2.99E-02

Table B-7: Numerical parameters of the model concrete INSA

The steel parameters are given in Table B-8 and correspond to the standard values of the steel type. The CFRP and GFRP materials are assumed to be linearly elastic with a brittle failure when their tensile strength σ_{su} is reached. It has been verified in the following numerical pushover analyses that the tensile strength is not reached, clearly indicating a core concrete failure leading to the global failure of the investigated specimens before the debonding of the FRP strips.

	E [Gpa]	σ_{sy} [Mpa]	ϵ_y	ϵ_{sh}	σ_{su} [Mpa]	ϵ_{su}
Steel	210	500	2.38E-3	3.5E-3	550	0.01
ROCC (CFRP)	80	480	-	-	500	0.015
Glass fiber (GFRP)	19	114	-	-	150	0.02

Table B-8: Parameters of steel and CFRP

B.4.3 Pushover simulations

To solve the nonlinear equilibrium equations, a modified Newton-Raphson strategy has been adopted (*Charras and Di Paola 2011*). This method essentially uses the same algorithm as the Newton-Raphson procedure but replaces the tangent stiffness matrix by the elastic stiffness matrix. Although the advantage of the quadratic rate of convergence of the Newton-Raphson iteration is lost when the exact tangent stiffness matrix is employed, some of the drawbacks of the classical Newton-Raphson algorithm, i.e., the initially symmetric tangent stiffness matrix may become non-symmetric due to the concrete softening, are avoided. The criterion for the convergence was set equal to 10^{-5} times the norm of the residual unbalanced force vector.

The load–displacement diagram of all the investigated columns exhibits three stages [Figure. B-8]. The first stage is the elastic stage, where the stiffnesses are the same for all the columns; the composite does not change the column stiffness before concrete cracking occurs. After cracking, the curve slopes inflect, indicating degrading phenomena occurring in the concrete and in the reinforcement. The degradation of the mechanical properties is due to concrete cracking and reinforcement yielding. The increase in displacement involves an increasingly diffuse cracking pattern. The reinforcements yield gradually. The third stage is a yielding stage of the reinforcement up to the failure of the specimens.

Next, the pushover curves obtained from the numerical approach are compared to the experimental data along with the numerically predicted failure modes versus the failure modes observed during the tests. The double curvature tests were carried out by imposing cyclic displacement as presented by *Colomb et al. (2008)*. To compare to the numerical pushover

analysis, the experimental curve is derived from the experimental data by plotting the envelope of the hysteresis loops. For the following load-displacement curves, which are related to the investigated non-retrofitted and FRP-retrofitted columns, three curves are plotted together [Figure. B-10 to Figure. B-13]. The blue curve is the result of the experimental test, the green curve is the envelope of the experimental hysteresis loops and the red curve is the pushover curve obtained from the numerical approach. The numerically calculated major cracks are displayed using the post-processing procedure proposed by *Matallah et al. (2010)*. Briefly, this post-processing method enables crack openings to be extracted for all continuum damage/plasticity models based on an energetic approach as proposed by *Bazant and Oh (1983)*

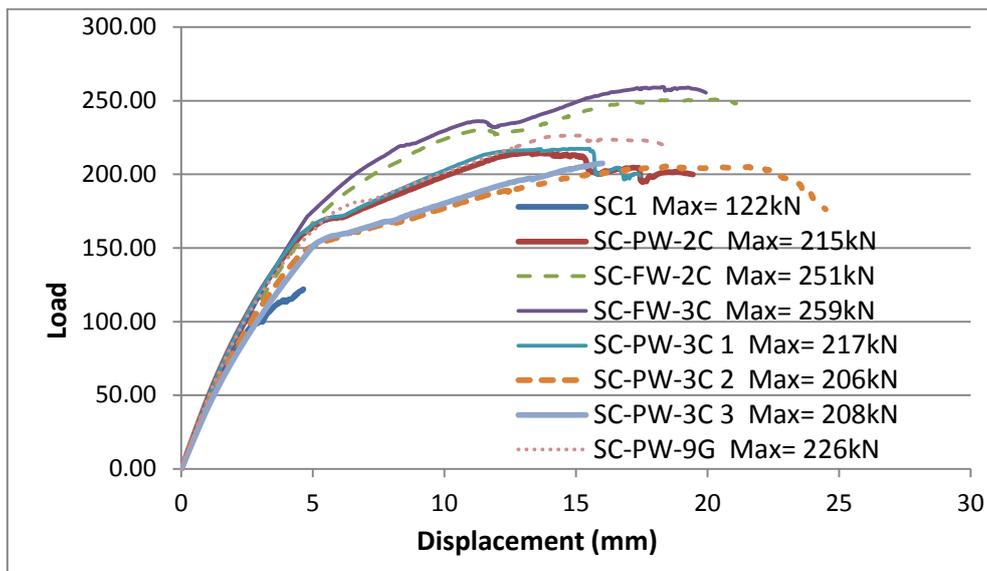


Figure. B-8: Pushover curves

In the case of the as-built column SC1, as depicted in Figure. B-10, the failure mode in shear is evidenced by a clear diagonal compressive strut in the concrete. As experimentally observed, the non-retrofitted column fails before yielding of the steel, numerically verified by following the maximum strain in the longitudinal and transverse steel reinforcement during the pushover analysis. The shear failure is fragile and no ductility capacity can be expected.

For the first CFRP-retrofitted case (SC-PW-2C) shown in Figure. B-10, the stiffness is not affected by the partial CFRP-wrapping of the column. The strength of the wall is well determined by the numerical approach. Diagonal cracks develop between the CFRP bands, indicating a shear failure, consistent with the observed failure mode. The strength plateau, which indicates the yielding of the reinforcement, is approximately reproduced by the numerical approach but with an ultimate displacement noticeably smaller than the experimental ultimate displacement.

For the fully CFRP-wrapped column (SC-FW-2C), it can be observed in Figure. B-11 that both the global strength and the ultimate displacement are in good agreement with the experimental data. The bending failure indicated by longitudinal cracks at the footing is well reproduced. The number of CFRP bands is sufficient in this case for changing the failure mode of the as-built column from a shear failure to a bending failure. With the enhanced CFRP strengthening (SC-FW-3C, 3 layers instead of 2 layers) shown in Figure. B-11, the same failure is predicted. Again,

both the strength and the ultimate displacement are well predicted in comparison with the experimental data. Shear failures are predicted for the following partially CFRP or GFRP-retrofitted columns.

In the case of the partially wrapped column SC-PW-3C1 in Figure. B-12, the numerical load-displacement curve is very consistent with the experimental envelope curve. The development of the diagonal cracking of the concrete in shear is suppressed by the CFRP bands. Diagonal shear cracks are well predicted by the numerical approach. For the partially CFRP-wrapped column SC-PW-3C2 in Figure. B-12, the load-displacement curve is globally well predicted but with a low ultimate displacement in comparison to the one obtained from cyclic tests. It is important to note that the numerical model does not attempt to reproduce the high ultimate displacement, but the enhancement of the ductility capability due to this CFRP-retrofitted configuration is well predicted: an ultimate displacement of 23 mm compared to an ultimate displacement of less than 16 mm for the other retrofitted columns.

The following retrofitted configuration, the SC-PW-3C3 case, fails in shear as evidenced by the shear cracks displayed in Figure. B-13. The major shear crack is predicted at the footing. Both the strength and the ultimate displacement are well predicted. The ultimate displacement remains less than 16 mm. Finally, in Figure. B-13, the pushover curve for the GFRP-retrofitted column is in somewhat good agreements with the experimental data, despite an overestimated strength during the concrete cracking stage. The failure mode in shear is consistent with the observed diagonal cracks during the test.

In terms of strength, the experimental, analytical and numerical results are compared in Figure. B-9 for all the columns. It can be observed that the numerical predictions are very accurate in terms of the strength in comparison with the experimental results and are more accurate than the analytical predictions. In addition, all the failure modes observed during the double curvature tests are well predicted by the numerical approach in contrast to the analytical approach which failed to predict the shear failure mode observed in the SC-FW-3C3 case. Nonetheless, it can be remarked that the shear cracks are less noticeable than the other partially FRP-retrofitted cases. It can also be observed in Figure. B-13 that a major crack occurs at the footing of the SC-FW-3C3 specimen, which can be interpreted as a bending crack, also noted in the fully retrofitted cases [Figure. B-11]. These remarks would argue more for a combined shear-bending failure than for a shear failure. The demonstrated reliability of the numerical approach is very encouraging for numerically investigating other CFRP-strengthened configurations to optimize the retrofit.

Numerical and experimental results are summarized in Table B-9. The yielding (d_s) and ultimate (d_u) displacements obtained from the numerical approach are not always in a very good agreement with the experimental values. Two main arguments can be put forth to explain the observed discrepancies: The experimental determined strains are related to cyclic tests, whereas the numerical strains are obtained from a pushover simulation. Second, the yield displacement is detected in pushover simulations as soon as one of the steel bars of the mesh reaches the yield value, which is in contrast to the tests in which the yield value is assessed on the basis of the strains measured using a small number of gauges.

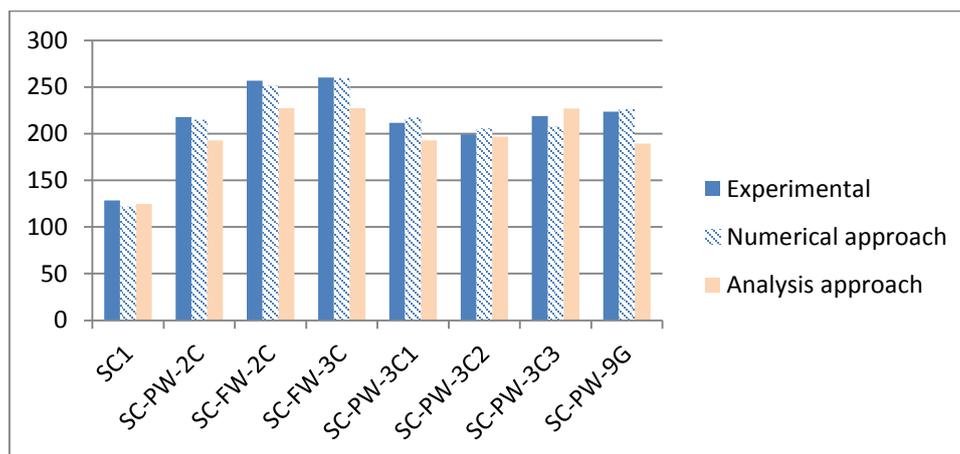


Figure. B-9: The ultimate strength comparison

Despite the discrepancies between the ultimate numerical and experimental displacements, a major conclusion from the experimental program can be drawn as follows: The case of partially CFRP-strengthened specimens using 50 mm wide CFRP bands (SC-PW-3C2) is shown to be the most interesting retrofitting configuration in terms of the ductility capacity exhibiting a strength of 200 kN. This multi-diffuse cracking between the CFRP bands was considered as more advantageous in comparison to the fully strengthened case. The failure mode does not change with respect to the as-built column but the failure becomes substantially more ductile because of the partial CFRP-retrofit. The full CFRP-strengthening leads to the yielding of the longitudinal reinforcement and thus the creation of hinges at the reinforcement site. The ductility is improved but it is less economical than the partial retrofit and a substantial increase in the strength may result in larger forces being transferred to the end column nodes in a real building.

	Numerical results					Experimental results				
	d_s [mm]	d_u [mm]	Ductility	Ultimate load [kN]	Failure mode	d_s [mm]	d_u [mm]	Ductility	Ultimate load [kN]	Failure mode
SC 1	4.6	4.6	1.0	122.1	Shear	5.1	5.1	1.0	128.3	Shear
SC-PW-2C	6.2	17.6	2.8	214.9	Shear	7.8	28.4	3.6	217.9	Shear
SC-FW-2C	7.4	21.1	2.8	251.1	Bending	9.2	20.2	2.2	256.6	Bending
SC-FW-3C	7.1	19.9	2.4	259.5	Bending	3.7	17.2	4.6	260.1	Bending
SC-PW-3C1	6.2	15.5	2.5	217.5	Shear	8.9	17.2	1.9	211.6	Shear
SC-PW-3C2	5.5	23.5	4.3	205.8	Shear	18.0	44.1	2.4	199.1	Shear
SC-PW-3C3	5.9	16.0	2.7	207.5	Shear	13.5	15.3	1.1	218.7	Shear
SC-PW-9G	7.4	17.9	2.4	226.4	Shear	13.6	15.6	1.6	223.5	Shear

Table B-9: Ultimate loading and prediction failure mode using the numerical approach

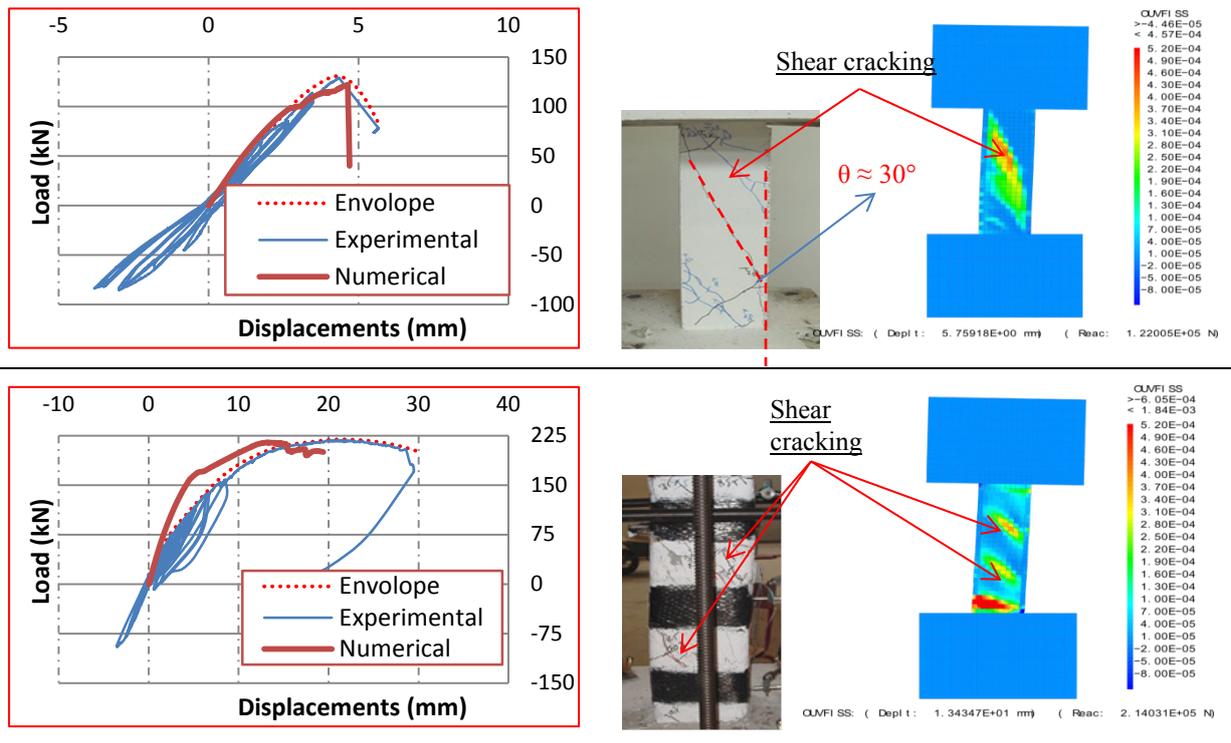


Figure. B-10: Pushover curves and failure modes of the columns: (a) SC1, (b) SC-PW-2C

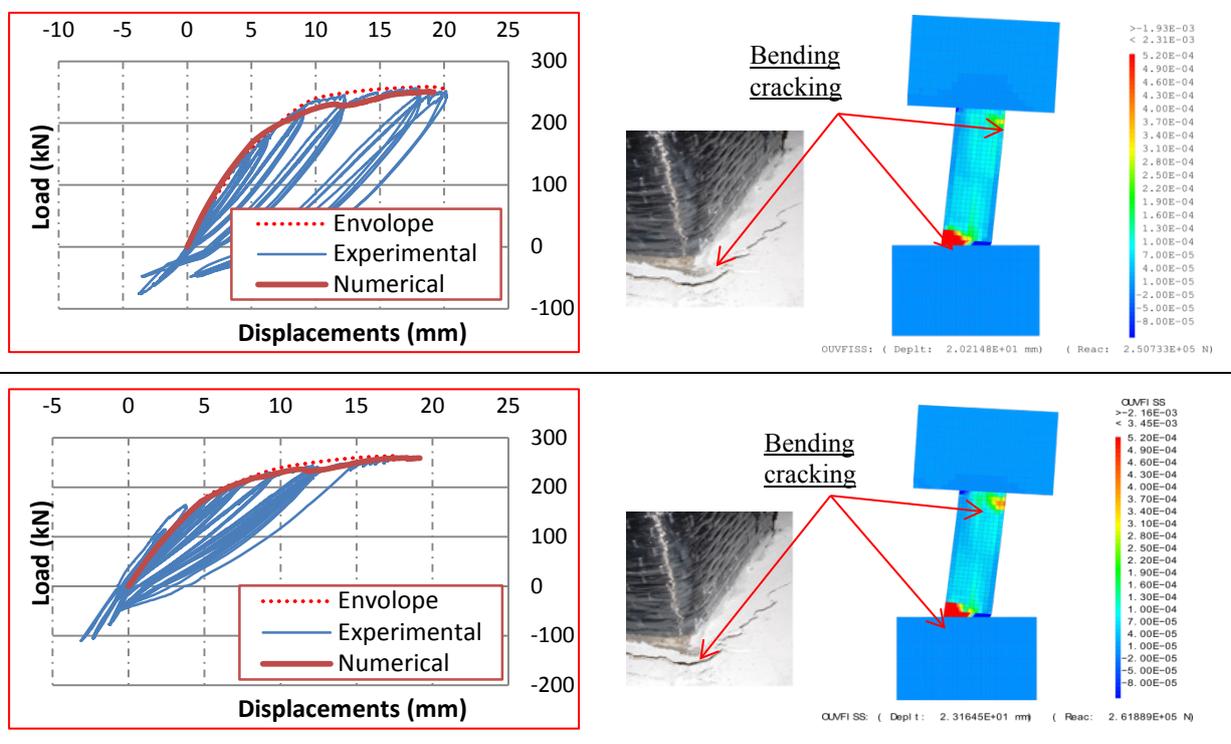


Figure. B-11: Pushover curves and failure modes of the columns: (a) SC-FW-2C, (b) SC-FW-3C

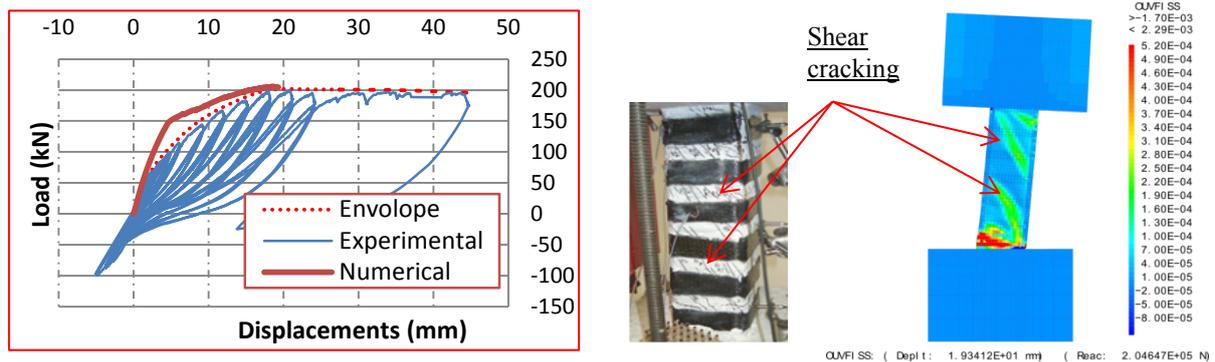
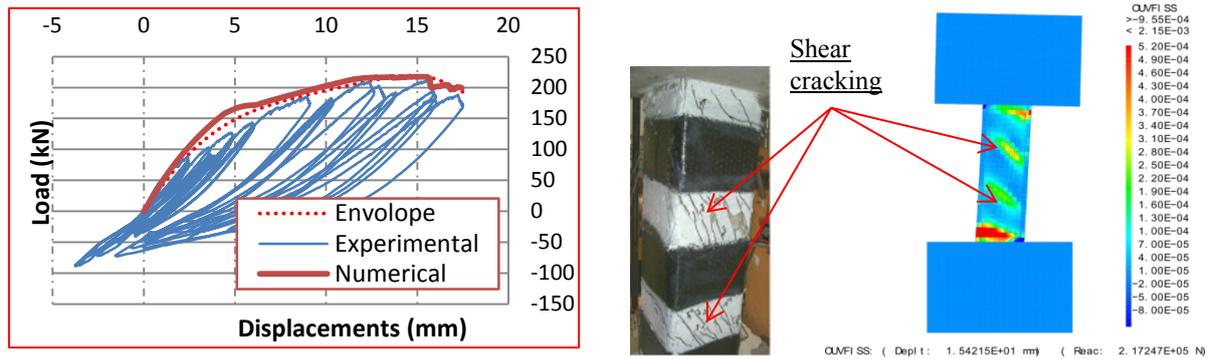


Figure. B-12: Pushover curves and failure modes of the columns: (a) SC-PW-3C1, (b) SC-PW-3C2

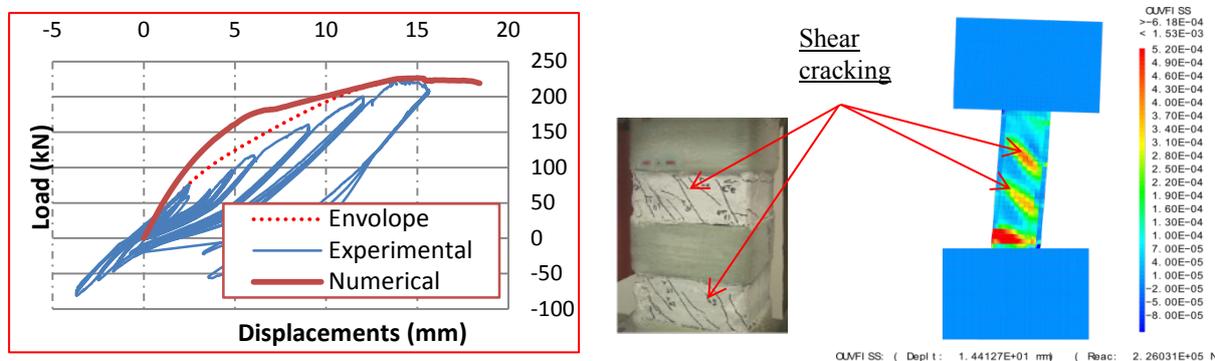
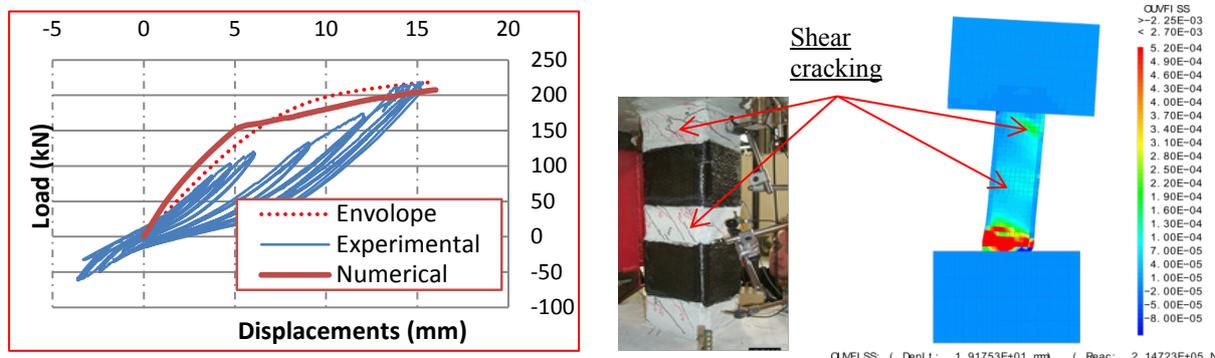


Figure. B-13: Pushover curves and failure modes of the columns: (a) SC-PW-3C3, (b) SC-PW-9G

B.5 Conclusion

An experimental program including an as-built short RC column with dimensions $200 \times 200 \times 600$ mm and seven FRP-strengthened columns using different configurations and FRP materials (CFRP and GFRP) has been re-analyzed using both analytical and numerical procedures. The study compared the efficiency of both approaches for predicting the strength, failure mode and ductility for all the FRP-retrofitted configurations.

The analytical procedure is based on design equations for the shear strength and is obtained from two investigated failure modes: bending failure and shear failure. In the case of bending failure, the shear strength is assessed from the ultimate flexural capacity under the double curvature conditions of the tests, whereas, in the case of shear failure, the shear strength is calculated from the relative contributions of the concrete, axial load, transverse reinforcement and FRP wrapping.

The numerical procedure employs the finite element method according to the classical smeared fixed crack approach for the concrete. Along the height of the FRP-retrofitted columns, distinctive areas are emphasized in modeling the different FRP-strengthened configurations (fully or partially FRP-strengthened concrete). The confinement effect provided by the FRP wrapping on the section in the confined areas of the mesh considered using design relations for the confined compressive strength. A perfect bond assumption between the materials has been assumed and a classical regularization technique has been employed, which is based on the fracture energy and which depends on both of the reinforcement ratios as well as the FRP wrapping.

Both approaches are successful in predicting the strength of the short FRP-retrofitted RC columns, with a better accuracy provided by the numerical approach. In addition, the analytical approach fails to predict the shear failure for a particular partially CFRP-strengthened specimen, whereas the observed failure mode in the tests is well predicted by the numerical approach. For all the short FRP-strengthened columns, very consistent cracking patterns and the observed failure modes have been predicted. Finally, in contrast to the analytical approach, our numerical strategy enables valuable ductility results to be obtained. As observed in the experimental program, the strengthening using several CFRP strips is found to be more advantageous than a complete wrapping along the height or a partial wrapping using a few large strips, in that this optimized configuration leads to an enhancement of the global ductility without altering the global strength of the FRP-retrofitted column to a significant extent. As a result, the proposed approaches are relevant and efficient for investigating different FRP-strengthened configurations for short RC columns. Because the proposed model is only based on limited experimental data, there is an obvious need for further experimental investigations to further validate the proposed analytical and numerical approaches.

Annexe 3 – Poteaux courts sous chargement pushover

bf	M	0.1	0.6	0.6	0.1	0.05	0.1	0.1
ρ_l	-	0.02	0.02	0.03	0.02	0.02	0.03	0.12
$f_{pu,d}$	MPa	5.60	5.60	8.40	5.60	5.60	8.40	4.20
E_p	GPa	1.60	1.60	2.40	1.60	1.60	2.40	1.20
$\varepsilon_{fu,k}$	-	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004	0.004
t_f	M	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001	0.001
n_p	-	2	2	3	2	2	3	6
b	m	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
h	m	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2
E_f	GPa	80	80	80	80	80	80	20
M_u	N.m	6.81E+04	6.82E+04	6.82E+04	6.81E+04	6.81E+04	6.81E+04	6.81E+04
a_s	m ²	1.61E-03						
f_y	MPa	550	550	550	550	550	550	550
g_l	-	0.64	0.64	0.64	0.64	0.64	0.64	0.64
N	N	1.26E+05						
V_{Mu}	N	2.27E+05						

Table B-10: Calculation of the FRP concrete confinement strength (f'_{cc}), ultimate flexural capacity (M_u) and shear capacity from the ultimate flexural capacity (V_{Mu})

B.6.3 Appendix C

Considering that the failure is in the “pivot B” (reference point in the strain distribution in the depth section, corresponding to a compressive strain of 0.35 %), we can determine the position of the neutral axis, as illustrated in [Figure B-15](#).

We have:
$$y = \frac{180}{(3.5 + 7.7)} \times 3.5 = 56.3 \text{ mm}$$

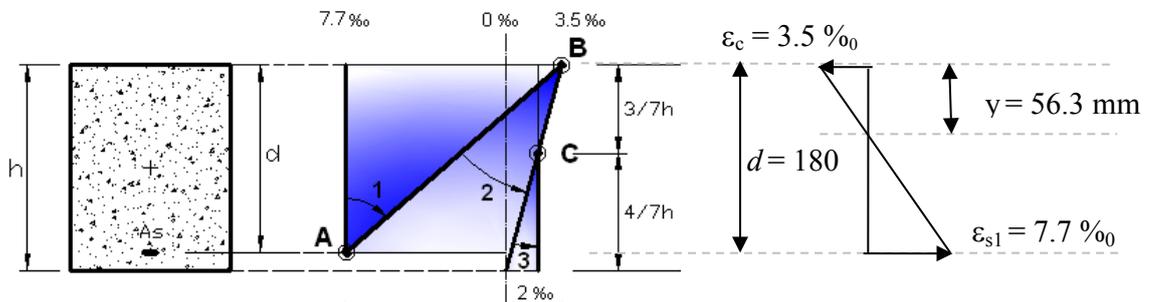


Figure B-15 - Strain distribution and neutral axis at failure

B.6.4 Appendix D

Contribution	Definition	Shear strength
Concrete	$V_c = A_e \times (1 + 3 \times \frac{N}{S \times f_c}) \times \tau_c$	$V_c = 49.9 \text{ kN}$
	$V_c = (160 \times 160) \times \left(1 + 3 \times \frac{0.126}{0.2 \times 0.2 \times 31.5}\right) \times 1.5$	
Axial load	$V_N = N \times \frac{(b-y)}{H}$	$V_N = 30.2 \text{ kN}$
	$V_N = 126 \times (0.2 - 0.0563) / 0.6$	
Truss mechanism	$V_s = A_t \times f_y \times D' \times \text{Cot}\theta / S_t$	$V_s = 44.7 \text{ kN}$
	$V_s = 56.52 \times 570 \times 160 \times 1.732 / 200$	
$V_c + V_N + V_s = 124.8 \text{ kN}$		

Table B-11: Shear strength of the column SC1

B.6.5 Appendix E

	Unit	SC-PW-2C1	SC-FW-2C	SC-FW-3C	SC-PW-3C1	SC-PW-3C2	SC-PW-3C3	SC-PW-9G
$V_{Rd,f}$	kN	67.5	221.1	310.5	67.5	72.1	126.6	64.6
d	mm	180	180	180	180	180	180	180
θ	°	30	30	30	30	30	30	30
β	°	90	90	90	90	90	90	90
w_f	mm	100	281	281	100	50	150	100
h_w	mm	200	200	200	200	200	200	200
s_f	mm	200	281	281	200	100	250	200
t_f	mm	2	2	3	2	2	3	6
$f_{dd,e,w}$	N/mm ²	241	197	184	241	257	209	77
z	mm	162	162	162	162	162	162	162
k	-	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4	0.4
f_{fdd}	N/mm ²	205	121	99	205	237	145	59
γ_{fd}	-	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5	1.5
E_f	N/mm ²	80000	80000	80000	80000	80000	80000	20000
f_{ctm}	N/mm ²	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5	3.5
k_b	-	1.1	0.4	0.4	1.1	1.5	0.8	1.1
$f_{fu,w} (r_c)$	N/mm ²	281.6	281.6	281.6	281.6	281.6	281.6	96.0
η_R	-	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3
f_{fu}	N/mm ²	880	880	880	880	880	880	300
R	mm	15	15	15	15	15	15	15
b_w	mm	200	200	200	200	200	200	200
L_e	mm	5.5	7.1	8.7	5.5	5.1	7.2	4.7
τ_{max}	N/mm ²	7.1	2.5	2.5	7.1	9.5	5.3	7.1

Table B-12: Calculation details for the FRP contribution in shear for a fully wrapped cross section

C ANNEXE 3

C.1 Optimisation des courbes de comportement

Dans notre travail, des différents modèles de béton sont utilisés. Pour les études paramétriques, nous avons proposé une technique d'optimisation des paramètres d'un modèle de matériau non-linéaire. Elle permet de décaler les paramètres de façon alternative afin d'obtenir des courbes de comportement comparable avec les courbes de données.

Le principe de cette technique est présenté dans la [Figure C-1](#). Les paramètres du modèle de matériau étudié sont les paramètres d'entrées d'une procédure sous Matlab. A chaque pas de procédure, la courbe de résultat obtenue par Cast3M va être comparée avec la courbe de référence. La valeur de control (V_c) de cette comparaison est calculé par la fonction « **norm** » du Matlab [[Figure C-2](#)]. La variation des paramètres d'entrées sont gérés par la fonction « **fminsearch** » qui permet de chercher la valeur de control minimale par l'algorithme « Nelder-Mead simplex direct search » de [Lagarias et al. \(1998\)](#). Les paramètres obtenus par cette procédure correspondent à la valeur minimale de V_c .

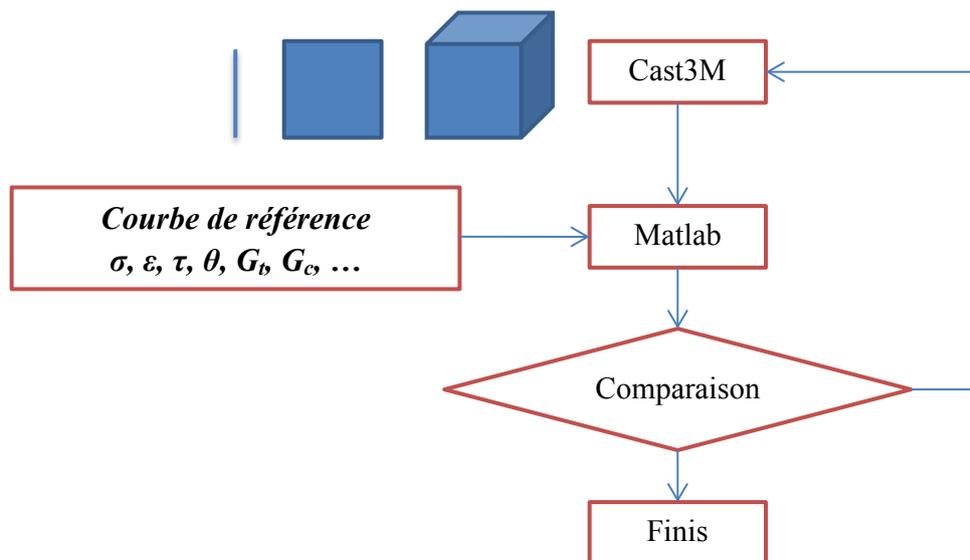


Figure C-1: Couplage Matlab-Cast3M pour des études paramétriques

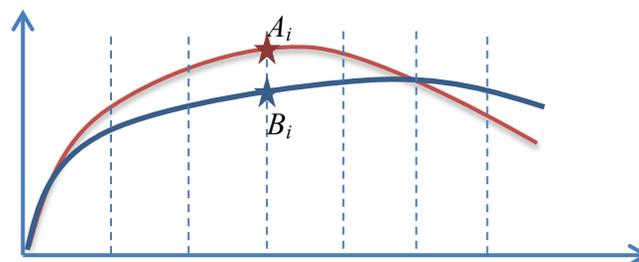


Figure C-2: Valeur de control $V_c = \sqrt{(A_i - B_i)^2}$

C.2 Différentes étapes du processus de décision du renforcement

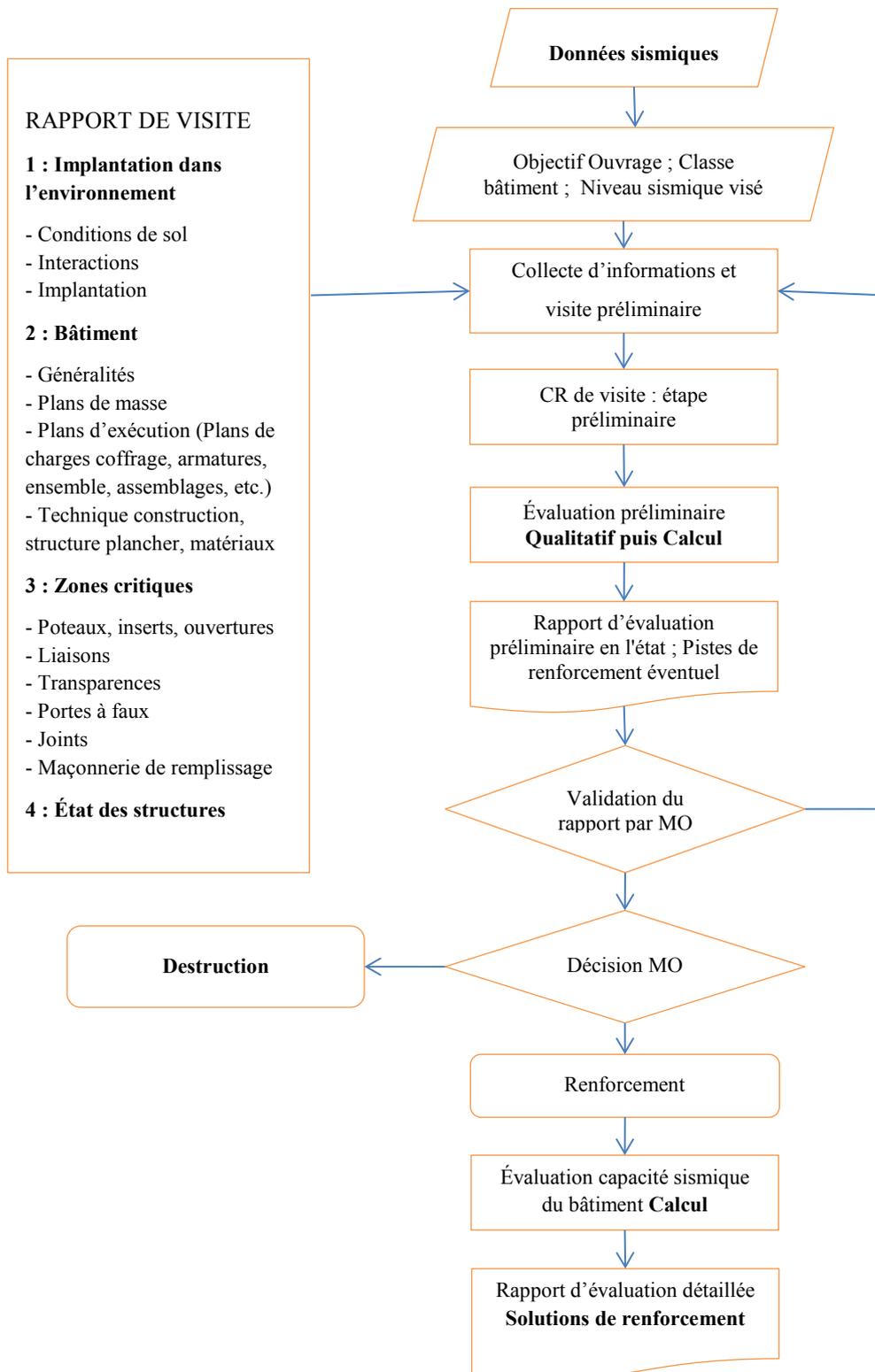


Figure C-3: Enchaînement des différentes étapes du processus de décision (AFPS-CSTB [2013](#))

C.3 Essais expérimentaux

Les essais en laboratoires sont un moyen d'accroître les connaissances dans le domaine complexe des ouvrages soumis à des charges sismiques. Ils permettent d'enregistrer le comportement d'un élément de structure avec des conditions de chargement connues. Le comportement mesuré durant un essai, à la différence des interprétations de recherches purement analytiques, se compose de tous les mécanismes et influences possibles, souhaitées ou non par le chercheur avant l'essai. Les résultats peuvent alors fournir une information fondamentale et utilisable pour développer, modifier ou calibrer des modèles analytiques et/ou améliorer des procédés de dimensionnement structuraux. Comprendre le comportement d'une structure ou d'un élément structural pendant un tremblement de terre est une tâche complexe. Prévoir le comportement pendant la durée de vie de l'ouvrage est encore plus difficile, si ce n'est impossible. Aucune de méthodes d'essai décrites ci-dessous ne peut être considérée comme la meilleure. Une étude des points forts et des points faibles des différentes méthodes montre que chacune est en fait un complément aux autres.

C.3.1 Essais statiques et quasi statiques

Les essais statiques de chargement monotone sur les assemblages sont nombreux mais les résultats obtenus ne donnent pas suffisamment d'information pour évaluer leurs performances sismiques. Des essais cycliques sont donc nécessaires.

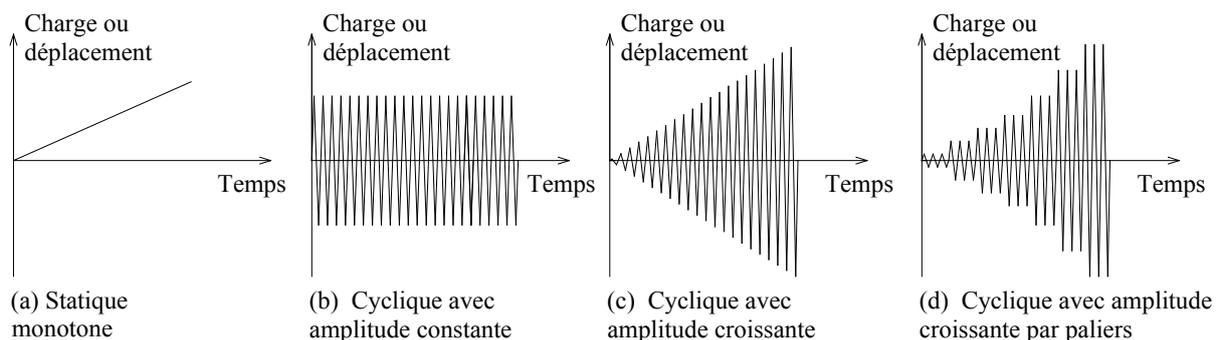


Figure C-4: Modes de chargement statiques ou quasi statiques

Les termes « quasi statique » indique que les charges cycliques sont répétées de manière assez lente, afin que les effets de déformation sous sollicitations n'influencent pas les résultats. Cette définition différencie ces essais des essais dynamiques. Ce genre d'essais est le plus fréquemment utilisés car il est relativement simple et peu coûteux, comparé aux autres méthodes décrites. La plupart des connaissances acquises sur les éléments structuraux. Différents modes de sollicitation sont illustrés à Figure C-4, dont les principaux points forts des essais associés sont les suivants (Natterer et al. 2004) :

- Ils sont économiques et pratique, surtout s'il y a une grande quantité de paramètres à étudier ;
- Ils sont utilisés dans de nombreux laboratoires dans le monde entier, permettant ainsi des échanges d'information et de méthodologie de dimensionnement ;
- Ils permettent d'observer d'enregistrer les différents états limites des échantillons testés.

Quant aux inconvénients, ils sont les suivants :

- Les résultats nécessitent une analyse très soignée lorsque les essais se rapportent à des matériaux et des systèmes dont le comportement est très dépendant des déformations, ou si la ductilité et la capacité de dissipation d'énergie sont très étroitement liées aux résultats d'essais ;
- Les résultats peuvent être remise en cause lorsque le comportement global de l'échantillon testé est sensible, soit à la répartition des efforts entre flexion et effort tranchant, soit à la répartition entre flexion et effort normal ;
- Le choix d'un mode de chargement parmi plusieurs possibilités est nécessaire

C.3.2 Essais pseudo-dynamique

La méthode d'essai pseudo-dynamique est une méthode récemment développée pour allier les avantages des essais statiques-cycliques au réalisme des essais dynamiques. Il s'agit d'une méthode hybride qui incorpore un paramètre expérimental aux méthodes numériques habituellement utilisées, comme la méthode de Newmark, par exemple. Le principe de la méthode pseudo-dynamique est illustré schématiquement dans la [Figure C-5](#) avec $[m]$ et $[c]$ sont des matrices de masse et d'amortissement visqueux, $[I]$ est la matrice de l'influence qui définit la relation entre les degrés de liberté de la structure et des orientations de mouvements du sol et $\{f_R(t)\}$ représente la force mesurée (réaction) de la structure. Les autres forces comme les forces d'inertie ($[m]\{\ddot{u}(t)\}$) et les forces d'amortissement ($[c]\{\dot{u}(t)\}$), sont bien connues et ne réservent aucune surprise car elles sont clairement définies par la mécanique générale ou par hypothèse. Le principe de la méthode pseudo-dynamique repose sur cette différence de complexité des forces. Alors que les forces bien définies sont aisément simulées numériquement, les forces de résistance, plus complexes, mais aussi plus intéressantes, sont directement mesurées sur un élément de structure soumis à chaque pas de temps aux forces déduites de l'équation du mouvement. L'utilisation de forces de chaque pas de temps aux forces déduites de l'équation du mouvement.

Grâce à cette méthode, la rigidité et l'amortissement hystérétique qui sont comptabilisées par les forces de rappel mesurées peut être estimée avec précision, même dans la gamme très inélastique. Après avoir fourni la mesure de forces de réaction, les algorithmes numériques de l'ordinateur en ligne à résoudre les équations du mouvement par des méthodes d'intégration de temps numériques. Les résultats du calcul des déplacements qui sont au pas de temps suivant sont imposés à la commande d'actionneurs. Ensuite, la structure de test est chargée ou déchargée par des actionneurs jusqu'aux déplacements de cibles imposées sont atteints. Et les forces de rappel sont mesurées à nouveau pour être utilisées comme paramètres d'entrée pour l'algorithme numérique de passer à l'étape suivante. Description détaillée de cette méthode d'essais est présentée ailleurs par (Mahin and Shing [1985](#); Molina et al. [1999](#)).

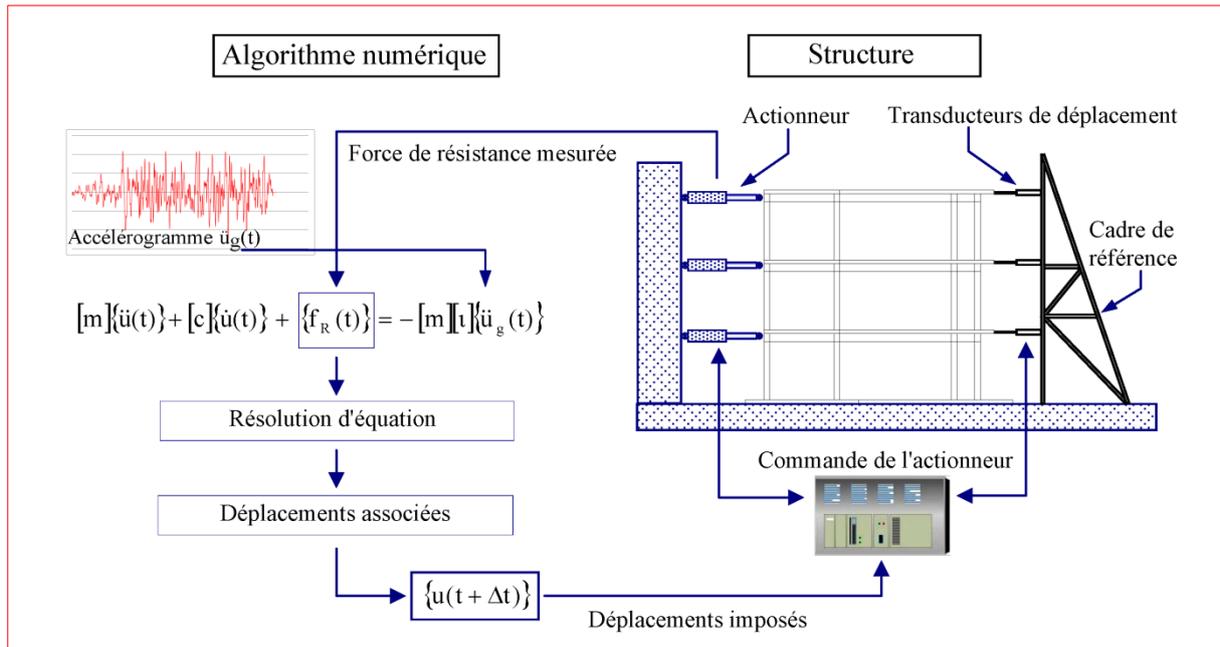


Figure C-5: Schéma d'essai Pseudo-dynamique

A l'instar d'un essai statique-cyclique, un essai pseudo-dynamique, malgré le « réalisme » du chargement, s'étend sur plusieurs heures soulevant ainsi le problème de l'influence de la vitesse de chargement sur les résultats des essais si les matériaux utilisés sont sensibles aux effets dynamiques ou aux effets différés. A ce sujet, il faut relever que le développement constant des capacités du matériel électronique permet de s'approcher toujours plus de l'idéal d'essai pseudo-dynamique en temps réel (Lestuzzi and Badoux 2008).

Ils présentent les avantages suivants :

- Ils sont applicables dans de nombreuses situations. On peut les utiliser pour évaluer les performances sismiques de structures entières (Molina et al. 1999), d'une partie de structure ou d'élément constitutifs de structure. Pour des structures ayant des endroits endommagés bien particulier, on peut appliquer les Pseudo-dynamique sur cette zone et utiliser une analyse numérique pour estimer le comportement du reste de la structure.
- Cette méthode d'essai peut être appliquée à des systèmes à plusieurs degrés de liberté
- Les lois de comportement des matériaux sont utilisées pour établir le comportement du système, cette méthode donc permet de tenir en compte des phénomènes de ductilité

Les limitations physiques sont les suivantes :

- Ces essais ignorent les problèmes de vitesse de mise en charge. Dans ce cas, les résultats obtenus doivent être analysés soigneusement.
- Comme le mur de réaction doit avoir les mêmes dimensions que la structure expérimentale mais avec une raideur beaucoup plus importante, le nombre de degrés de liberté et la taille de la structure sont limités.
- Ces essais sont dépendants du choix de l'accélérogramme. Les résultats obtenus pourraient n'être applicable que pour les types de séisme reproduits dans l'essai.

C.3.3 Essais sur table vibrante

L'essai expérimental sur table vibrante est une approche naturelle de l'étude sismique des structures. La structure est fixée sur plaque épaisse et massive de table vibrante maintenue par des vérins verticaux et/ou horizontaux où des accélérations réelles sont appliquées. La plus grande table vibrante en Europe de dimensions 6 m x 6 m, mise en service en 1990 à CEA-Saclay, est utilisée pour tester des spécimens de grandes dimensions et de masse importante (jusqu'à 100 tonnes). Huit vérins hydrauliques, pouvant développer chacun une force maximale dynamique de 100 tonnes, permettent de réaliser des excitations tridimensionnelles [Figure C-6].

Pour des ouvrages importants, la structure n'est pas testée en taille réelle mais réduite. Afin d'obtenir des résultats conservatifs et représentatif de la structure réelle, il faut utiliser des principes d'équivalence (en contrainte, vitesse ou accélération) permettent d'obtenir le facteur de similarité. Pour obtenir cette équivalence en accélération (la plus utilisée en dynamique non-linéaire), il faut augmenter la masse volumique des matériaux de l'inverse du facteur de réduction. Ceci s'effectue d'un point de vue expérimental en ajoutant des masses ponctuelles réparties sur la structure.

En termes de chargement, les essais sur table vibrante sont les plus proches de la réalité et possèdent les avantages suivants :

- La table vibrante est soumise à un mouvement en temps réel correspondant à un accélérogramme donné, les forces et les déplacements relatifs sont générés par la réponse dynamique de la structure
- Les forces d'inertie peuvent être modélisées correctement
- Les modes de rupture associés avec un comportement complexe en torsion et hors plan peuvent être reproduits fidèlement.

Les désavantages ou limitations sont les suivants :

- Le système testé peut être limité dans ses dimensions à cause de la taille de la table vibrante et sa capacité de force au niveau des vérins.
- Le coût de conception et mise en œuvre des maquettes est relativement cher et complexe dans son fonctionnement et sa maintenance ;
- Comme le choix de l'accélérogramme peut influencer grandement les résultats de l'essai, la compréhension du comportement du bâtiment en fonction des forces appliquées et des déplacements associés, ainsi qu'une corrélation de ces quantités avec la progression des dommages à la structure est difficile.

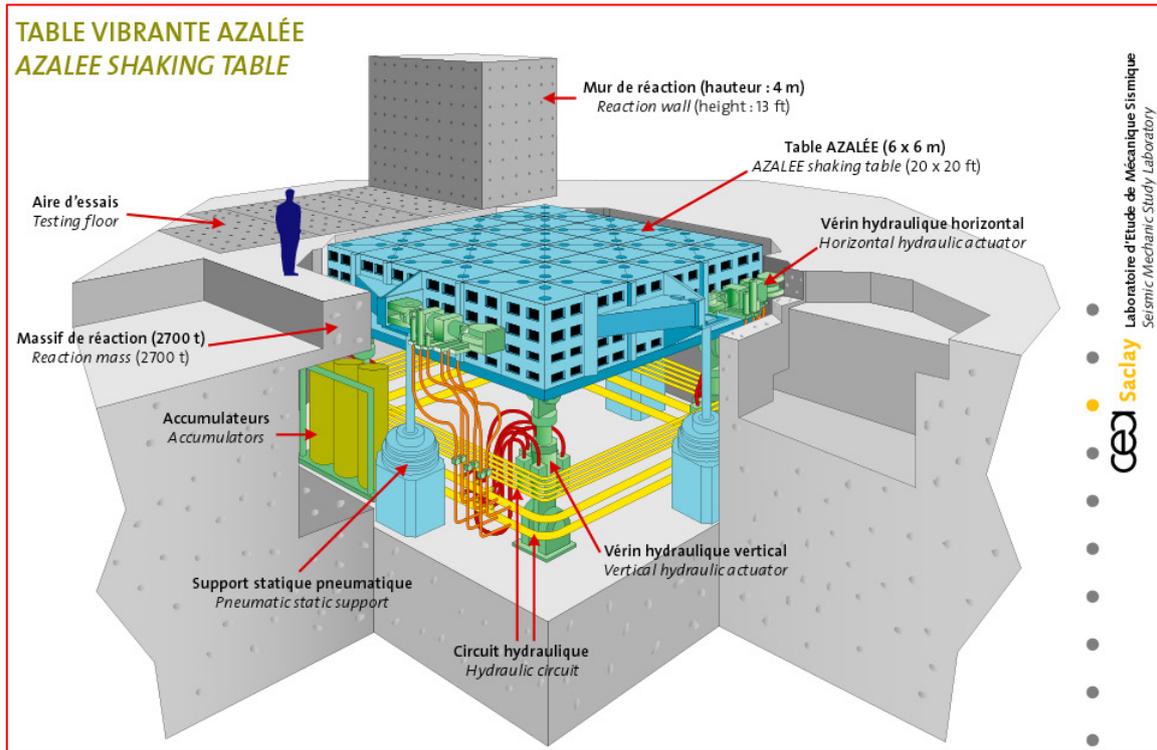


Figure C-6: Description de la table Azalée

C.3.4 Techniques de sous-structuration hybride

Les méthodes d'analyses hybrides récemment développés consistent donc à élaborer une stratégie de couplage entre un essai et un calcul [Figure C-7]. Ils semblent proposer une alternative idéale pour l'analyse de l'endommagement des structures sous séisme. La structure complète est couplé par deux parties où la partie sensible endommagé sous chargement sismique est testée expérimentalement sans perdre les interactions avec le reste de la structure qui simulé numériquement par éléments finis ou éléments discrets. Les méthodes d'analyses hybrides (Lebon 2011).

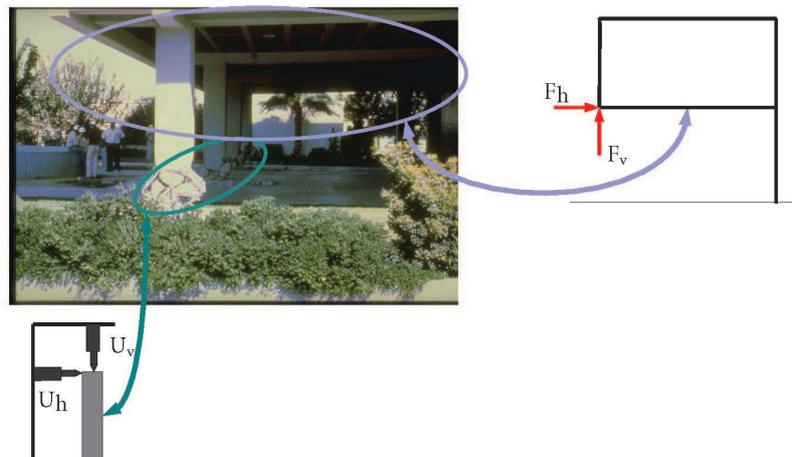


Figure C-7: Décomposition de la structure

La simulation hybride demande une méthode de couplage stable et robuste et utiliser un modèle de comportement fiable et précis. Les algorithmes de couplage devraient être bien étudiés afin de diminuer les erreurs cumulés par deux approches expérimental et numérique. En comparant avec méthode d'analyse d'expérimental et méthode de simulation numérique (en discuter dans la section suivante), l'analyse hybride semblent fusionner les avantages des deux méthodes et cumulent aussi leurs inconvénients et leurs erreurs.

C.4 Projet Spear

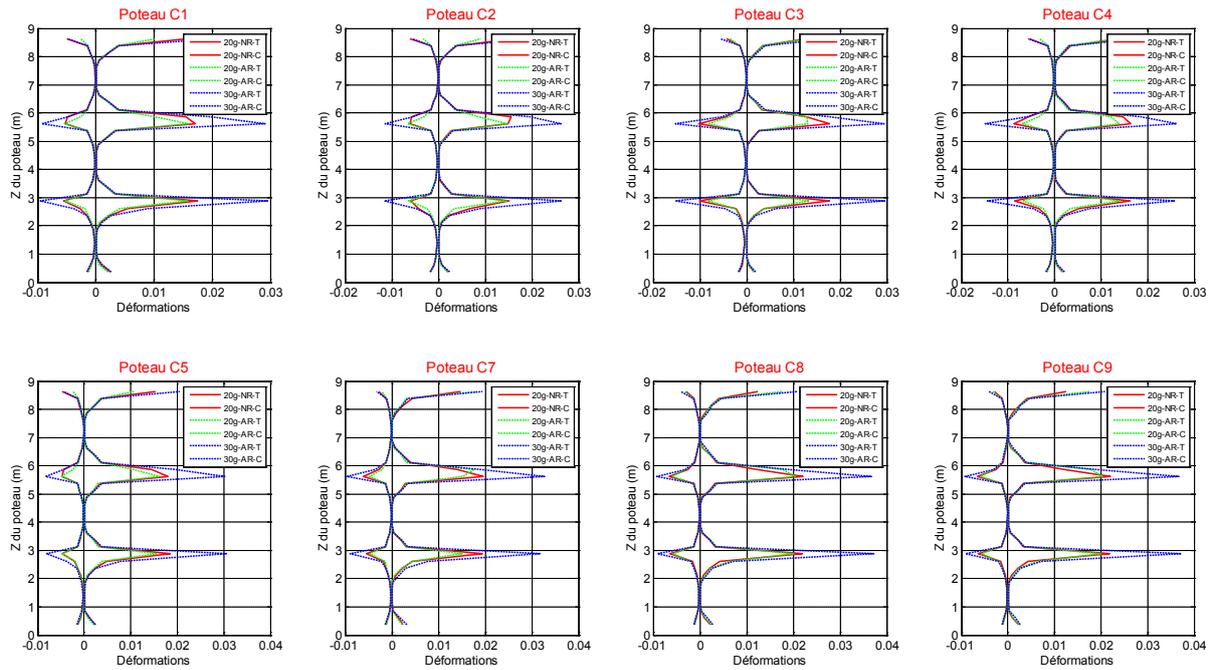


Figure C-8: Déformations du béton sur la longueur des poteaux

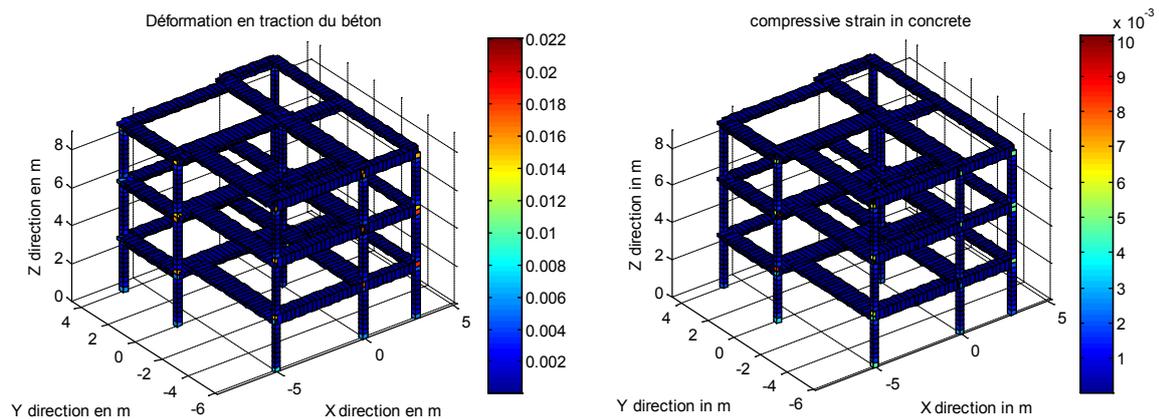


Figure C-9: Déformations du béton de la structure non renforcée après sollicitation 0.20g

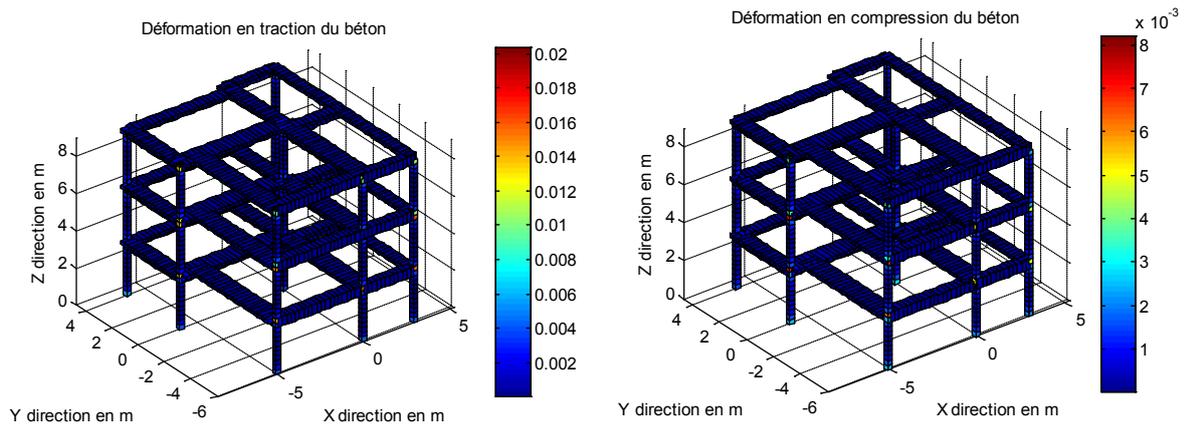


Figure C-10: Déformations du béton de la structure renforcée après sollicitation 0.20g

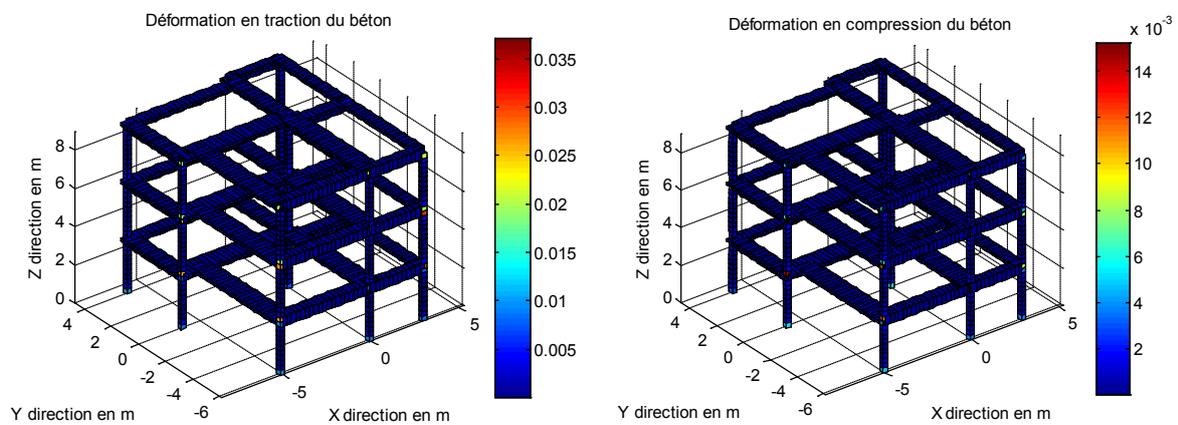


Figure C-11: Déformations du béton de la structure renforcée après sollicitation 0.30g

C.5 Projet Smart 2013

Données entrées

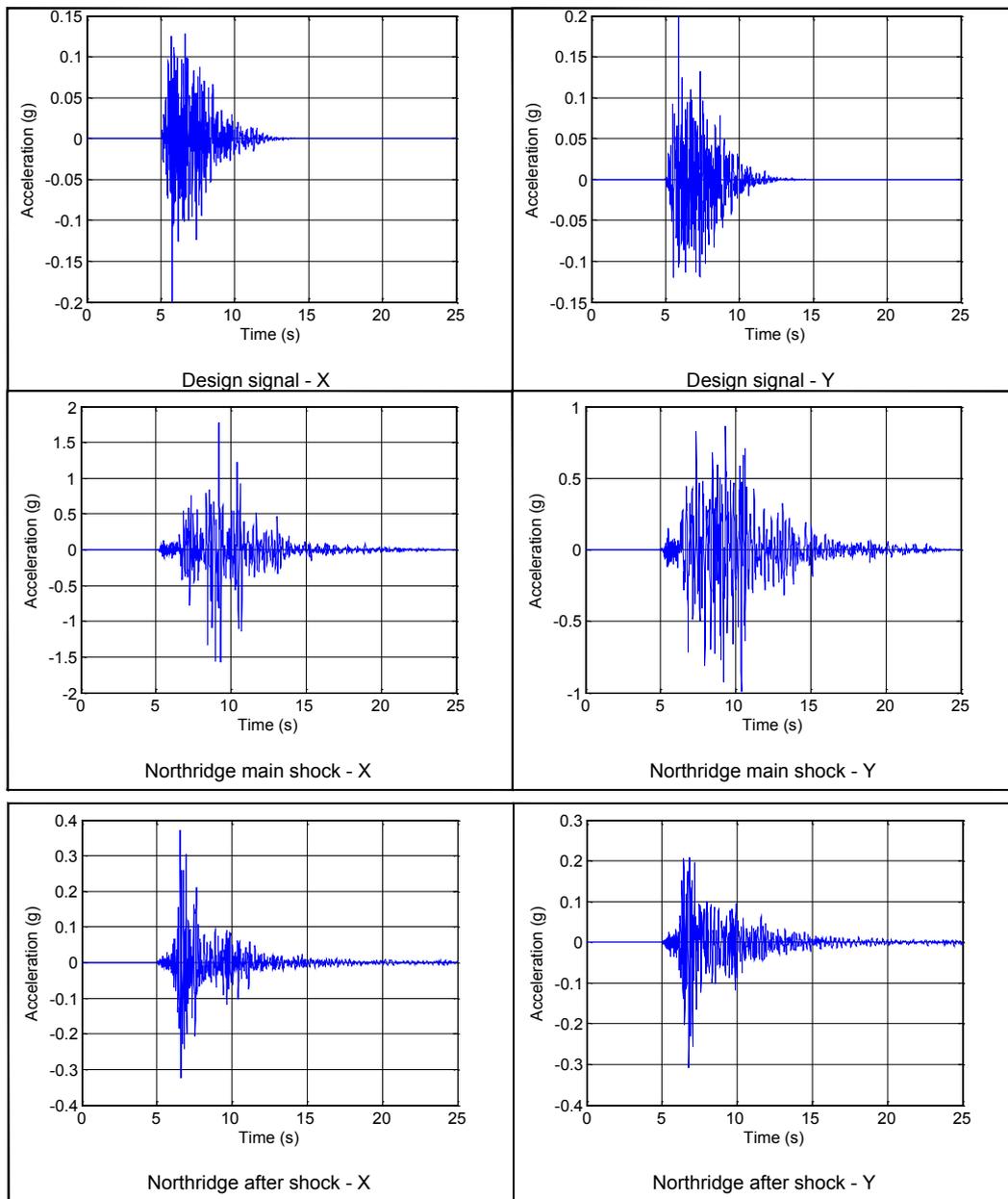


Figure C-12: Accélérations entrées normalisées

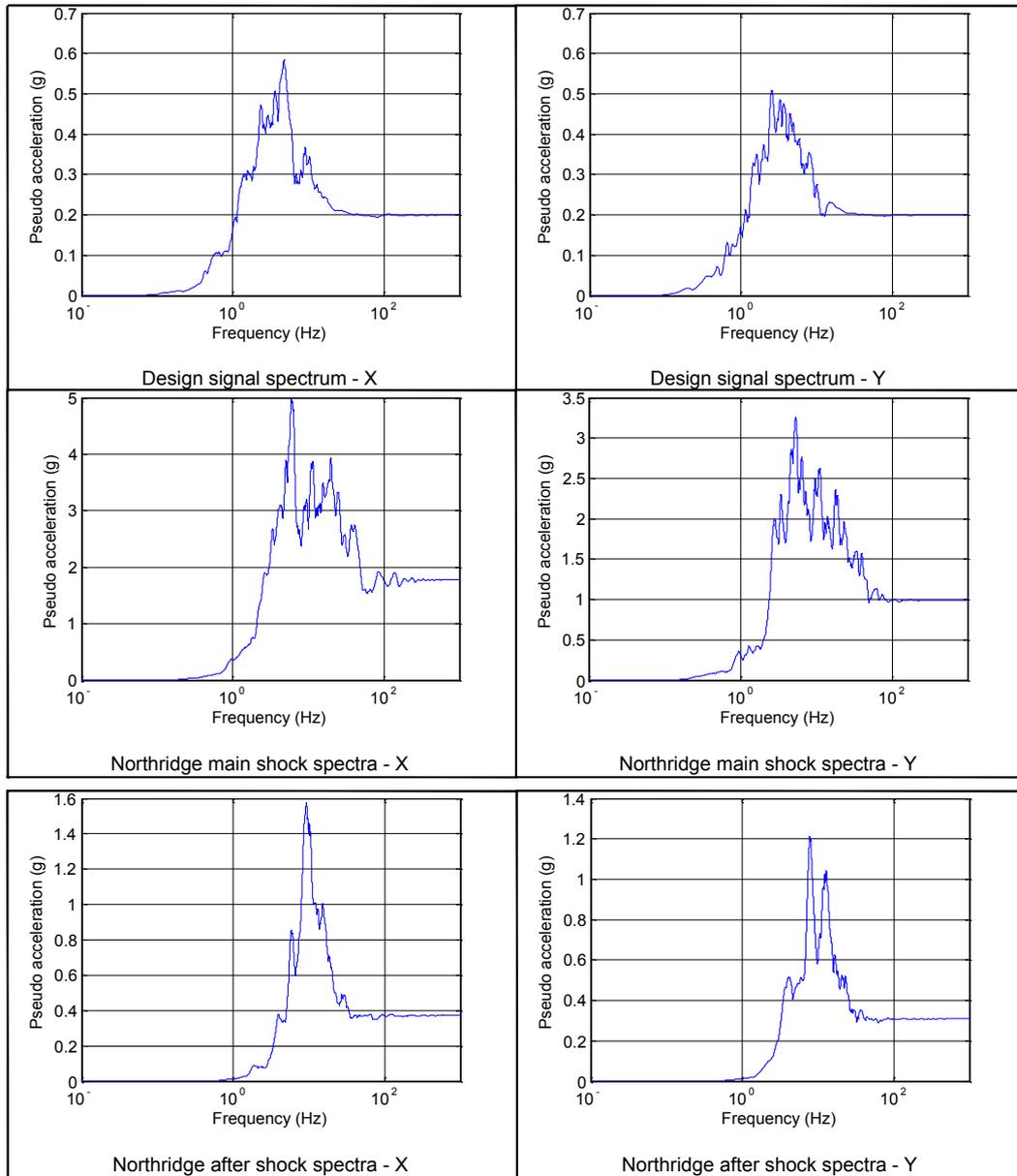


Figure C-13: Spectres normalisés

Résultats de l'étape #3

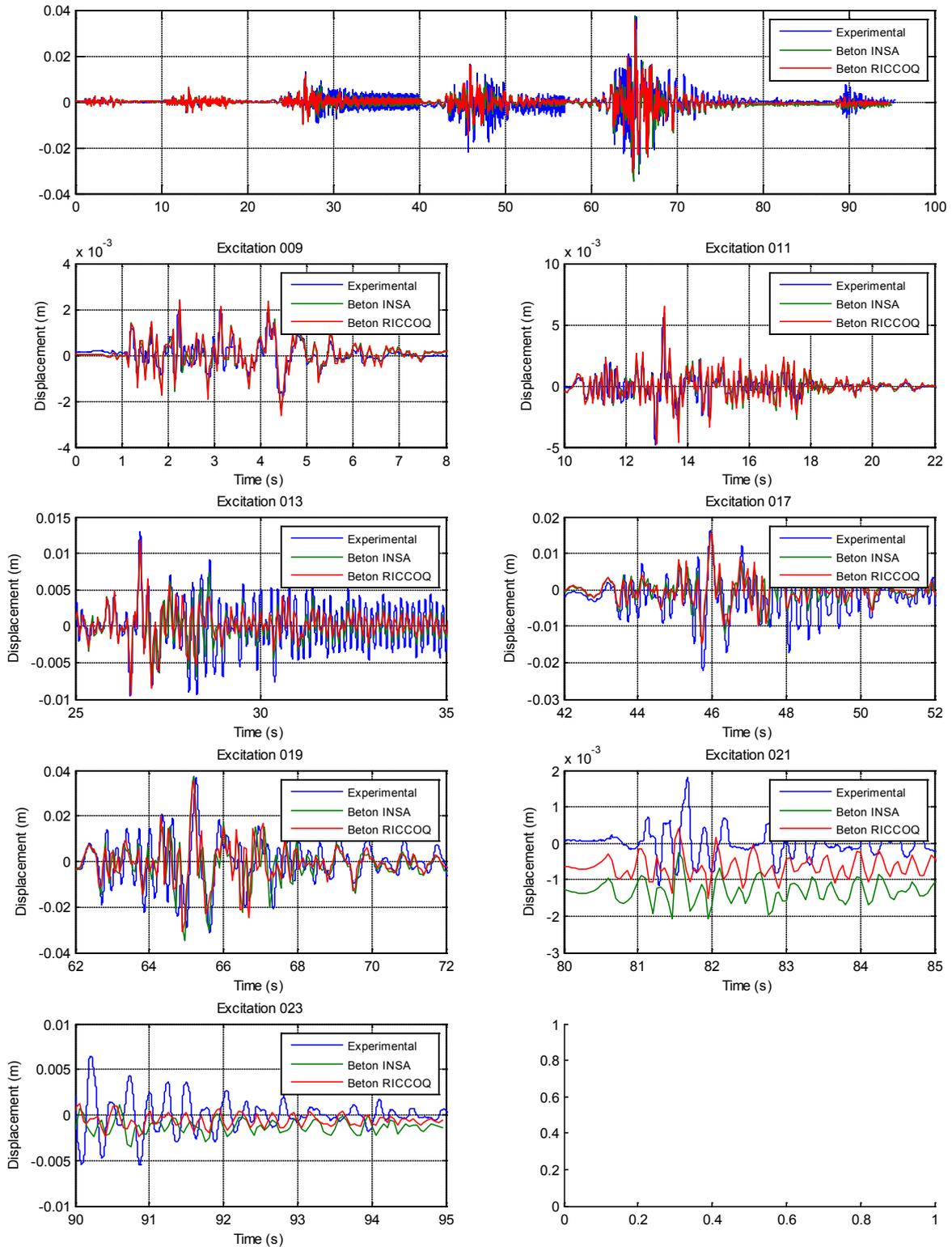


Figure C-14: Déplacements absolus suivants direction OX du point A en 3ème étage

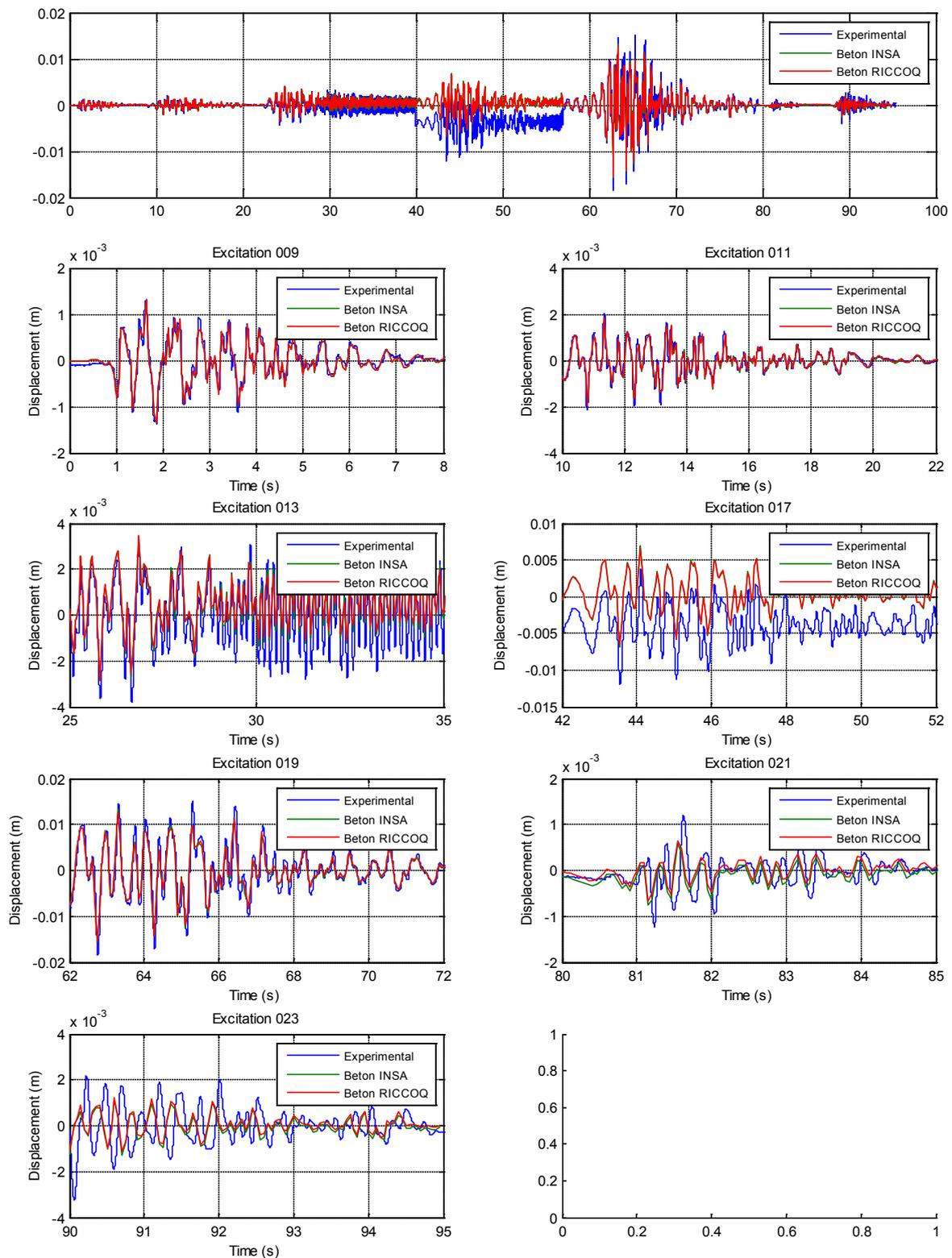


Figure C-15: Déplacements absolus suivants direction OY du point A en 1ème étage

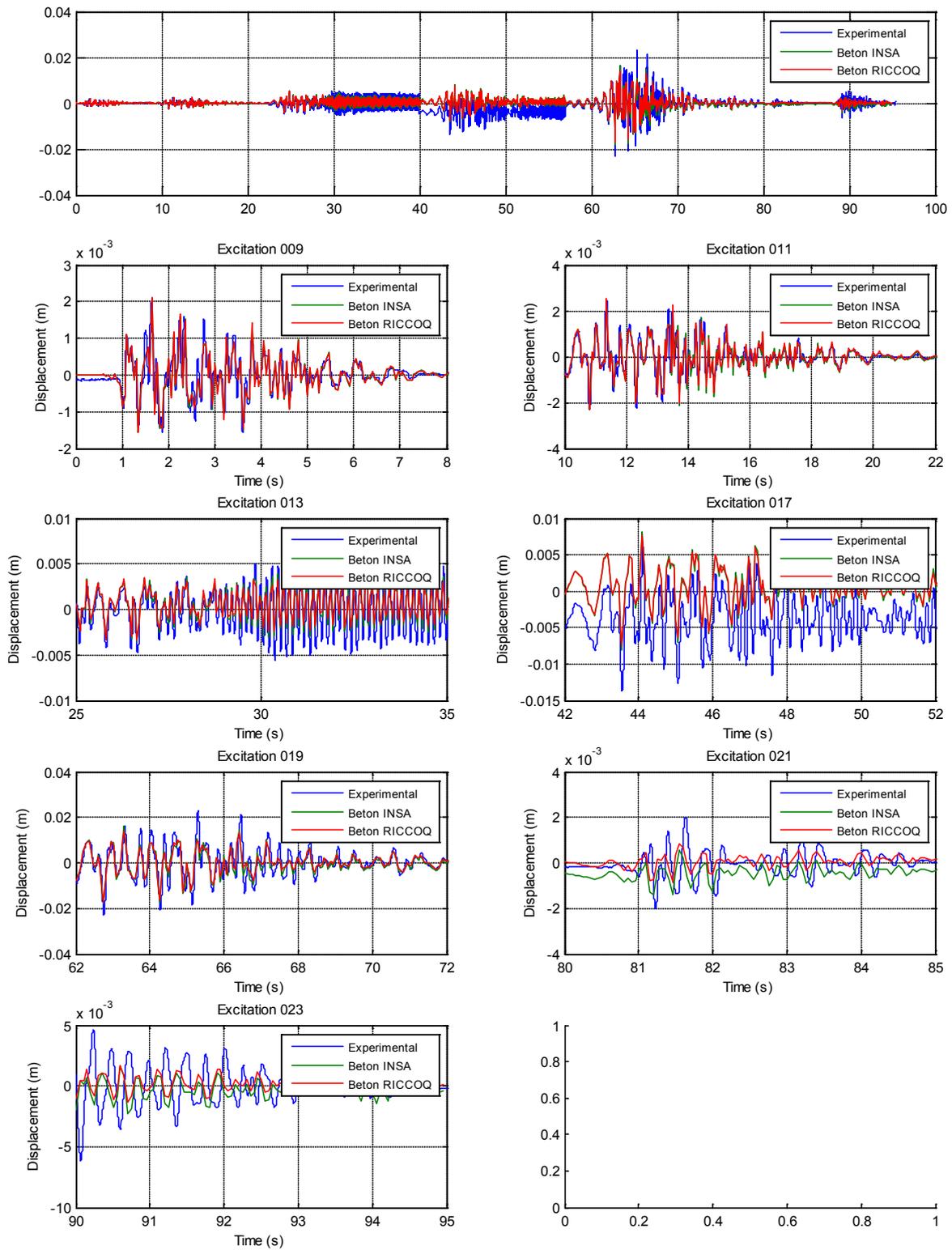


Figure C-16: Déplacements absolus suivants direction OY du point A en 3ème étage

C.6 Définition de l'action sismique

Dans cette section, un exemple de la définition du spectre de calcul appliqué aux structures du site **Annecy de Rhône-Alpes-France** est présenté.

C.6.1 Détermination du niveau de risque

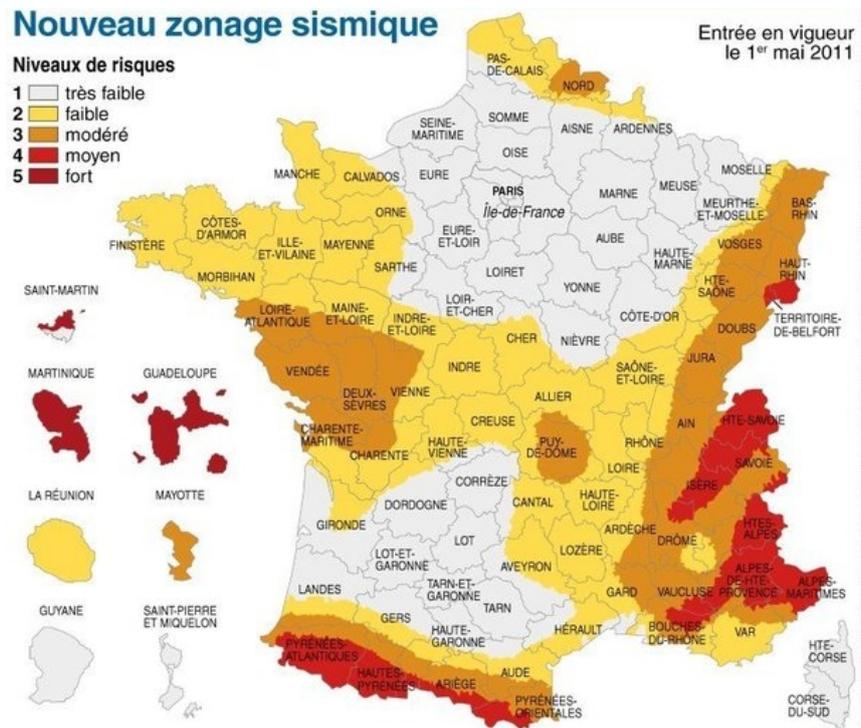


Figure C-17: Zonage sismique de la France

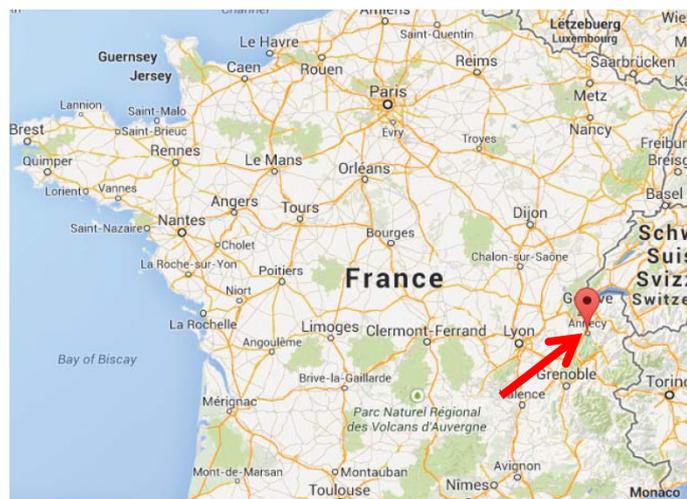


Figure C-18: Zone d'étude (Annecy – Rhône-Alpes)

On en déduit le niveau de risque du site Annecy de Rhône-Alpes: Moyen

C.6.2 Composantes pour l'évaluation des spectres de calcul.

C.6.2.1 Accélération de calcul

Conformément à l'arrêté du 24 janvier 2011 fixant les règles parasismiques applicables à certaines installations classées, les accélérations de calcul applicables aux installations existantes sont les suivantes :

Zone de sismicité	Accélération horizontale de calcul [m/s ²]	Accélération verticale de calcul [m/s ²]
Zone de sismicité 1	0.74	0.59
Zone de sismicité 2	1.3	1.02
Zone de sismicité 3	2.04	1.63
Zone de sismicité 4	2.96	2.66
Zone de sismicité 5	5.55	5

Table C-1 : Accélérations de calcul applicables aux installations existantes

Nous sommes dans le cas de zone de sismicité 4, les valeurs d'accélérations **2.96m/s²** et **2.66m/s²** sont donc retenues pour déterminer les spectres de calcul horizontal et vertical respectivement.

C.6.2.2 Coefficient de sol

Les valeurs du paramètre de sol S, en fonction de la classe de sol (au sens de la norme NF EN 1998-1, version de septembre 2005) sous l'ouvrage, sont données par le table ci-après.

Classe de sol	S (zones de sismicité 1 à 4)	S (zone de sismicité 5)
A	1	1
B	1.35	1.2
C	1.5	1.15
D	1.6	1.35
E	1.8	1.4

Table C-2: Coefficient de sol

Pour le calcul préliminaire et de façon conservative on considère la classe de sol E, on prend donc la valeur la plus importante pour S, à savoir **S = 1.8**

C.6.2.3 Effets d'amplification topographique

Une majoration de l'action sismique est introduire par l'application d'un coefficient d'amplification topographique ST. [L'annexe informative A de l'EN 1998-2:2004 fournit des informations sur les effets d'amplification topographique]. En général, cet effet est utilisé dans les vérifications de stabilité des pentes. Pour des inclinaisons moyennes des terrains en pente, inférieures à environ 15°, les effets topographiques peuvent être négligés, alors qu'une étude spécifique est recommandée dans le cas d'une topographie locale fortement irrégulière.

Pour notre cas, tenant compte de la topographie des terrains sur lesquels sont implantés du bâtiment Annecy, on ne considère pas d'amplification soit **ST = 1**.

C.6.2.4 Périodes T_B , T_C , T_D en fonction des classes de sol

T_B et T_C , sont respectivement la limite inférieure et supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante et T_D , est la valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant. Les valeurs de T_B et T_C et T_D à prendre en compte pour l'évaluation des composantes horizontales du mouvement sismique, exprimées en secondes, sont les suivantes:

Classes de sol	Pour les zones de sismicité 1 à 4			Pour la zone de sismicité 5		
	T_B	T_C	T_D	T_B	T_C	T_D
A	0.03	0.2	2.5	0.15	0.4	2
B	0.05	0.25	2.5	0.15	0.5	2
C	0.06	0.4	2	0.2	0.6	2
D	0.1	0.6	1.5	0.2	0.8	2
E	0.08	0.45	1.25	0.15	0.5	2

Table C-3: Valeurs des périodes T_B , T_C et T_D en fonction des classes de sol

Pour notre cas : **$T_B = 0.08$, $T_C = 0.45$, $T_D = 1.25$**

Les valeurs de T_B et T_C et T_D à prendre en compte pour l'évaluation des composantes verticales du mouvement sismique quelle que soit la classe de sol, exprimées en secondes, sont les suivantes :

Zone de sismicité	T_B	T_C	T_D
1 (très faible) à 3 (modérée)	0.03	0.2	2.5
4 (moyenne) et 5 (forte)	0.15	0.4	2

Table C-4 : Valeurs T_B , T_C et T_D pour l'évaluation des composantes verticales

Pour notre cas : $T_B = 0.15$, $T_C = 0.4$, $T_D = 2.0$

C.6.2.5 Coefficient de comportement

Le coefficient de comportement, a un intérêt pratique notable, qui est de permettre un rattrapage empirique entre la sollicitation élastique et celle d'un matériau dans le domaine non linéaire. Ce coefficient s'applique linéairement sur le spectre élastique pour donner un spectre de calcul. [EC8-1/5.2.2.2(1)]

Pour les tours, mâts et cheminées, en fonction de la section brute des éléments, un dimensionnement pour un comportement élastique jusqu'à l'état limite ultime peut se révéler approprié. Dans ce cas, il convient que le coefficient q ne soit pas supérieur à $q = 1,5$. Alternativement à [EC8-6/3.3(2)], le dimensionnement pour un comportement élastique peut être basé sur le spectre de réponse élastique avec $q = 1,0$.

C.6.3 Spectre horizontal

La « pseudo accélération » $S_d(T)$ horizontale est définie comme suit :

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \left[\frac{2}{3} + \frac{T}{T_B} \cdot \left(\frac{2.5}{q} - \frac{2}{3} \right) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_d(T) = a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q}$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

$$T \geq T_D: \quad S_d(T) = \begin{cases} a_g \cdot S \cdot \frac{2.5}{q} \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right] \\ \geq \beta \cdot a_g \end{cases}$$

Rappel :

- T période de vibration d'un oscillateur linéaire à un seul degré de liberté
- a_g accélération de calcul,
- T_B limite inférieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante
- T_C limite supérieure des périodes correspondant au palier d'accélération spectrale constante
- T_D valeur définissant le début de la branche à déplacement spectral constant
- S paramètre du sol
- q est le coefficient de comportement
- $\beta = 0.2$ est le coefficient correspondant à la limite inférieure du spectre de calcul horizontal

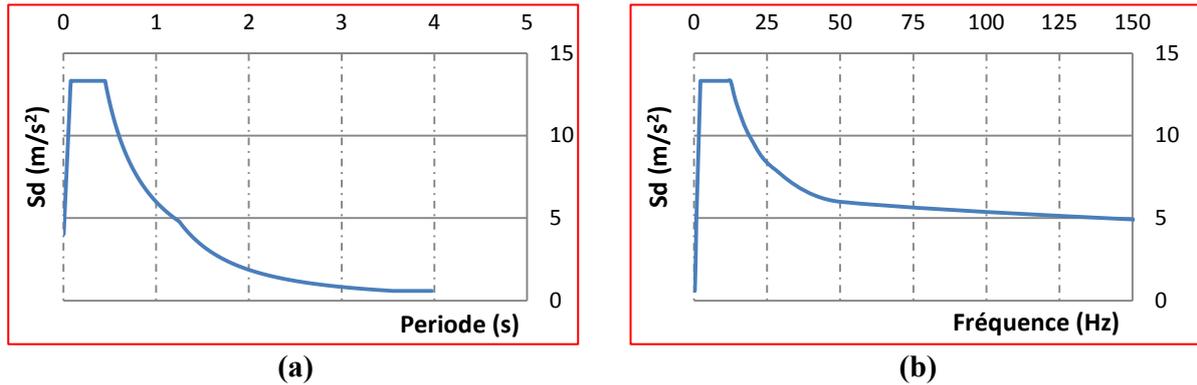


Figure C-19: Spectre d'accélération horizontal (a) :Période – Sd ; (b) :Fréquence-Sd

C.6.4 Spectre vertical

La composante verticale de l'action sismique est présentée par un spectre élastique $S_{ve}(T)$, calculé en utilisant les expressions suivantes :

$$0 \leq T \leq T_B: \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \left[1 + \frac{T}{T_B} \cdot (\eta \cdot 3 - 1) \right]$$

$$T_B \leq T \leq T_C: \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3$$

$$T_C \leq T \leq T_D: \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3 \cdot \left[\frac{T_C}{T} \right]$$

$$4s \geq T \geq T_D: \quad S_{ve}(T) = a_{vg} \cdot \eta \cdot 3 \cdot \left[\frac{T_C \cdot T_D}{T^2} \right]$$

Rappel :

$$a_{vg} = 1.63 \text{ (Ref: C.6.2.1)}$$

$$T_B = 0.03, T_C = 0.2, T_D = 2.5 \text{ (Ref: C.6.2.4)}$$

La valeur du coefficient de correction d'amortissement visqueux η est égale à 1 [EC8-1/3.2.2.2(3)].

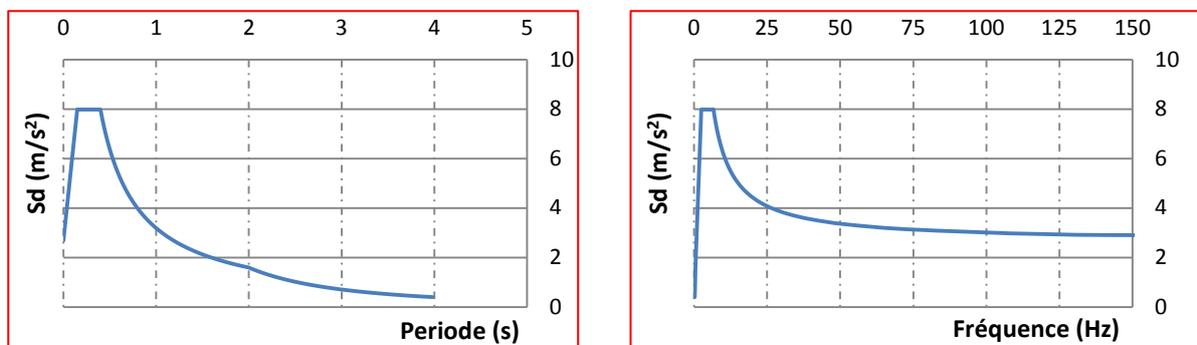


Figure C-20 : Spectre d'accélération vertical retenu (Période-Sd)

RÉFÉRENCES

- Achintha, P., and Burgoyne, C. (2008). "Fracture Mechanics of Plate Debonding." *Journal of Composites for Construction*, 12(4), 396–404.
- ACI Committee 440. (2008). *Guide for the design and construction of externally bonded FRP systems for strengthening concrete structures*. ACI 440.2R-08.
- AFCEN. (1989). *RCC-G: Règles de conception et de construction du génie civil des îlots nucléaires REP*. AFCEN.
- AFGC. (2011). *Réparation et renforcement des structures en béton au moyen des matériaux composites : Recommandations provisoires*. Association Française de Génie Civil.
- AFPS-CSTB. (2013). "Diagnostic et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme." AFPS-CSTB.
- Afra, H. (2003). "Performance parasismique des systèmes structurels durant le séisme de Zemmouri." *Colloque international, Risque, Vulnérabilité et Fiabilité dans la Construction*, Alger, Algérie.
- Alcocer, S. M., and Jirsa, J. (1993). "Strength of Reinforced Concrete Frame Connections Rehabilitated by Jacketing." *ACI Structural Journal*, 90(3).
- Allam, S. M., Shoukry, M. S., Rashad, G. E., and Hassan, A. S. (2012). "Crack width evaluation for flexural RC members." *Alexandria Engineering Journal*, 51(3), 211–220.
- Allam, S. M., Shoukry, M. S., Rashad, G. E., and Hassan, A. S. (2013). "Evaluation of tension stiffening effect on the crack width calculation of flexural RC members." *Alexandria Engineering Journal*, 52(2), 163–173.
- Altin, S., Ersoy, U., and Tamkut, T. (1992). "Hysteretic Response of Reinforced-Concrete Infilled Frames." *Journal of Structural Engineering*, 118(8), 2133–2150.
- Antoniades, K. K., Salonikios, T. N., and Kappos, A. J. (2005). "Tests on Seismically Damaged Reinforced Concrete Walls Repaired and Strengthened Using Fiber-Reinforced Polymers." *Journal of Composites for Construction*, 9, 236–246.
- Antoniades, K. K., Salonikios, T. N., and Kappos, A. J. (2007a). "Evaluation of hysteretic response and strength of repaired R/C walls strengthened with FRPs." *Engineering Structures*, 29, 2158–2171.
- Antoniades, K. K., Salonikios, T. N., and Kappos, A. J. (2007b). "Evaluation of hysteretic response and strength of repaired R/C walls strengthened with FRPs." *Engineering Structures*, 29(9), 2158–2171.
- Antoniou, S., and Pinho, R. (2004). "Advantages and limitations of adaptive and non-adaptive force-based pushover procedures." *Journal of Earthquake Engineering*, 08(04), 497–522.
- Antonopoulos, C. P., and Triantafillou, T. C. (2003). "Experimental Investigation of FRP-Strengthened RC Beam-Column Joints." *Journal of Composites for Construction*, 7(1), 39–49.
- Antonopoulos, C., and Triantafillou, T. (2002). "Analysis of FRP-Strengthened RC Beam-Column Joints." *Journal of Composites for Construction*, 6(1), 41–51.
- ASCE. (2007). "Seismic rehabilitation of existing buildings." ASCE/SEI.
- ASCE 43-05, and others. (2007). *Evaluation of the Seismic Design Criteria in ASCE/SEI Standard 43-05 for Application to Nuclear Power Plants*. US Nuclear Regulatory

- Commission, Office of Nuclear Regulatory Research, Division of Fuel, Engineering and Radiological Research.
- Ascione, L., and Berardi, V. P. (2011). "Anchorage device for FRP laminates in the strengthening of concrete structures close to beam-column joints." *Composites Part B: Engineering*, 42(7), 1840–1850.
- ASN. (2006). "Guide relatif à la prise en compte du risque sismique."
- ATC-40. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete building*. Applied Technology Council, Redwood City California.
- Audenino, A. L., Crupi, V., and Zanetti, E. M. (2003). "Correlation between thermography and internal damping in metals." *International Journal of Fatigue*, 25(4), 343–351.
- Badoux, M., and Jirsa, J. (1990). "Steel Bracing of RC Frames for Seismic Retrofitting." *Journal of Structural Engineering*, 116(1), 55–74.
- Baghiee, N., Reza Esfahani, M., and Moslem, K. (2009). "Studies on damage and FRP strengthening of reinforced concrete beams by vibration monitoring." *Engineering Structures*, 31(4), 875–893.
- Bahn, B. ., and Thomas, C. . (1998). "Stress-strain behavior of concrete under cyclic loading." *ACI Material journal*, (95-M18), 178–193.
- Balsamo, A., Colombo, A., Manfredi, G., Negro, P., and Prota, A. (2005). "Seismic behavior of a full-scale RC frame repaired using CFRP laminates." *Engineering Structures*, 27(5), 769–780.
- Barbato, M. (2009). "Efficient finite element modelling of reinforced concrete beams retrofitted with fibre reinforced polymers." *Computers & Structures*, 87(3–4), 167–176.
- Barenblatt, G. . (1962). "The mathematical theory of equilibrium cracks formed in brittle fracture." *Adv Appl Mech* 7, Moscow, 109.
- Barros, J. A. O., Varma, R. K., Sena-Cruz, J. M., and Azevedo, A. F. M. (2008). "Near surface mounted CFRP strips for the flexural strengthening of RC columns: Experimental and numerical research." *Engineering Structures*, 30(12), 3412–3425.
- Bažant, Z. P., and Gambarova, P. G. (1984). "Crack Shear in Concrete: Crack Band Microflane Model." *Journal of Structural Engineering*, 110(9), 2015–2035.
- Bažant, Z. P., and Oh, B. H. (1983). "Crack band theory for fracture of concrete." *Matériaux et Construction*, 16(3), 155–177.
- Benedetti, D., and Limongelli, M. P. (1996). "A Model to Estimate the Virgin and Ultimate Effective Stiffnesses from the Response of a Damaged Structure to a Single Earthquake." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 25(10), 1095–1108.
- Bertero, V., and Brokken, S. (1983). "Infills in seismic resistant building." *Journal of Structural Engineering*, 109(6), 1337–1361.
- Bonfiglioli, B., Pascale, G., and Martinez de Mingo, S. (2004). "Dynamic Testing of Reinforced Concrete Beams Damaged and Repaired with Fiber Reinforced Polymer Sheets." *Journal of Materials in Civil Engineering*, 16(5), 400–406.
- La Borderie, C. (1991a). "Modélisation des structures planes en béton armé sous chargement monotone et cyclique." Ph.D thesis, Université Paris 6, France.
- La Borderie, C. (1991b). "Unilateral effects for damage-like materials: modelling and application to concrete structures." Ph.D thesis, University Paris VI, Paris, French.

- De Borst, R. (1993). "A generalisation of J2-flow theory for polar continua." *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 103(3), 347–362.
- Bracci, J., Kunnath, S., and Reinhorn, A. (1997). "Seismic Performance and Retrofit Evaluation of Reinforced Concrete Structures." *Journal of Structural Engineering*, 123(1), 3–10.
- Brun, M. (2002). "Contribution a l'étude des effets endommageants des seismes proches et lointains sur des voiles en beton armé: Approche simplifiée couplant la degradation des caracteristiques dynamiques avec un indicateur de dommage." INSA de Lyon.
- Brun, M., Labbe, P., Bertrand, D., and Courtois, A. (2011). "Pseudo-dynamic tests on low-rise shear walls and simplified model based on the structural frequency drift." *Engineering Structures*, 33, 796–812.
- Brun, M., Reynouard, J. M., and Jezequel, L. (2003). "A simple shear wall model taking into account stiffness degradation." *Engineering Structures*, 25, 1–9.
- Burgoyne, C. J., Achintha, M., and Guan, G. X. (2012). "Prediction of FRP debonding using the global-energy-balance approach." *ACI Special Publication*, 286.
- CEB-FIB Model 1990. (1993). *CEB-FIP Model Code 1990: Design Code*. Thomas Telford Limited.
- Ceroni, F., Pecce, M., Matthys, S., and Taerwe, L. (2008). "Debonding strength and anchorage devices for reinforced concrete elements strengthened with FRP sheets." *Composites Part B: Engineering*, 39(3), 429–441.
- Chail, Y. H., Priestley, M. J. N., and Seible, F. (1991). "Seismic Retrofit of Circular Bridge Columns for Enhanced Flexural Performance." *ACI Structural Journal*, 88(5).
- Chambers, J., and Kelly, T. (2004). "Nonlinear dynamic analysis—the only option for irregular structures." *13th World Conference on Earthquake Engineering*, Vancouver, B.C., Canada, 1389.
- Charras, T., and Di Paola, F. (2011). "La procédure PASAPAS." Support of CEA (<http://www-cast3m.cea.fr>).
- Chen, J., and Teng, J. (2001). "Anchorage Strength Models for FRP and Steel Plates Bonded to Concrete." *Journal of Structural Engineering*, 127(7), 784–791.
- Chopra, A. K. (1995). *Dynamics of Structures: Theory and Applications to Earthquake Engineering*. Prentice Hall College Div, Englewood Cliffs, N.J.
- Chopra, A. K., and Goel, R. K. (2002). "A modal pushover analysis procedure for estimating seismic demands for buildings." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 31(3), 561–582.
- Chopra, A. K., and Goel, R. K. (2004). "A modal pushover analysis procedure to estimate seismic demands for unsymmetric-plan buildings." *Earthquake engineering & structural dynamics*, 33(8), 903–927.
- Chopra, A. K., Goel, R. K., and Chintanapakdee, C. (2004). "Evaluation of a modified MPA procedure assuming higher modes as elastic to estimate seismic demands." *Earthquake Spectra*, 20(3), 757–778.
- Colomb, F., Tobbi, H., Ferrier, E., and Hamelin, P. (2008). "Seismic retrofit of reinforced concrete short columns by CFRP materials." *Composite Structures*, 82(4), 475–487.
- Combescure, D. (2001). "Modelisation des structures de genie civil sous chargement sismique a l'aide de castem 2000." CEA.

- Constantinou, M. C., Tsopelas, P., Hammel, W., and Sigaher, A. N. (2001). “Toggle-brace-damper seismic energy dissipation systems.” *Journal of Structural Engineering*, 127(2), 105–112.
- Coyere, R., Dalbera, J., Chauvel, D., Molina, J., Pegon, P., and Verzeletti, G. (1999). “Endommagement sismique de murs en béton armé ouverture des fissures.” 636–643.
- Crambuer, R. (2013). “Contribution à l’identification de l’amortissement: approches expérimentales et numériques.” École normale supérieure de Cachan - ENS Cachan.
- Crandall, S. H. (1970). “The role of damping in vibration theory.” *Journal of Sound and Vibration*, 11(1), 3–IN1.
- D’Ambrisi, A., De Stefano, M., and Tanganelli, M. (2009). “Use of pushover analysis for predicting seismic response of irregular buildings: a case study.” *Journal of Earthquake Engineering*, 13(8), 1089–1100.
- Dan, D. (2012). “Experimental tests on seismically damaged composite steel concrete walls retrofitted with CFRP composites.” *Engineering Structures*, 45, 338–348.
- Davidovici, V. (1999). *La construction en zone sismique. Approche réglementaire, modèles d’analyse des structures, diagnostic des bâtiments existants, exemples de calculs*.
- Demeter, I., Nagy-György, T., Stoian, V., Dan, D., and Descu, C. (2010). “FRP composites for seismic retrofitting of RC wall panels with cut-out openings.” *Structures & Architecture*, P. Cruz, ed., 541–542.
- Desprez, C. (2010). “Analyse et Réduction de la Vulnérabilité Sismique des Structures Existantes : Renforcement par Collage de Tissus de Fibres de Carbone (TFC).” Institut National Polytechnique de Grenoble - INPG.
- Eid, R., and Paultre, P. (2007). “Plasticity-based model for circular concrete columns confined with fibre-composite sheets.” *Engineering Structures*, 29(12), 3301–3311.
- El-Amoury, T., and Ghobarah, A. (2002). “Seismic rehabilitation of beam–column joint using GFRP sheets.” *Engineering Structures*, 24(11), 1397–1407.
- Elena Mola, P. N. (2004). “Evaluation of current approaches for the analysis and design of multi-storey torsionally unbalanced frames.” *13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B.C., Canada, August 1-6, Paper No. 3304*.
- ElGawady, M., Endeshaw, M., McLean, D., and Sack, R. (2010). “Retrofitting of Rectangular Columns with Deficient Lap Splices.” *Journal of Composites for Construction*, 14(1), 22–35.
- Elmenschawi, A., Sorour, M., Mufti, A., Jaeger, L. G., and Shrive, N. (2010). “Damping mechanisms and damping ratios in vibrating unreinforced stone masonry.” *Engineering Structures*, 32(10), 3269–3278.
- Elnashai, A. S. (2001). “Advanced inelastic static (pushover) analysis for earthquake applications.” *Structural engineering and mechanics*, 12(1), 51–70.
- El-Sokkary, H. (2012). “Seismic Retrofit of Reinforced Concrete Shear Walls using Fibre Reinforced Polymer Composites.” Ph.D thesis, Concordia University, Québec, Canada.
- EN 1998-1. (2005). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 1: General rules, seismic actions and rules for buildings*.
- EN 1998-3. (2005). *Eurocode 8: Design of structures for earthquake resistance – Part 3: Assessment and retrofitting of buildings*.

- Estrada, J. I. (1990). "Use of steel elements to strengthen a reinforced concrete building." Thèse doctorat, University of Texas at Austin.
- Fajfar, P. (2000). "A Nonlinear Analysis Method for Performance-Based Seismic Design." *Earthquake Spectra*, 16(3), 573–592.
- Fajfar, P., and Gašperšič, P. (1996). "The N2 Method for the Seismic Damage Analysis of Rc Buildings." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 25(1), 31–46.
- Fajfar, P., Kilar, V., Marusic, D., Perus, I., and Magliulo, G. (2005). "The extension of the N2 method to asymmetric buildings." *Proceedings of the 4th European workshop on the seismic behaviour of irregular and complex structures*.
- Fajfar, P., Marusic, D., and Perus, I. (2005). "Torsional effects in the pushover-based seismic analysis of buildings." *Journal of Earthquake Engineering*, 9(6), 831–854.
- Fardis, M. (1991). *Experimental and Numerical Methods in Earthquake Engineering*. Kluwer Academic Publishers, Dordrecht.
- Fardis, M. N. (2009). *Seismic Design, Assessment and Retrofitting of Concrete Buildings: based on EN-Eurocode 8*. Springer.
- Feenstra, P. H. (1993). "Computational aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete." Ph.D thesis, Delft University Press.
- FEMA 273. (1997). *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington.
- FEMA 274. (1997). *NEHRP Commentary on the guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Federal Emergency Management Agency, Washington.
- FEMA-356. (2000). *Prestandard and commentary for the seismic rehabilitation of buildings*. American Society of Civil Engineers (ASCE), Washington DC;
- FEMA-440. (2005). *Improvement of nonlinear static seismic analysis procedures*. California.
- Ferracuti, B., Savoia, M., and Mazzotti, C. (2007). "Interface law for FRP–concrete delamination." *Composite Structures*, 80(4), 523–531.
- FIB. (2003). "Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings." fib Bulletin 24; Federation Internationale du Beton, Lausanne.
- Le Fichoux, E. (2011). "Présentation Et Utilisation De Cast3m." Support of CEA (<http://www-cast3m.cea.fr>).
- Fintel, M. (1995). "Performance of buildings with shear walls in earthquakes of the last thirty years." *PCI journal*, 40, 62–80.
- Galal, K., Arafa, A., and Ghobarah, A. (2005). "Retrofit of RC square short columns." *Engineering Structures*, 27(5), 801–813.
- Garcia, R., Hajirasouliha, I., and Pilakoutas, K. (2010). "Seismic behaviour of deficient RC frames strengthened with CFRP composites." *Engineering Structures*, 32(10), 3075–3085.
- Gergely, J., Pantelides, C., and Reaveley, L. (2000). "Shear Strengthening of RCT-Joints Using CFRP Composites." *Journal of Composites for Construction*, 4(2), 56–64.
- Gerstle, K. B., Zimmerman, R. M., Winkler, H., Traina, L. A., Taylor, M. A., Schickert, G., Rossi, P., Newman, J. B., Linse, D., Ko, H.-Y., Kotsovos, M. D., Bertacchi, P., Bellotti, R., and Aschl, H. (1980). "Behavior of Concrete under Multiaxial Stress States." *Journal of the Engineering Mechanics Division*, 106(6), 1383–1403.

- Ghobarah, A., Aziz, T. S., and Biddah, A. (1996). "Seismic Rehabilitation of Reinforced Concrete Beam-Column Connections." *Earthquake Spectra*, 12(4), 761–780.
- Ghobarah, A., Biddah, A., and Mahgoub, M. (1997). "Rehabilitation of reinforced concrete columns using corrugated steel jacketing." *Journal of Earthquake Engineering*, 1(4), 651–673.
- Ghobarah, A., and Said, A. (2001). "Seismic Rehabilitation of Beam-Column Joints Using Frp Laminates." *Journal of Earthquake Engineering*, 5(1), 113–129.
- Ghobarah, A., and Said, A. (2002). "Shear strengthening of beam-column joints." *Engineering Structures*, SEMC 2001, 24(7), 881–888.
- Giry, C., Dufour, F., and Mazars, J. (2011). "Stress-based nonlocal damage model." *International Journal of Solids and Structures*, 48(25–26), 3431–3443.
- Goel, R. K., and Chopra, A. K. (2004). "Evaluation of modal and FEMA pushover analyses: SAC buildings." *Earthquake Spectra*, 20(1), 225–254.
- Greifenhagen, C. (2006). "Seismic behavior of lightly reinforced concrete squat shear walls." Ph.D thesis, Technische Universität Dresden, Allemagne.
- Greifenhagen, C., and Lestuzzi, P. (2005). "Static cyclic tests on lightly reinforced concrete shear walls." *Engineering Structures*, 27(11), 1703–1712.
- Grelle, S. V., and Sneed, L. H. (2013). "Review of anchorage systems for externally bonded FRP laminates." *International Journal of Concrete Structures and Materials*, 7(1), 17–33.
- Guedes, J., Pegon, P., and Pinto, A. (1994). "A fibre timoshenko beam element in castem2000." Special publication Nr. I.94.31, J.R.C., I-21020, Joint Research Center. Ispra, Italy.
- Guéguen, P., and Bard, P. . (2005). "Soil-Structure And Soil-Structure-Soil Interaction Experimental Evidence At The Volvi Test Site." *Journal of Earthquake Engineering*, 9(5), 657–693.
- Gupta, B., and Kunnath, S. K. (2000). "Adaptive Spectra-Based Pushover Procedure for Seismic Evaluation of Structures." *Earthquake Spectra*, 16(2), 367–392.
- Hanson, R., Aiken, I., Nims, D., Richter, P., and Bachman, R. (1993). "State-of-the-art and state-of-the-practice in seismic energy dissipation." *ATC*, 17(1), 449–471.
- Haselton, C. ., Whittaker, A. S., and Hortacsu, A. (2012). "Selecting and scaling Earthquake Ground Motions for Performing Response-History Analyses." *15 WCEE*, Lisboa.
- Hillerborg, A., Modéer, M., and Petersson, P.-E. (1976). "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements." *Cement and Concrete Research*, 6, 773–781.
- Hofbeck, J. ., Ibrahim, I. ., and Mattock, A. . (1969). "Shear Transfer in Reinforced Concrete." *ACI Journal Proceedings*, 66(2).
- Hognestad, E., and University of Illinois (Urbana-Champaign Campus). (1951). "A study of combined bending and axial load in reinforced concrete members." University of Illinois.
- Hwang, J.-S., Huang, Y.-N., and Hung, Y.-H. (2005). "Analytical and experimental study of toggle-brace-damper systems." *Journal of structural engineering*, 131(7), 1035–1043.
- Iacobucci, R., and Sheikh, S. (2003). "Retrofit of Square Concrete Columns with Carbon Fiber-Reinforced Polymer for Seismic Resistance." *ACI Structural Journal*, 100(6).

- Iervolino, I., Maddaloni, G., and Cosenza, E. (2008). "Eurocode 8 Compliant Real Record Sets for Seismic Analysis of Structures." *Journal of Earthquake Engineering*, 12, 54–90.
- Ile, N. (2000). "Contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique: Apport de l'expérimentation et de la modélisation à la conception." Ph.D thesis, INSA de Lyon, Lyon.
- Ile, N., and Reynouard, J. (2000). "Nonlinear analysis of reinforced concrete shear wall under Earthquake loading." *Journal of Earthquake Engineering*, 4(2), 183–213.
- Ile, N., and Reynouard, J. M. (2003). "Lightly reinforced walls subjected to multidirectional seismic excitations: Interpretation of Camus 2000-1 dynamic tests." *ISET Journal of earthquake technology*, 40, 117–135.
- Ile, N., and Reynouard, J. M. (2005). "Behaviour of U-Shaped Walls Subjected to Uniaxial and Biaxial Cyclic Lateral Loading." *Journal of Earthquake Engineering*, 9(1), 67–94.
- Inukai, M., and Kaminosono, T. (2000). "Seismic performance of an existing RC frame retrofitted by precast prestressed concrete shear walls." *Proc., 12th World Conference on Earthquake Engineering*.
- Jenq, Y., and Shah, S. (1985). "Two Parameter Fracture Model for Concrete." *Journal of Engineering Mechanics*, 111(10), 1227–1241.
- Jeong, S., and Elnashai, A. S. (2005a). "Analytical Assessment of an Irregular Rc Frame for Full-Scale 3d Pseudo-Dynamic Testing Part I: Analytical Model Verification." *Journal of Earthquake Engineering*, 9(1), 95–128.
- Jeong, S., and Elnashai, A. S. (2005b). "Analytical Assessment of an Irregular Rc Frame for Full-Scale 3d Pseudo-Dynamic Testing Part II: Condition Assessment and Test Deployment." *Journal of Earthquake Engineering*, 9(2), 265–284.
- Jiang, H., and Kurama, Y. C. (2013). "An analytical investigation on the seismic retrofit of older medium-rise reinforced concrete shear walls under lateral loads." *Engineering Structures*, 46, 459–470.
- Jiang, T., and Teng, J. G. (2007). "Analysis-oriented stress–strain models for FRP–confined concrete." *Engineering Structures*, 29(11), 2968–2986.
- Jirsa, J. O. (1994). "Divergent Issues in Rehabilitation of Existing Buildings." *Earthquake Spectra*, 10(1), 95–112.
- JPDPA. (1999). *Seismic Retrofitting Design and Construction Guidelines for Existing Reinforced Concrete (RC) and Steel-encased Reinforced Concrete (SRC) Buildings with FRP Materials*. in Japanese.
- Kalfat, R., Al-Mahaidi, R., and Smith, S. (2013). "Anchorage Devices Used to Improve the Performance of Reinforced Concrete Beams Retrofitted with FRP Composites: State-of-the-Art Review." *Journal of Composites for Construction*, 17(1), 14–33.
- Kalkan, E., and Chopra, A. K. (2010). *Practical Guidelines to Select and Scale Earthquake Records for Nonlinear Response History Analysis of Structures*. Open-file Report, Earthquake Engineering Research Institute.
- Kalkan, E., and Kunnath, S. K. (2006). "Adaptive Modal Combination Procedure for Nonlinear Static Analysis of Building Structures." *Journal of Structural Engineering*, 132(11), 1721–1731.
- Kaptan, K. (2013). "Seismic base isolation and energy absorbing devices." *European Scientific Journal*, 9(18).

- Karabinis, A. I., and Rousakis, T. C. (2002). "Concrete confined by FRP material: a plasticity approach." *Engineering Structures*, SEMC 2001, 24(7), 923–932.
- Karabinis, A. I., Rousakis, T. C., and Manolitsi, G. E. (2008). "3D Finite-Element Analysis of Substandard RC Columns Strengthened by Fiber-Reinforced Polymer Sheets." *Journal of Composites for Construction*, 12(5), 531–540.
- Karabinis, A., and Kioussis, P. (1996). "Strength and Ductility of Rectangular Concrete Columns: A Plasticity Approach." *Journal of Structural Engineering*, 122(3), 267–274.
- Karayannis, C. G., Chalioris, C. E., and Sideris, K. K. (1998). "Effectiveness of rc beam-column connection repair using epoxy resin injections." *Journal of Earthquake Engineering*, 02(02), 217–240.
- Karbhari, V., and Gao, Y. (1997). "Composite Jacketed Concrete under Uniaxial Compression—Verification of Simple Design Equations." *Journal of Materials in Civil Engineering*, 9(4), 185–193.
- Kezmane, A., Boukais, S., Lylia, M., and Hamizi, M. (2013). "Simulation numérique des voiles en béton armé renforcés par un matériau composite." *31èmes Rencontres de l'AUGC*, E.N.S. Cachan, France.
- Khalifa, A., Gold, W. J., Nanni, A., and M.I., A. A. (1998). "Contribution of Externally Bonded FRP to Shear Capacity of RC Flexural Members." *Journal of Composites for Construction*, 2, 195–202.
- Kilar, V., and Fajfar, P. (1997). "Simple push-over analysis of asymmetric buildings." *Earthquake engineering & structural dynamics*, 26(2), 233–249.
- Koren, D., and Kilar, V. (2011). "The applicability of the N2 method to the estimation of torsional effects in asymmetric base-isolated buildings." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40(8), 867–886.
- Kosmopoulos, A. J., and Fardis, M. N. (2007). "Estimation of inelastic seismic deformations in asymmetric multistorey RC buildings." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 36(9), 1209–1234.
- Kotronis, P., and Mazars, J. (2005). "Simplified Modelling Strategies to Simulate the Dynamic Behaviour of R/C Walls." *Journal of Earthquake Engineering*, 9(2), 285–306.
- Krawinkler, H., and Seneviratna, G. (1998). "Pros and cons of a pushover analysis of seismic performance evaluation." *Engineering and Structures*, 20(4-6), 452–464.
- Kreslin, M., and Fajfar, P. (2011). "The extended N2 method taking into account higher mode effects in elevation." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40(14), 1571–1589.
- Kumar, S., and Barai, S. V. (2011). *Concrete Fracture Models and Applications*. Springer.
- Kunnath, S. K., and Kalkan, E. (2004). "Evaluation of seismic deformation demands using nonlinear procedures in multistory steel and concrete moment frames." *ISET Journal of earthquake technology*, 41(1), 159–181.
- Lagarias, J., Reeds, J., Wright, M., and Wright, P. (1998). "Convergence Properties of the Nelder-Mead Simplex Method in Low Dimensions." *SIAM Journal on Optimization*, 9(1), 112–147.
- Laible, J. P., White, R. N., and Gergely, P. (1977). "Experimental Investigation of Seismic Shear Transfer Across Cracks in Concrete Nuclear Containment Vessels." *ACI Special Publication*, 53, 203–226.

- Lam, L., and Teng, J. G. (2003). "Design-oriented stress–strain model for FRP-confined concrete." *Construction and Building Materials*, 17(6–7), 471–489.
- Lebon, G. (2011). "Analyse de l'endommagement des structures de génie civil: techniques de sous-structuration hybride couplées à un modèle d'endommagement anisotrope." École normale supérieure de Cachan-ENS Cachan.
- Lee, W. T., Chiou, Y. J., and Shih, M. H. (2010). "Reinforced concrete beam–column joint strengthened with carbon fiber reinforced polymer." *Composite Structures*, 92(1), 48–60.
- Lemitte, J., Chaudat, T., Zentner, I., and Courtois, A. (2008). *Presentation of the benchmark contest Phase 2*.
- Lermitte, J. (2010). *Benchmark SMART 2008, phase I, Synthetics results report*. Département de modélisation des systèmes et structures, Service d'études mécaniques et thermiques, CEA-France, 148.
- Lestuzzi, P., and Badoux, M. (2008). *Génie parasismique: conception et dimensionnement des bâtiments*. PPUR presses polytechniques.
- Li, B., and Lim, C. L. (2010). "Tests on Seismically Damaged Reinforced Concrete Structural Walls Repaired Using Fiber-Reinforced Polymers." *Journal of Composites for Construction*, 14(5), 597–608.
- Liu, M., and Gorman, D. G. (1995). "Formulation of Rayleigh damping and its extensions." *Computers & Structures*, 57(2), 277–285.
- Lombard, J., Lau, D. T., Humar, J. L., Foo, S., and Cheung, M. S. (2000). "Seismic strengthening and repair of reinforced concrete shear walls." *Proc., 12th World Conf. on Earthquake Engineering*, 1–8.
- De Lorenzis, L., and Tepfers, R. (2003). "Comparative Study of Models on Confinement of Concrete Cylinders with Fiber-Reinforced Polymer Composites." *Journal of Composites for Construction*, 7(3), 219–237.
- De Lorenzis, L., and Zavarise, G. (2009). "Cohesive zone modeling of interfacial stresses in plated beams." *International Journal of Solids and Structures*, 46(24), 4181–4191.
- Lubliner, J., Oliver, J., Oller, S., and Oñate, E. (1989). "A plastic-damage model for concrete." *International Journal of Solids and Structures*, 25(3), 299–326.
- Di Ludovico, M., Manfredi, G., Mola, E., Negro, P., and Prota, A. (2008). "Seismic Behavior of a Full-Scale RC Structure Retrofitted Using GFRP Laminates." *Journal of Structural Engineering*, 134(5), 810–821.
- Di Ludovico, M., Prota, A., Manfredi, G., and Cosenza, E. (2008). "Seismic strengthening of an under-designed RC structure with FRP." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 37(1), 141–162.
- Lu, X. Z., Jiang, J. J., Teng, J. G., and Ye, L. P. (2006). "Finite element simulation of debonding in FRP-to-concrete bonded joints." *Construction and Building Materials*, 20(6), 412–424.
- Lu, X. Z., Teng, J. G., Ye, L. P., and Jiang, J. J. (2007). "Intermediate Crack Debonding in FRP-Strengthened RC Beams: FE Analysis and Strength Model." *Journal of Composites for Construction*, 11(2), 161–174.
- Lu, X. Z., Teng, J. G., Ye, L. P., and Jiang, J. J. (2005a). "Bond–slip models for FRP sheets/plates bonded to concrete." *Engineering Structures*, 27(6), 920–937.

- Lu, X. Z., Teng, J. G., Ye, L. P., and Jiang, J. J. (2005b). "Meso-scale finite-element model for FRP sheets/plates externally bonded to concrete." *Engineering Structures*, 27(4), 564–575.
- Luyckx, J. (1999). *Composites à fibres de carbone dans le génie civil*. Ed. Techniques Ingénieur.
- Lu, Y., Hao, H., Carydis, P. G., and Mouzakis, H. (2001). "Seismic performance of RC frames designed for three different ductility levels." *Engineering Structures*, 23(5), 537–547.
- Maekawa, K., Okamura, H., and Pimanmas, A. (2003). *Non-Linear Mechanics of Reinforced Concrete*. CRC Press.
- Mahéo, L. (2006). "Etude des effets dissipatifs de différents schémas d'intégration temporelle en calcul dynamique par éléments finis." Ph.D thesis, Université de Bretagne Sud.
- Mahin, S., and Shing, P. (1985). "Pseudodynamic Method for Seismic Testing." *Journal of Structural Engineering*, 111(7), 1482–1503.
- Malvar, L., Morrill, K., and Crawford, J. (2004). "Numerical Modeling of Concrete Confined by Fiber-Reinforced Composites." *Journal of Composites for Construction*, 8(4), 315–322.
- Mander, J., Priestley, M., and Park, R. (1988a). "Observed Stress-Strain Behavior of Confined Concrete." *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1827–1849.
- Mander, J., Priestley, M., and Park, R. (1988b). "Theoretical Stress-Strain Model for Confined Concrete." *Journal of Structural Engineering*, 114(8), 1804–1826.
- Ma, R., Xiao, Y., and Li, K. (2000). "Full-scale testing of a parking structure column retrofitted with carbon fiber reinforced composites." *Construction and Building Materials*, 14(2), 63–71.
- Masri, A. C., and Goel, S. C. (1996). "Seismic Design and Testing of an RC Slab-Column Frame Strengthened by Steel Bracing." *Earthquake Spectra*, 12(4), 645–666.
- Matallah, M., La Borderie, C., and Maurel, O. (2010). "A practical method to estimate crack openings in concrete structures." *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34(15), 1615–1633.
- Mazars, J., Berthaud, Y., and Ramtani, S. (1990). "The unilateral behaviour of damaged concrete." *Engineering Fracture Mechanics*, 35(4–5), 629–635.
- Mazars, J., Kotronis, P., Ragueneau, F., and Casaux, G. (2006). "Using multifiber beams to account for shear and torsion: Applications to concrete structural elements." *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 195(52), 7264–7281.
- Mazars, J., and Pijaudier Cabot, G. (1989). "Continuum Damage Theory—Application to Concrete." *Journal of Engineering Mechanics*, 115(2), 345–365.
- Menegotto, M., and Pinto, P. (1973). "Method of analysis for cyclically loaded reinforced concrete plane frames including changes in geometry and non-elastic behaviour of elements under combined normal force and bending." Proc., IABSE Symp. of Resistance and Ultimate Deformability of Structures Acted on by Well Defined Repeated Loads, International Association of Bridge and Structural Engineering, Libson, Portugal, Vol. 13: 15-22.
- Merabet, O. (1990). "Modélisation des structures planes en béton armé sous chargement monotone et cyclique." Ph.D thesis, INSA de Lyon, Lyon-France.

- Merabet, O., and Reynouard, J. (1999). "Formulatin d'un modèle élasto-plastique fissurable pour le béton sous chargements cycliques." Contrat EDF/DER, Rapport Final, URGC-Structures.
- Milan Zacek. (1996) « Construire Parasismique – Risque Parasismique, Conception parasismique des bâtiments, règlementation », *Editions Parenthèses*, ISBN 2-86364-054-2.
- Miranda, E., and Ruiz-García, J. (2002). "Evaluation of approximate methods to estimate maximum inelastic displacement demands." *Earthquake engineering & structural dynamics*, 31(3), 539–560.
- Mirmiran, A., and Shahawy, M. (1996). "A new concrete-filled hollow FRP composite column." *Composites Part B: Engineering*, Structural Composites in Infrastructures, 27(3–4), 263–268.
- Mirmiran, A., Zagers, K., and Yuan, W. (2000). "Nonlinear finite element modeling of concrete confined by fiber composites." *Finite Elements in Analysis and Design*, 35(1), 79–96.
- Moghadam, A. S., and Tso, W. K. (2000). "Pushover analysis for asymmetric and set-back multi-story buildings." *Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering*, 1093.
- Molina, F. J., and Pegon, P. (2000). "Frequency and damping evolution during experimental seismic response of civil engineering structures." Conference on System Identification & Structural Health Monitoring.
- Molina, F. J., Verzeletti, G., Magonette, G., Buchet, P., and Géradin, M. (1999). "Bi-directional pseudodynamic test of a full-size three-storey building." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 28(12), 1541–1566.
- Monti, G. (2003). "Seismic upgrade of reinforced concrete columns with FRP." *Seminar on: Seismic Retrofitting of the South Tower, Tehran, Iran*.
- Moreschi, L. M. (2000). "Seismic design of energy dissipation systems for optimal structural performance." Thèse doctorat, Virginia Polytechnic Institute and State University.
- Mosley, W. (2007). *Reinforced concrete design to Eurocode 2*. Palgrave MacMillan, Basingstoke [England] ;;New York.
- Mostofinejad, D., and Mohammadi Anaei, M. (2012). "Effect of confining of boundary elements of slender RC shear wall by FRP composites and stirrups." *Engineering Structures*, 41, 1–13.
- Mukherjee, A., and Joshi, M. (2005). "FRPC reinforced concrete beam-column joints under cyclic excitation." *Composite Structures*, 70(2), 185–199.
- Murty, C. V. R., Goswami, R., Vijayanarayanan, A. R., Kumar, R. P., and Mehta, V. V. (2013). *Introduction to earthquake protection to non-structural elements in buildings*. Gujarat State Disaster Management Authority, Government of Gujarat.
- Mwafy, A. (2001). "Seismic performance of code-designed RC buildings." Imperial College, University of London.
- Natterer, J., Sandoz, J. L., and Rey, M. (2004). *Construction en bois: matériau, technologie et dimensionnement*. PPUR presses polytechniques.
- Le Nguyen, K., Brun, M., Limam, A., Ferrier, E., and Michel, L. (2014). "Pushover experiment and numerical analyses on CFRP-retrofit concrete shear walls with different aspect ratios." *Composite Structures*, Volume 113, 403–418.

- Niroomandi, A., Maheri, A., Maheri, M. R., and Mahini, S. S. (2010). "Seismic performance of ordinary RC frames retrofitted at joints by FRP sheets." *Engineering Structures*, 32(8), 2326–2336.
- Oehlers, D., and Seracino, R. (2004). *Design of FRP and Steel Plated RC Structures: Retrofitting Beams and Slabs for Strength, Stiffness and Ductility*. Elsevier.
- Ombres, L. (2010). "Prediction of intermediate crack debonding failure in FRP-strengthened reinforced concrete beams." *Composite Structures*, 92(2), 322–329.
- Ouezdou, M. B., Belarbi, A., and Bae, S.-W. (2009). "Effective Bond Length of FRP Sheets Externally Bonded to Concrete." *International Journal of Non-Linear Mechanics*, 3(2), 127–131.
- Ozcan, O., Binici, B., and Ozcebe, G. (2008). "Improving seismic performance of deficient reinforced concrete columns using carbon fiber-reinforced polymers." *Engineering Structures*, 30(6), 1632–1646.
- Paret, T. ., Sasaki, K. ., and Freeman, S. . (1996). "Approximate inelastic procedures to identify failure mechanisms from higher mode effects." Proceedings of the 11th World Conference in Earthquake Engineering, Acapulco, Mexico.
- Park, R., Priestley, M. J. N., and Gill, W. D. (1982). "Ductility of Square-Confined Concrete Columns." *Journal of the Structural Division*, 108(4), 929–950.
- Paulay, T. (1975). "Design Aspects of Shear Walls for Seismic Areas." *Canadian Journal of Civil Engineering*, 2(3), 321–344.
- Paulay, T., and Loeber, P. J. (1974). "Shear transfer by aggregate interlock." *ACI Special Publication*, SP 42-1 Detroit, 1–15.
- Paulay, T., and Priestley, M. J. N. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings*. John Wiley & Sons, New York.
- Pegon, P. (1999). "Programme SAFE: présentation générale des essais." JRC technical note.
- Penelis, G. G., and Kappos, A. J. (2002). "3D pushover analysis: The issue of torsion." *Proceedings of the 12 th European Conf. on Earthquake Engineering*.
- Perrone, M., Barros, J., and Aprile, A. (2009). "CFRP-Based Strengthening Technique to Increase the Flexural and Energy Dissipation Capacities of RC Columns." *Journal of Composites for Construction*, 13(5), 372–383.
- Phan, L. T., Cheok, G. S., and Todd, D. R. (1993). *Strengthening methodology for lightly reinforced concrete frames - I*. Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology.
- Phan, L. T., Cheok, G. S., and Todd, D. R. (1995). *Strengthening methodology for lightly reinforced concrete frames: recommended design guidelines for strengthening with infill walls*. Building and Fire Research Laboratory, National Institute of Standards and Technology.
- Pijadier-Cabot, G., and Bažant, Z. P. (1987). "Nonlocal damage theory." *ASCE Journal of Engineering Mechanics*, 113(10), 1512–1533.
- Pincheira, J., and Jirsa, J. (1995). "Seismic Response of RC Frames Retrofitted with Steel Braces or Walls." *Journal of Structural Engineering*, 121(8), 1225–1235.

- Polycarpou, P., and Komodromos, P. (2012). “A methodology for an efficient three-dimensional (3d) numerical simulation of earthquake-induced pounding of building.” *14th World Conference of Earthquake Engineering*.
- Priestley, M. (1997). “Displacement-Based Seismic Assessment of Reinforced Concrete Buildings.” *Journal of Earthquake Engineering*, 1(1), 157–192.
- Priestley, M. J. N. (2003). *Myths and fallacies in earthquake engineering, revisited*. IUSS press.
- Priestley, M. J. N., Seible, F., Xiao, Y., and Verma, R. (1994a). “Steel Jacket Retrofitting of Reinforced Concrete Bridge Columns for Enhanced Shear Strength-Part 1: Theoretical Considerations and Test Design.” *ACI Structural Journal*, 91(4).
- Priestley, M. J. N., Seible, F., Xiao, Y., and Verma, R. (1994b). “Steel Jacket Retrofitting of Reinforced Concrete Bridge Columns for Enhanced Shear Strength-Part 2: Test Results and Comparison With Theory.” *ACI Structural Journal*, 91(5).
- Priestley, M. J. N., Verma, R., and Xiao, Y. (1994). “Seismic Shear Strength of Reinforced Concrete Columns.” *Journal of Structural Engineering*, 120(8), 2310–2329.
- Promis, G., and Ferrier, E. (2012). “Performance indices to assess the efficiency of external FRP retrofitting of reinforced concrete short columns for seismic strengthening.” *Construction and Building Materials*, 26(1), 32–40.
- Puglisi, M., Uzcategui, M., and Flórez-López, J. (2009a). “Modeling of masonry of infilled frames, Part I: The plastic concentrator.” *Engineering Structures*, 31(1), 113–118.
- Puglisi, M., Uzcategui, M., and Flórez-López, J. (2009b). “Modeling of masonry of infilled frames, Part II: Cracking and damage.” *Engineering Structures*, 31(1), 119–124.
- Qazi, S. (2013). “Comportement mécanique sous sollicitations alternées de voiles béton armé renforcés par matériaux composites.” Thèse doctorat, INSA de Lyon, LGCIE-INSA de Lyon.
- Ramirez, O. M., Constantinou, M. C., Whittaker, A. S., Kircher, C. A., and Chrysostomou, C. Z. (2002). “Elastic and inelastic seismic response of buildings with damping systems.” *Earthquake Spectra*, 18(3), 531–547.
- Reinhardt, H., Cornelissen, H., and Hordijk, D. (1986). “Tensile Tests and Failure Analysis of Concrete.” *Journal of Structural Engineering*, 112(11), 2462–2477.
- Reyes, J. C., and Chopra, A. K. (2011). “Evaluation of three-dimensional modal pushover analysis for unsymmetric-plan buildings subjected to two components of ground motion.” *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 40(13), 1475–1494.
- Richard, B. (2010). “Comportement des éléments de structures en béton armé dégradés par corrosion.” Université Paris Est, Paris.
- Richard, B., Adelaide, L., Cremona, C., and Orcesi, A. (2012). “A methodology for robust updating of nonlinear structural models.” *Engineering Structures*, 41, 356–372.
- Richard, B., and Chaudat, T. (2014). *Presentation of the SMART 2013 International Benchmark*. Specification technique DEN, CEA.
- Richard, B., and Ragueneau, F. (2010). “Isotropic continuum damage mechanics for concrete under cyclic loading: stiffness recovery, inelastic strains and frictional sliding.” *Engineering Fracture Mechanics*.

- Richard, B., and Ragueneau, F. (2013). "Continuum damage mechanics based model for quasi brittle materials subjected to cyclic loadings: Formulation, numerical implementation and applications." *Engineering Fracture Mechanics*, 98, 383–406.
- Richard, B., Ragueneau, F., Cremona, C., and Adelaide, L. (2010). "Isotropic continuum damage mechanics for concrete under cyclic loading: Stiffness recovery, inelastic strains and frictional sliding." *Engineering Fracture Mechanics*, 77(8), 1203–1223.
- Rodriguez, M., and Park, R. (1994). "Seismic Load Tests on Reinforced Concrete Columns Strengthened by Jacketing." *ACI Structural Journal*, 91(2), 150–159.
- Roeder, C. W., Banerjee, S., Jung, D. R., and Smith, S. K. (1996). "The Role of Building Foundations in Seismic Retrofit." *Earthquake Spectra*, 12(4), 925–942.
- Rots, J. (1988). "Computational modeling of concrete fracture." Ph.D thesis, Delft University of Technology, Delft, The Netherlands.
- Roufaiel, M. S. L., and Meyer, C. (1987). "Analytical Modeling of Hysteretic Behavior of R/C Frames." *Journal of Structural Engineering*, 113(3), 429–444.
- Roy, N., Labossière, P., Proulx, J., St-Georges, É., and Paultre, P. (2009). "FRP Wrapping of RC Structures Submitted to Seismic Loads." *Seismic Risk Assessment and Retrofitting, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering*, A. Ilki, F. Karadogan, S. Pala, and E. Yuksel, eds., Springer Netherlands, 297–305.
- Saafi, M., Toutanji, H., and Li, Z. (1999). "Behavior of Concrete Columns Confined with Fiber Reinforced Polymer Tubes." *ACI Materials Journal*, 96(4), 500–509.
- Sadone, R. (2011). "Comportement de poteaux en béton armé renforcés par matériaux composites, soumis à des sollicitations de type sismique, et analyse d'éléments de dimensionnement." Thesis, Université Paris-Est.
- Sadone, R., Quiertant, M., Mercier, J., and FERRIER, E. (2012). "Experimental study on RC columns retrofitted by FRP and subjected to seismic loading." 6th International Conference on FRP Composites in Civil Engineering CICE 2012, Rome.
- Samaan, M., Mirmiran, A., and Shahawy, M. (1998). "Model of Concrete Confined by Fiber Composites." *Journal of Structural Engineering*, 124(9), 1025–1031.
- Satake, N., Suda, K., Arakawa, T., Sasaki, A., and Tamura, Y. (2003). "Damping Evaluation Using Full-Scale Data of Buildings in Japan." *Journal of Structural Engineering*, 129(4), 470–477.
- Seghir, A., Tahakourt, A., and Bonnet, G. (2009). "Coupling FEM and symmetric BEM for dynamic interaction of dam-reservoir systems." *Engineering Analysis with Boundary Elements*, 33(10), 1201–1210.
- Seible, F., Priestley, M., Hegemier, G., and Innamorato, D. (1997). "Seismic Retrofit of RC Columns with Continuous Carbon Fiber Jackets." *Journal of Composites for Construction*, 1(2), 52–62.
- Sluys, L. ., and De Borst, R. (1996). "Failure in Plain and Reinforced Concrete – an Analysis of crack width and crack spacing." *Int. Jour. Solids Structures*, 33(20-22), 3257–3276.
- Smith, S. T., and Teng, J. G. (2001). "Interfacial stresses in plated beams." *Engineering Structures*, 23(7), 857–871.
- Song, J., Liang, Z., and Lee, G. . (2008). *Modal Analysis of Generally Damped Linear Structures Subjected to Seismic Excitations*. Technical Report MCEER-08-0005.

Références

- Soong, T. T., and Spencer Jr, B. F. (2002). "Supplemental energy dissipation: state-of-the-art and state-of-the-practice." *Engineering Structures*, 24(3), 243–259.
- Spadea, G., Bencardino, F., and Swamy, R. (1998). "Structural Behavior of Composite RC Beams with Externally Bonded CFRP." *Journal of Composites for Construction*, 2(3), 132–137.
- Spoelstra, M., and Monti, G. (1999). "FRP-Confined Concrete Model." *Journal of Composites for Construction*, 3(3), 143–150.
- De Stefano, M., and Pintucchi, B. (2010). "Predicting torsion-induced lateral displacements for pushover analysis: Influence of torsional system characteristics." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 39(12), 1369–1394.
- Stevenson, J. D. (1980). "Structural damping values as a function of dynamic response stress and deformation levels." *Nuclear Engineering and Design*, 60(2), 211–237.
- Subramanian, N. (2011). "Design of confinement reinforcement for RC columns." *The Indian concrete Journal*, 1–9.
- Su, R. K. L., and Wong, S. M. (2007). "Seismic behaviour of slender reinforced concrete shear walls under high axial load ratio." *Engineering Structures*, 29, 1957–1965.
- Symans, M. D., Charney, F. A., Whittaker, A. S., Constantinou, M. C., Kircher, C. A., Johnson, M. W., and McNamara, R. J. (2008). "Energy dissipation systems for seismic applications: current practice and recent developments." *Journal of Structural Engineering*, 134(1), 3–21.
- Tataie, L., Brun, M., and Reynouard, J.-M. (2012). "Modal pushover procedures for seismic evaluation of reinforced concrete structures: using new nonlinear single degree of freedom systems." *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 16(2), 178–203.
- Teng, J. G., Jiang, T., Lam, L., and Luo, Y. Z. (2009). "Refinement of a Design-Oriented Stress–Strain Model for FRP-Confined Concrete." *Journal of Composites for Construction*, 13(4), 269–278.
- Teng, J., and Lam, L. (2004). "Behavior and Modeling of Fiber Reinforced Polymer-Confined Concrete." *Journal of Structural Engineering*, 130(11), 1713–1723.
- Thermou, G. E., and Elnashai, A. S. (2006). "Seismic retrofit schemes for RC structures and local-global consequences." *Progress in Structural Engineering and Materials*, 8(1), 1–15.
- Thermou, G. E., Pantazopoulou, S. J., and Elnashai, A. S. (2004). "Upgrading of RC structures for a target response shape." *13th World Conference on Earthquake Engineering, Paper No.*
- Thermou, G. E., Pantazopoulou, S. J., and Elnashai, A. S. (2007). "Design methodology for seismic upgrading of substandard reinforced concrete structures." *Journal of Earthquake Engineering*, 11(4), 582–606.
- Toutanji, H. (1999). "Stress-Strain Characteristics of Concrete Columns Externally Confined with Advanced Fiber Composite Sheets." *ACI Materials Journal*, 96(3), 397–404.
- Le-Trung, K., Lee, K., Shin, M., and Lee, J. (2011). "Analytical assessment and modeling of RC beam-column connections strengthened with CFRP composites." *Composites Part B: Engineering*, 42(7), 1786–1798.
- Tsonos, A.-D. G. (2010). "Performance enhancement of R/C building columns and beam–column joints through shotcrete jacketing." *Engineering Structures*, 32(3), 726–740.

- Varastehpour, H. (1996). "Approche théorico-expérimentale du comportement non linéaire en flexion de poutres béton armé renforcées par plaques composites." 231–241.
- Vardoulakis, I., and Mühlhaus, H. B. (1987). "The thickness of shear bands in granular materials." *Géotechnique*, 37(3), 271–283.
- Vidic, T., Fajfar, P., and Fischinger, M. (1994). "Consistent inelastic design spectra: Strength and displacement." *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, 23(5), 507–521.
- Vulcano, A. (1988). "Analytical modeling of RC structural walls." *Proceedings of Ninth World Conference on Earthquake Engineering*, Tokyo, Japan.
- Vulcano, A. (1992). "Use of wall macroscopic models in the nonlinear analysis of RC frame wall structures." *Earthquake Engineering, Tenth World Conference*, Balkema, Rotterdam.
- Walraven, J. C., and Reinhardt, H. W. (1981). "Concrete mechanics. Part A: Theory and experiments on the mechanical behavior of cracks in plain and reinforced concrete subjected to shear loading." *NASA STI/Recon Technical Report N*, 82, 25417.
- Wang, G.-L., Dai, J.-G., and Teng, J. G. (2012). "Shear strength model for RC beam–column joints under seismic loading." *Engineering Structures*, 40, 350–360.
- Wang, Y.-C., and Lee, M.-G. (2004). "Rehabilitation of non-ductile beam-column joint using concrete jacketing." *A paper presentation at 13th world conference on earthquake engineering, Vancouver (BC, Canada)*.
- Wastiels, J. (1979). "Behaviour of concrete under multiaxial stresses — A review." *Cement and Concrete Research*, 9(1), 35–44.
- Willford, M., Whittaker, A., and Klemencic, R. (2008). "Recommendations for the Seismic Design of High-rise Buildings."
- Wong, R., and Vecchio, F. (2003). "Towards Modeling of Reinforced Concrete Members with Externally Bonded Fiber-Reinforced Polymer Composites." *ACI Structural Journal*, 100(1), 47–55.
- Wu, Z., and Yin, J. (2003). "Fracturing behaviors of FRP-strengthened concrete structures." *Engineering Fracture Mechanics*, 70(10), 1339–1355.
- Wu, Z., Yuan, H., and Niu, H. (2002). "Stress Transfer and Fracture Propagation in Different Kinds of Adhesive Joints." *Journal of Engineering Mechanics*, 128(5), 562–573.
- Xiao, Y., Wu, H., and Martin, G. (1999). "Prefabricated Composite Jacketing of RC Columns for Enhanced Shear Strength." *Journal of Structural Engineering*, 125(3), 255–264.
- Xu, S., and Reinhardt, H. W. (1999). "Determination of double-K criterion for crack propagation in quasi-brittle fracture, Part II: Analytical evaluating and practical measuring methods for three-point bending notched beams." *International Journal of Fracture*, 98(2), 151–177.
- Xu, S., and Zhang, X. (2008). "Determination of fracture parameters for crack propagation in concrete using an energy approach." *Engineering Fracture Mechanics*, 75(15), 4292–4308.
- Yang, Z. J., Chen, J. F., and Proverbs, D. (2003). "Finite element modelling of concrete cover separation failure in FRP plated RC beams." *Construction and Building Materials, Structural Applications of FRP Composites*, 17(1), 3–13.
- Yankelevsky, D., and Reinhardt, H. (1989). "Uniaxial Behavior of Concrete in Cyclic Tension." *Journal of Structural Engineering*, 115(1), 166–182.

Références

- Yoshida, A., and Tamura, Y. (2008). “Amplitude Dependency of Damping in Buildings.” *Structures Congress 2008*, American Society of Civil Engineers, 1–10.
- Youssef, M. A., Ghaffarzadeh, H., and Nehdi, M. (2007). “Seismic performance of RC frames with concentric internal steel bracing.” *Engineering Structures*, 29(7), 1561–1568.
- Yuanfeng, W., and Xiaoran, L. (2013). “Non-linear damping of FRP-confined damaged reinforced concrete columns.” *Engineering Structures*, 57, 289–295.
- Yu, T., Teng, J. G., Wong, Y. L., and Dong, S. L. (2010a). “Finite element modeling of confined concrete-I: Drucker–Prager type plasticity model.” *Engineering Structures*, 32(3), 665–679.
- Yu, T., Teng, J. G., Wong, Y. L., and Dong, S. L. (2010b). “Finite element modeling of confined concrete-II: Plastic-damage model.” *Engineering Structures*, 32(3), 680–691.
- Zacek, M. (1996). *Construire parasismique: risque sismique, conception parasismique des bâtiments, réglementation*. Editions Parenthèses.

Sites Web consultés

1. Cast3M exemple : <http://www-cast3m.cea.fr/index.php?page=exemples>