



Faculté du Génie de la Construction
Département de Génie Civil



THESE DE DOCTORAT

Spécialité : Génie Civil

Présentée par :

BOUKAIS Saïd

Thème

Evaluation des structures endommagées par le séisme, leur confortement et réparation

Jury :

BALI	Abderrahim	Professeur à l'école nationale polytechnique d'Alger	Président
HANNACHI	Naceur Eddine	Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Rapporteur
HAMIZI	Mohand	Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Co- Rapporteur
BOUAFIA	Youcef	Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Examineur
GHERNOUTI	Youcef	Professeur à l'université Mohamed Bouguerra de Boumerdès	Examineur
ZERIZER	Abdelatif	Professeur à l'université Mohamed Bouguerra de Boumerdès	Examineur

Résumé

Cette thèse s'inscrit dans le contexte de l'évaluation sismique de bâtiments existants en béton armé du nord de l'Algérie. Elle se concentre en particulier sur deux aspects principalement :

L'un, relatif à l'échelle globale, c.-à-d., étudier le bâtiment avant et après son renforcement ou confortement. Celle-ci est menée en évaluant la présomption de vulnérabilité de ces structures et en assurant leur performance sismique.

L'évaluation de la vulnérabilité du bâtiment réalisée par le C.T.C. (organisme de contrôle de la construction en Algérie), est basée sur les dommages recensés lors du séisme de Boumerdès en 2003. L'étude a été menée à l'aide de fiches techniques, validée par un outil informatique basé sur l'approche analytique, dont l'objectif est d'arriver à un indicateur conventionnel de vulnérabilité qui permettra de classer les bâtiments de la simple petite réparation à la démolition.

Quant à la performance sismique, elle est obtenue par une méthode statique non linéaire qui est la méthode push over. Cette méthode nécessite, pour obtenir le point de performance, une courbe de *capacité* sismique du bâtiment et une courbe représentant la *demande* sous forme d'un spectre de réponse obtenue du règlement parasismique Algérien. Un niveau de dommage est alors obtenu et des propositions de confortement sont formulées. Cette approche a été, ensuite, validée sur un bâtiment se trouvant dans la zone épiscopale du dernier séisme du 21 mai 2003.

Le chemisage des éléments en béton armé s'avère comme l'une des solutions les moins adéquates. Elle est contraignante de par sa réalisation, de par l'évacuation des locataires ; de plus elle n'est pas économique, ce qui est d'ailleurs logique, du fait que le poids d'une structure donnée est une composante de la force sismique. Les résultats montrent que, l'augmentation de la section transversale des poutres et des poteaux n'aboutit pas à une amélioration du comportement global du bâtiment. Au vu de la localisation des dommages, la performance sismique n'est pas assurée. La solution par incorporation de palées de stabilité est par contre à conseiller. Elle est efficace et moins contraignante. La capacité ultime a évolué significativement suite à l'ajout des palées de stabilité. Toutefois, leur incorporation a modifié complètement le comportement de la structure, tendant à devenir fragile.

L'autre, à l'échelle élémentaire, c.-à-d. optimiser le renforcement de l'élément de structure. L'étude se penche sur le comportement de l'élément de structure, soumis à un chargement monotone horizontal, dans le but d'adopter un renfort léger ou une configuration de ferrailage adéquate pouvant reprendre efficacement les efforts. Le travail se concentre sur le principe d'éviter l'augmentation caractéristique de la section de béton, qui engendre inévitablement l'évolution de l'effort tranchant à la base (qui est une fraction du poids de la structure). Deux approches sont proposées :

Dans l'une, une nouvelle conception de ferrailage à même de reprendre les efforts causant l'endommagement de l'élément est présentée. Localement, dans les zones endommagées pour les

structures armées conventionnellement, des armatures suivant les directions principales des contraintes sont insérées pour réduire ou tout simplement annihiler les dommages. L'intérêt se porte sur les zones de concentration de contraintes. Pour les portiques, c'est la région nodale ou les rotules plastiques sont susceptibles de se produire. Pour les voiles, la partie centrale ainsi que les zones d'extrémité sont privilégiées, justifiées par l'apparition de fissures en croix lors de séisme prépondérants pour la première, et par éclatement ou écrasement de béton dus à la flexion d'ensemble pour la seconde.

Les résultats montrent que le comportement d'un voile ne dépend pas uniquement de son élancement géométrique, mais aussi des conditions aux limites. Le comportement du modèle « console » est guidé par un couplage flexion-cisaillement, alors que celui de configuration de « cisaillement » est plutôt fragile. Néanmoins, le renfort avec des armatures diagonales se révèle comme le plus performant pour les deux configurations. L'influence des armatures transversales du renfort diagonal n'est significative que dans le cas du modèle de cisaillement.

Dans l'autre, un renfort externe en matériaux composites est proposé selon le même principe de localisation et d'orientation.

Le renfort en composite des deux modèles de voile a changé le chemin de fissuration, relevé sur celui de Lefas. Un comportement flexionnel s'installe. L'effet de l'orientation des fibres dans le composite est indéniable pour les voiles, mais reste insuffisante pour le cas des portiques. L'augmentation de son épaisseur engendre un comportement tendant à être fragile pour les deux structures. La localisation précise de la zone d'endommagement, est aussi importante que la réduction de la quantité de matière en composite ; un choix judicieux donne des résultats probants. Le renfort en composite assure une meilleure performance de l'élément de structure, comparativement à l'augmentation de la caractéristique mécanique du béton.

Les modèles proposés ont montré un apport significatif. La validation des résultats est prometteuse pour une nouvelle approche de la conception du renforcement dans les bâtiments existants. Ce projet contribue à une évaluation plus réaliste du renforcement des éléments en béton armé. Par conséquent, il évitera des assainissements sismiques onéreux et injustifiés.

Mots clés

Performance sismique, dommages, renforcement et confortement, simulation, modèle.

Abstract

This thesis fits in the scope of the seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings in northern Algeria. It mainly focuses on two aspects:

One, relative to the global scale, in which, the building is studied, before and after strengthening or reinforcement. This is done by evaluating the vulnerability of these structures and ensuring their seismic performance.

The vulnerability assessment of the building carried out by the C.T.C. (The Algerian construction technical control agency), is based on the damage recorded during the 2003 Boumerdès earthquake. The study was carried out using technical data sheets, validated by a computer tool based on analytical approach, the aim is to reach a conventional vulnerability indicator that will classify buildings from simple small repair to demolition.

As for the seismic performance, it is obtained by a nonlinear static method called the push over analysis. This method requires, In order to obtain the performance point, a seismic capacity curve of the building and a curve representing the demand in the form of a response spectrum obtained from the Algerian seismic regulation. A damage level is obtained as consequence and proposals for reinforcement are formulated. This approach is then validated on a building located in the epicentral zone of the aforementioned earthquake.

Jacketing of concrete structural elements proves to be one of the least appropriate solutions. It is cumbersome in terms of realization, of evacuation of the dwellers; moreover, it is not economic, which is logical, because the weight of a given structure is a component of the seismic force. The results show that the increase of the cross-section of the beams and columns does not result in an improvement of the overall behavior of the building. In view of the location of the damage, the seismic performance is not insured. The solution by incorporating steel braces is advisable. It is effective and less restrictive indeed. The ultimate capacity evolves significantly after the steel braces incorporation. However, their addition has completely changed the behavior of the structure, tending to become fragile.

The other, on the elementary scale, i.e. optimizes the strengthening of the structural element. The study examines the behavior of the structural element, subjected to a horizontal monotonous load, with the aim of adopting a light strengthening or an adequate steel bars configuration that can effectively absorb the forces. The work focuses on the principle of avoiding the characteristic increase of the concrete section, which inevitably generates the evolution of the shear strength at the base (which is a fraction of the of the structure weight). Two approaches are proposed:

In one, a new design of steel bars able to absorb the efforts causing the damage of the element is presented. Locally, in conventionally-armed structures damaged areas, steel bars following the main stress directions are inserted in order to reduce or simply stop the damage, focusing the attention on

stress concentration zones. In reinforced concrete frames, it is located in the nodal zone where the plastic hinges are likely to occur. In the reinforced concrete shear walls, the central part, as well as the end zones, is favored, justified by the appearance of cracks in cross shape (X) during major earthquakes for the first, and by concrete bursting or crushing due to the overall bending for the second.

The results show that the behavior of a shear wall does not depend only on its geometrical slenderness, but also on the boundary conditions. The behavior of the "console" model is guided by a bending-shear coupling, while that of the "shear" model is rather fragile. Nevertheless, the reinforcement with diagonal reinforcement proves to be the most efficient for both configurations. The influence of the diagonal reinforcement stirrups is significant only in the case of the shear model.

In the other, an external reinforcement in composite materials is proposed according to the same principle of location and orientation.

The composite reinforcement of both types of shear walls changed the cracking path, observed on that of Lefas, which becomes a flexural behavior. The effect of the fiber orientation in the composite is undeniable for the shear walls, but remains insufficient in the case of the studied frames. The increase of the composite thickness generates a behavior tending to be fragile in both structures.

The precise location of the damage zone is as important as the reduction of composite material quantity; a wise choice gives satisfactory results. The composite reinforcement provides a better performance of the structural element than the improvement of the mechanical characteristic of the concrete.

The proposed models represent a significant contribution to the understanding of RC structures strengthening. The validation of the results in existing buildings is promising as a new approach of reinforcement design.

This project contributes to a more realistic assessment of reinforced concrete elements strengthening. Therefore, it will avoid expensive and unjustified seismic retrofitting.

Keywords

Seismic performance, damages, reinforcement and strengthening, simulation, model.

Remerciements

Ce travail de thèse a été effectué au sein du **Laboratoire de Modélisation numérique et expérimentale des Matériaux et Structures (LaMoMS)** de la Faculté du Génie de la Construction, au cours duquel j'ai pu côtoyer de nombreuses personnes à qui j'aimerais exprimer ma pleine gratitude.

Je tiens tout d'abord à remercier Monsieur Hannachi Naceur Eddine, Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou et Rapporteur de ce travail, pour le sujet proposé et pour avoir œuvré à ma réintégration au sein du laboratoire LaMoMS. Je tiens aussi à exprimer son soutien indéfectible et sa patience durant tout le développement de cette thèse.

Je tiens aussi à remercier Monsieur Hamizi Mohand, Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou et Co-Rapporteur de cette thèse, pour avoir été à mes côtés des années durant, pour son orientation, pour ses encouragements et pour sa disponibilité.

Je souhaiterais aussi, exprimer ma gratitude aux docteurs Kezmane Ali (recherche et développement, Groupe Valeo, Paris (France)), Kahil Amar (Maitre de conférence à l'université de Tizi-Ouzou), Khelil Nacim (Maitre de conférence à l'université de Tizi-Ouzou), ainsi qu'à Monsieur Nekmouche Aghilès (Doctorant à l'université de Bejaia), pour leur soutien permanent et leur contribution dans ce travail. Je suis particulièrement reconnaissant pour leur soutien scientifique et moral.

Ma sincère reconnaissance va au Professeur Saanouni khémais, Vice-Director of the Doctoral school "Sciences and Technologies", ICD/LASMIS, University of Technology of Troyes, pour m'avoir accueilli, pour sa disponibilité, et surtout de m'avoir permis d'exposer mes travaux au sein du laboratoire LASMIS.

Mes remerciements vont aussi aux Docteurs Houssem Badreddine et Labergere Carl, Maitres de conférences à l'UTT (Université de Technologie de Troyes), pour leurs conseils et orientation durant mes différents séjours au laboratoire LASMIS de cette Université.

Enfin, mon ami Ait Tahar Kamal, aujourd'hui Professeur à l'université de Bouira, à qui je dois énormément ; son soutien continu et participation active, particulièrement son apport dans les moments difficiles.

Je tiens à remercier chaleureusement les membres du jury, Bali Abderrahim (Professeur à l'École Nationale Polytechnique d'Alger), Bouafia Youcef (Professeur à l'Université de Tizi-Ouzou), Zerizer Abdellatif (Professeur à l'université de Boumerdès), Ghernouti Youcef (Professeur à l'Université de Boumerdès), pour le temps consacré à l'examen et à l'évaluation de cette thèse.

Dédicace

A ma mère...

...à la mémoire de mon père.

SOMMAIRE

Introduction générale

I.1 Contexte	1
I.2 Problématique	2

Chapitre I Vulnérabilité et performance sismique des constructions en portiques auto-stables

1.1. Introduction	6
1.2. Vulnérabilité des constructions en portiques auto-stables	6
1.2.1. Introduction	6
1.2.2. Méthode analytique	7
1.3. Performance sismique des constructions en portiques auto-stables	8
1.3.1. La méthode pushover	8
1.3.2. La demande sismique	9
1.3.3. La capacité sismique	10
1.3.4. Localisation des domaines de dommages sur la courbe de capacité.	12
1.4. Stratégie de réhabilitation des constructions en portiques auto-stables	13
1.4.1. Introduction	13
1.4.2. Les différentes techniques de confortement	14
1.4.2.1. Confortement par chemisage en béton armé	14
1.4.2.2. Confortement par ajout de voiles	17
1.4.2.3. Confortement par palées de stabilité	18
1.4.3. Diagnostic de réhabilitation	20

Chapitre II Évaluation de la performance sismique d'un bâtiment à ossature auto-stable avant et après confortement

2.1. Introduction	23
2.2. Présentation et description du bâtiment	23
2.3. Évaluation du point de performance avant confortement	25
2.3.1. Résultats du modèle MAC	25
2.3.2. Résultats du modèle MR30 (modèle de référence)	27
2.4. Évaluation du point de performance après confortement	27
2.4.1. Renforcement des poteaux	28
2.4.1.1. Modèle CPC	29
2.4.1.1.-a) Résultats du modèle CPC40 (Poteaux centraux de section 40x40 cm ²)	29
2.4.1.1.-b) Résultats du modèle CPC50 : Poteaux centraux de 50x50 cm ²	31
2.4.1.1.-c) Résultats du modèle CPC55 : Poteaux centraux de 50x50 cm ²	32
2.4.1.1.-d) Récapitulation des résultats du modèle CPC	34
2.4.1.2. Modèle CPA	34
2.4.1.2.-a) Résultats du modèle CPA40 (Poteaux d'angles de section 40x40 cm ²)	35
2.4.1.2.-b) Résultats du modèle CPA50 (Poteaux d'angles de section 50x50 cm ²)	36
2.4.1.2.-c) Résultats du modèle CPA55 (Poteaux d'angles de section 55x55 cm ²)	38
2.4.1.2.-d) Récapitulation des résultats du modèle CPA	39

2.4.1.3. Modèle CPCA	40
2.4.1.3.-a) Résultats du modèle CPCA40	40
2.4.1.3.-b) Résultats du modèle CPCA50	42
2.4.1.3.-c) Résultats du modèle CPCA55	43
2.4.1.3.-d) Récapitulation des résultats du modèle CPCA	45
2.4.1.4. Récapitulation des résultats des modèles de renforcements de poteaux	45
2.4.1.5. Conclusion relative au renforcement des poteaux	48
2.4.2. Cas de renforcement des poutres	49
2.4.2.1. Modèle MR30-p30x40	49
2.4.2.1.-a) Résultats du modèle MR30-p30x40 (0.57%)	49
2.4.2.1.-b) Résultats du modèle MR30-p30x40 (0.7%)	51
2.4.2.1.-c) Récapitulation des résultats du modèle MR30-p30x40	52
2.4.2.2. Modèle MR30-p30x45	53
2.4.2.2.-a) Résultats du modèle MR30-p30x45 (0.5%)	53
2.4.2.2.-b) Résultats du modèle MR30-p30x45 (0.62%)	55
2.4.2.2.-c) Récapitulation des résultats du modèle MR30-p30x45	56
2.4.2.3. Modèle MR30-p30x50	57
2.4.2.3.-a) Résultats du modèle MR30-p30x50 (0.56%)	57
2.4.2.3.-b) Récapitulation des résultats du modèle MR30-p30x50	58
2.4.2.4. Modèle CPCA-p30x50	59
2.4.2.4.-a) Résultats du modèle CPCA40-p30x50 (0.56%)	59
2.4.2.4.-b) Résultats du modèle CPCA50-p30x50 (0.56%)	61
2.4.2.4.-c) Résultats du modèle CPCA55-p30x50 (0.56%)	62
2.4.2.4.-d) Récapitulatif des résultats du modèle CPCA-p30x50	64
2.4.2.5. Récapitulation des résultats des modèles renforcés au niveau des poutres	65
2.4.2.6. Conclusion relative au renforcement des poutres	68
2.4.3. Confortement par ajout de palées de stabilité	69
2.4.3.1. Modèle IPE100	69
2.4.3.1.-a) IPE100-Variante n°01	69
2.4.3.1.-b) IPE100-Variante n°02	72
2.4.3.1.-c) IPE100-Variante n°03	75
2.4.3.1.-d) Récapitulation des résultats du modèle IPE100	77
2.4.3.2. Modèle IPE120	79
2.4.3.2.-a) IPE120-Variante n°01	79
2.4.3.2.-b) IPE120-Variante n°02	81
2.4.3.2.-c) IPE120-Variante n°03	83
2.4.3.2.-d) Récapitulation des résultats du modèle IPE120	84
2.4.3.3. Récapitulation des résultats du Modèle IPE	86
2.4.3.4. Conclusion relative à l'ajout de palées de stabilité	89
2.5. Conclusion	91

Chapitre III Proposition d'un modèle élément fini local

3.1. Introduction	92
3.2. Différentes approches de modélisation	92
3.2.1 Échelle globale	92
3.2.2 Échelle locale	92

3.2.3	Échelle semi-locale	93
3.3.	Modélisation sous ABAQU	93
3.3.1.	Résolution avec ABAQUS Explicit	94
3.3.2.	Modélisation des éléments	96
3.3.2.1.	Elément fini pour le béton	96
3.3.2.2.	Elément fini pour les aciers	97
3.3.3.	Modélisation des matériaux	98
3.3.3.1.	Modélisation du béton	98
a)	Décomposition des déformations	99
b)	Relation contrainte-déformation	100
c)	Loi d'écrouissage	100
d)	Fonction de charge	100
e)	Plasticité non associée – loi d'écoulement	102
f)	Endommagement et dégradation de la rigidité	103
g)	Définition des paramètres du modèle CDP (Concrete Damaged Plasticity)	105
3.3.3.2.	Modélisation de l'acier	109
3.4.	Validation du modèle	111
3.4.1.	Simulation d'un voile	111
3.4.1.1.	Description du voile SW 14	111
3.4.1.2.	Modélisation géométrique du voile SW 14	112
3.4.1.3.	Données numériques des matériaux	113
3.4.1.4.	Résultats et discussion de la simulation du voile SW 14	114
3.4.2.	Simulation d'un portique	119
3.4.2.1.	Description du portique de Vecchio	119
3.4.2.2.	Modélisation géométrique du portique	120
3.4.2.3.	Données numériques des matériaux	121
3.4.2.4.	Résultats de la simulation du portique de Vecchio	122

Chapitre IV Proposition d'un nouveau ferrailage pour les voiles

4.1	Introduction	126
4.2	Description des modèles	127
4.3	Résultats et discussion	131
4.3.1	Résultats des modèles de type « console »	131
4.3.1.1	Modèle classique	131
4.3.1.2	Modèle 4D	133
4.3.1.3	Modèle 8D	135
4.3.1.4	Modèle 8DC	138
4.3.1.5	Modèle P10	140
4.3.1.6	Modèle P12	141
4.3.1.7	Modèle P14	143
4.3.2	Résultats des modèles de cisaillement	145
4.3.2.1	Modèle classique (MCc)	145
4.3.2.2	Modèle 4Dc	146
4.3.2.3	Modèle 8Dc	148
4.3.2.4	Modèle 8DCc	150
4.3.2.5	Modèle P10c	152

4.3.2.6 Modèle P12c	153
4.3.2.7 Modèle P14c	155
4.4 Synthèse et discussion des résultats des modèles de type « console »	156
4.5 Synthèse et discussion des résultats des modèles type « conception de cisaillement »	159

Chapitre V Renforcement d'éléments de structures (voile et portique) en béton armé avec un matériau composite

5.1. Introduction	162
5.2. Modèle de comportement des matériaux composites	162
5.3. Renforcement de voiles en béton armé	165
5.3.1. Etudes sous chargement combiné	166
5.3.1.1. Orientation optimale des fibres	166
5.3.1.2. Influence de l'épaisseur du composite (modèle MRF60°-e)	170
5.3.1.3. Influence du composite sur des voiles de résistance mécanique du béton variable (modèle MRF (60°-0.5-r))	172
5.3.1.4. Disposition optimale et économique du composite	175
5.3.1.5. Conclusions relatives au modèle combiné	179
5.3.2. Etudes sous chargement de cisaillement	181
5.3.2.1. Orientation optimale des fibres	181
5.3.2.2. Influence de l'épaisseur du composite (Modèle MRC45°-e)	184
5.3.2.3. Influence du composite sur des voiles de résistance mécanique de béton variable (modèle MRC (45°-0.5-r))	187
5.3.2.4. Disposition optimale et économique du composite : Cas cisaillement	190
5.3.2.5. Conclusions relatives au modèle de cisaillement	192
5.4. Renforcement de portique en béton armé	193
5.4.1. Orientation optimale des fibres du composite.	194
5.4.2. Cas de renforcement des zones nodales	198
5.4.3. Etude de l'influence de l'épaisseur du composite (Modèle MRrpa_e)	202
5.4.4. Influence du composite sur le portique de résistance mécanique de béton variable (modèle MRr).	205
5.4.5. Conclusions relatives au renforcement de portique	209

Conclusion générale

A. Synthèse de la thèse	212
B. Conclusions clés	214
B.1. Aspect global	214
B.2. Aspect local	215
B.2.1. Cas des voiles	215
B.2.2. Cas des portiques	218
C. Perspectives	219

Références bibliographiques	220
------------------------------------	-----

Liste de figures

Chapitre I Vulnérabilité et performance sismique des constructions en portiques auto- stables

Figure 1.1.	Localisation du point de performance	8
Figure 1.2.	Représentation spectrale de la demande sismique	10
Figure 1.3.	Représentation spectrale de la courbe de capacité sismique	11
Figure 1.4.	Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité.	12
Figure 1.5.	Localisation des domaines de dommages	13
Figure 1.6.	Cas de chemisage de poteau en béton armé.	16
Figure 1.7.	Continuité des armatures de renforcement dans les parties communes inférieure et supérieure d'un poteau en béton armé.	17
Figure 1.8.	Confortement des bâtiments par voiles en béton armé.	18
Figure 1.9.	Incorporation d'un voile en béton armé dans un portique.	18
Figure 1.10.	Schéma de principe d'un confortement métallique.	19
Figure 1.11.	Confortement par palées triangulées.	19
Figure 1.12.	Détails de connexion (palées triangulé).	20
Figure 1.13.	Diagnostic de réhabilitation.	21
Figure 1.14.	Stratégies de réhabilitation.	21
Figure 1.15.	Organigramme d'orientation relatif à la réhabilitation.	22

Chapitre II Évaluation de la performance sismique d'un bâtiment à ossature auto- stable avant et après confortement

Figure 2.1.	Vue en 3D du bâtiment	24
Figure 2.2.	Vue en plan d'étage	25
Figure 2.3.	Dommages localisés au niveau des poteaux	25
Figure 2.4.	Effondrement et fissures importantes dans les cloisons intérieures et extérieures	25
Figure 2.5.	Modèle MAC : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique	26
Figure 2.6.	Modèle MR30 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique	27
Figure 2.7.	Localisation des dommages au niveau du rez de chaussée	28
Figure 2.8.	Schématisation en plan du modèle CPC	29
Figure 2.9.	Modèle CPC40 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique	30
Figure 2.10.	Modèles MR30 et CPC40 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	30
Figure 2.11.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et CPC40	30
Figure 2.12.	Modèle CPC50 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique	32
Figure 2.13.	Modèles MR30 et CPC50 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	32
Figure 2.14.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et CPC50.	32
Figure 2.15.	Modèle CPC55 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique	33
Figure 2.16.	Modèles MR30 et CPC55 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	33
Figure 2.17.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et CPC55.	33

Figure 2.18.	Schématisation en plan du modèle CPA	34
Figure 2.19.	Modèle CPA40 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique	35
Figure 2.20.	Modèles MR30 et CPA40 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	36
Figure 2.21.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et CPA40.	36
Figure 2.22.	Modèle CPA50 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique	37
Figure 2.23.	Modèles MR30 et CPA50 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	37
Figure 2.24.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et CPA50.	37
Figure 2.25.	Modèle CPA55 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique	38
Figure 2.26.	Modèles MR30 et CPA55 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	39
Figure 2.27.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et CPA55.	39
Figure 2.28.	Schématisation en plan du modèle CPCA	40
Figure 2.29.	Modèle CPCA40 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique	41
Figure 2.30.	Modèles MR30 et CPCA40 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	41
Figure 2.31.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et CPCA40.	41
Figure 2.32.	Modèle CPCA50 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique	42
Figure 2.33.	Modèles MR30 et CPCA50 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	43
Figure 2.34.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et CPCA50.	43
Figure 2.35.	Modèle CPCA55 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique	45
Figure 2.36.	Modèles MR30 et CPCA55 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	45
Figure 2.37.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et CPCA55.	45
Figure 2.38.	Évolution du point de performance : Superposition des courbes des modèles CP (renforcement de poteaux), suivant xx.	46
Figure 2.39.	Évolution du point de performance : Histogramme des modèles CP (renforcement des poteaux), suivant la direction xx.	46
Figure 2.40.	Évolution du point de performance : Superposition des courbes des modèles CP (renforcement de poteaux), suivant yy.	46
Figure 2.41.	Évolution du point de performance : Histogramme des modèles CP (renforcement de poteaux), suivant la direction yy.	47
Figure 2.42.	Superposition des courbes de capacité des modèles CP (renforcement des poteaux), suivant la direction xx	47
Figure 2.43.	Superposition des courbes de capacité des modèles CP (renforcement des poteaux), suivant la direction yy.	47
Figure 2.44.	Modèle MR30-p30x40 (0.57%) : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique.	50
Figure 2.45.	Modèles MR30-p30x35 (0.65%) et MR30-p30x40 (0.57%) : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	50
Figure 2.46.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30-p30x35 (0.65%) et MR30-p30x40 (0.57%)	51
Figure 2.47.	Modèle MR30-p30x40 (0.7%) : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique.	51

Figure 2.48.	Modèles MR30-p30x35 (0.65%) et MR30-p30x40 (0.7%) : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	52
Figure 2.49.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30-p30x35 (0.65%) et MR30-p30x40 (0.7%)	52
Figure 2.50.	Modèle MR30-p30x45 (0.5%) : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique.	54
Figure 2.51.	Modèles MR30-p30x35 (0.65%) et MR30-p30x45 (0.5%) : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	54
Figure 2.52.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30-p30x35 (0.65%) et MR30-p30x45 (0.5%)	54
Figure 2.53.	Modèle MR30-p30x45 (0.62%) : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique.	55
Figure 2.54.	Modèles MR30-p30x35 (0.65%) et MR30-p30x45 (0.62%) : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	55
Figure 2.55.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30-p30x35 (0.65%) et MR30-p30x45 (0.62%)	56
Figure 2.56.	Modèle MR30-p30x50 (0.56%) : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique.	57
Figure 2.57.	Modèles MR30-p30x35 (0.65%) et MR30-p30x50 (0.56%) : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	58
Figure 2.58.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30-p30x35 (0.65%) et MR30-p30x50 (0.56%)	58
Figure 2.59.	Modèle CPCA40-p30x50 (0.56%) : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique.	60
Figure 2.60.	Modèles MR30-p30x35 (0.65%) et CPCA40-p30x50 (0.56%) : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	60
Figure 2.61.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30-p30x35 (0.65%) et CPCA40-p30x50 (0.56%).	60
Figure 2.62.	Modèle CPCA50-p30x50 (0.56%) : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique.	61
Figure 2.63.	Modèles MR30-p30x35 (0.65%) et CPCA50-p30x50 (0.56%) : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	62
Figure 2.64.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30-p30x35 (0.65%) et CPCA50-p30x50 (0.56%).	62
Figure 2.65.	Modèle CPCA55-p30x55 (0.56%) : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique.	63
Figure 2.66.	Modèles MR30-p30x35 (0.65%) et CPCA55-p30x55 (0.56%) : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	63
Figure 2.67.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30-p30x35 (0.65%) et CPCA55-p30x55 (0.56%).	63
Figure 2.68.	Évolution du point de performance dans le cas de renforcement des poutres : superposition finale des courbes suivant la direction xx.	66
Figure 2.69.	Évolution du point de performance dans le cas de renforcement des poutres : Histogramme suivant la direction xx.	66
Figure 2.70.	Évolution du point de performance dans le cas de renforcement des poutres : Superposition finale des courbes suivant la direction yy	66
Figure 2.71.	Évolution du point de performance dans le cas de renforcement des poutres : Histogramme suivant la direction yy.	67
Figure 2.72.	superposition des courbes de capacité dans les cas de renforcement des poutres, suivant la direction xx	67
Figure 2.73.	superposition des courbes de capacité dans le cas de renforcement des poutres, suivant la direction yy	67
Figure 2.74.	Modèle IPE100-variante n°01 : Disposition en plan des palées de stabilité.	69
Figure 2.75.	Modèle IPE100-variante n°01 : Répartition en élévation des palées de stabilité	70

Figure 2.76.	Caractéristiques géométriques de l'IPE 100	70
Figure 2.77.	IPE100 -Variante n°01 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération Sismique	71
Figure 2.78.	Modèles MR30 et IPE100-Variante n°01 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	71
Figure 2.79.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et IPE100-Variante n°01.	72
Figure 2.80.	IPE100-Variante n°02 : Disposition en plan des palées de stabilité.	72
Figure 2.81.	Modèle IPE100- variante n°02 : Répartition en élévation des palées de stabilité	73
Figure 2.82.	IPE100-Variante n°02 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique.	74
Figure 2.83.	Modèles MR30 et IPE100 -Variante n°02 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	74
Figure 2.84.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et IPE100-Variante n°02.	74
Figure 2.85.	IPE100-Variante n°03 : Disposition en plan des palées de stabilité.	75
Figure 2.86.	Modèle IPE100- variante n°03 : Répartition en élévation des palées de stabilité.	75
Figure 2.87.	IPE100 -Variante n°03 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération Sismique	76
Figure 2.88.	Modèles MR30 et IPE100 -Variante n°03 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	76
Figure 2.89.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et IPE100 -Variante n°03.	77
Figure 2.90.	Modèle IPE100 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	77
Figure 2.91.	Modèles MR30 et IPE100 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	78
Figure 2.92.	Superposition des courbes de capacité du modèle IPE100	78
Figure 2.93.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et IPE100	79
Figure 2.94.	Caractéristiques géométriques de l'IPE120	79
Figure 2.95.	IPE120-Variante n°01 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération Sismique	80
Figure 2.96.	Modèles MR30 et IPE120 -Variante n°01 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	81
Figure 2.97.	IPE120 -Variante n°01 : Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et IPE120-Variante n°01.	81
Figure 2.98.	IPE120-Variante n°02 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération Sismique	82
Figure 2.99.	Modèles MR30 et IPE120-Variante n°02 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	82
Figure 2.100.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et IPE120-Variante n°02.	82
Figure 2.101.	IPE120 -Variante n°03 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique	83
Figure 2.102.	Modèles MR30 et IPE120-Variante n°03 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	84
Figure 2.103.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et IPE120 -Variante n°03.	84
Figure 2.104.	Modèle IPE120 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	85
Figure 2.105.	Modèles MR30 et IPE120 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.	85
Figure 2.106.	Superposition des courbes de capacité du modèle IPE120	86

Figure 2.107.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et IPE120	86
Figure 2.108.	Modèle IPE : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique suivant la direction xx.	87
Figure 2.109.	Modèles IPE et MR30 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique, suivant la direction xx.	87
Figure 2.110.	Modèle IPE : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique suivant la direction yy.	87
Figure 2.111.	Modèles IPE et MR30 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique, suivant la direction yy.	88
Figure 2.112.	Superposition des courbes de capacité du modèle IPE, suivant xx	88
Figure 2.113.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et IPE, suivant xx	88
Figure 2.114.	Superposition des courbes de capacité du modèle IPE, suivant yy	89
Figure 2.115.	Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et IPE, suivant yy	89

Chapitre III Proposition d'un modèle élément fini local

Figure 3.1.	Histoire des énergies relative à un problème quasi-statique.	95
Figure 3.2.	Déplacement imposé en utilisant smooth step.	95
Figure 3.3.	Élément C3D8R	97
Figure 3.4.	Interaction des armatures avec le béton [Kezmane 2015].	98
Figure 3.5.	Élément utilisé pour les aciers.	98
Figure 3.6.	Modèle CDP.	99
Figure 3.7.	Fonction de charge du modèle CDP	102
Figure 3.8.	Courbe contrainte-déformation en traction sous chargement uniaxial.	104
Figure 3.9.	Courbe contrainte-déformation en compression sous chargement uniaxial.	104
Figure 3.10.	Effet du paramètre de récupération de la rigidité en compression.	104
Figure 3.11.	Comportement uni-axial sous chargement cyclique.	104
Figure 3.12.	Densité d'énergie de fissuration, (a) en traction, (b) en compression	106
Figure 3.13.	Définition de la valeur d'endommagement nécessaire pour l'identification du paramètre en traction (à droite: Shah Test 1985).	108
Figure 3.14.	Définition de la valeur d'endommagement nécessaire pour l'identification du paramètre en compression (à droite: karsan test 1969).	109
Figure 3.15.	Modèle adapté de Belarbi [Belarbi and Hsu 2004].	110
Figure 3.16.	Ferraillage du voile classique SW14	112
Figure 3.17.	Modèle éléments finis du voile SW 14 [Lefas 1990] sous Abaqus.	113
Figure 3.18.	Vérification du critère énergétique pour le modèle classique (SW 14)	115
Figure 3.19.	Comparaison des courbes force- déplacement des modèles numérique et expérimental.	115
Figure 3.20.	Comparaison des schémas de fissuration entre les données expérimentales et numériques pour le voile SW14.	117
Figure 3.21.	Contraintes (MPa) obtenues dans les aciers, pour le voile SW14 (avec le code Abaqus).	118
Figure 3.22.	Géométrie, ferraillage du portique de Vecchio.	119
Figure 3.23.	Modèle éléments finis du portique de Vecchio [Vecchio 1992] sous Abaqus.	120
Figure 3.24.	Comparaison des courbes force-déplacement des modèles numérique et expérimental.	122
Figure 3.25.	Schémas d'endommagement correspondant à l'apparition de fissures de flexion dans les poutres (F=53.40KN).	123
Figure 3.26.	Schémas d'endommagement correspondant à l'apparition des fissures de flexion dans les poteaux du premier niveau (F=149.6 KN).	123

Figure 3.27.	Schémas d'endommagement correspondant à la charge ultime du portique.	124
Figure 3.28.	Distribution des contraintes correspondante à la charge ultime.	124
Figure 3.29.	Distribution des contraintes correspondante à la charge ultime.	125

Chapitre IV Proposition d'un nouveau ferrailage pour les voiles

Figure 4.1.	Géométrie du Modèle classique (MC).	127
Figure 4.2.	Ferrailage du modèle classique	128
Figure 4.3.	Ferrailage du modèle 4D et 8D	130
Figure 4.4.	Courbe forcedéplacement du modèle classique (MC)	132
Figure 4.5.	Initialisation des fissures du modèle classique (MC).	132
Figure 4.6.	Début de plastification des armatures du modèle classique (MC).	132
Figure 4.7.	Comportement ultime du modèle classique (MC)	133
Figure 4.8.	Courbe forcedéplacement du modèle 4D (4 barres diagonales)	133
Figure 4.9.	Initialisation des fissures du modèle 4D (4 barres diagonales)	134
Figure 4.10.	Début de plastification des armatures du modèle 4D (4 barres diagonales)	134
Figure 4.11.	Comportement ultime du modèle 4D (4 barres diagonales)	135
Figure 4.12.	Courbe force déplacement du modèle 8D (8 barres diagonales)	136
Figure 4.13.	Initialisation des fissures du modèle 8D (8 barres diagonales)	136
Figure 4.14.	Début de plastification des armatures du modèle 8D (8 barres diagonales)	137
Figure 4.15.	Comportement ultime du modèle 8D (8 barres diagonales)	137
Figure 4.16.	Courbe force déplacement du modèle 8DC (8 barres diagonales avec cadres)	138
Figure 4.17.	Initialisation des fissures du modèle 8DC (8 barres diagonales avec cadres)	138
Figure 4.18.	Début de plastification des armatures du modèle 8DC (8 barres diagonales avec cadres)	139
Figure 4.19.	Comportement ultime du modèle 8DC (8 barres diagonales avec cadres)	139
Figure 4.20.	Courbe force déplacement du modèle P10	140
Figure 4.21.	Initialisation des fissures du modèle P10.	140
Figure 4.22.	Début de plastification des armatures du modèle P10	141
Figure 4.23.	Comportement ultime du modèle P10	141
Figure 4.24.	Courbe force déplacement du modèle P12	142
Figure 4.25.	Initialisation des fissures du modèle P12.	142
Figure 4.26.	Début de plastification des armatures du modèle P12.	142
Figure 4.27.	Comportement ultime du modèle P12	143
Figure 4.28.	Courbe force déplacement du modèle P14	144
Figure 4.29.	Initialisation des fissures du modèle P14.	144
Figure 4.30.	Début de plastification des armatures du modèle P14.	144
Figure 4.31.	Comportement ultime du modèle P14	145
Figure 4.32.	Courbe force déplacement du modèle classique (MCc)	146
Figure 4.33.	Initialisation des fissures de cisaillement (MCc).	146
Figure 4.34.	Comportement ultime du modèle classique (MCc)	146
Figure 4.35.	Courbe forcedéplacement du modèle 4Dc	147
Figure 4.36.	Initialisation des différents phénomènes du modèle 4Dc.	148
Figure 4.37.	Comportement ultime du modèle 4Dc	148
Figure 4.38.	Courbe force déplacement du modèle 8Dc	149
Figure 4.39.	Initialisation des différents phénomènes du modèle 8Dc.	149
Figure 4.40.	Comportement ultime du modèle 8Dc	150

Figure 4.41.	Courbe force déplacement du modèle 8DCc	151
Figure 4.42.	Initialisation des différents phénomènes du modèle 8DCc.	151
Figure 4.43.	Comportement ultime du modèle 8DCc.	152
Figure 4.44.	Courbe force déplacement du modèle P10c	152
Figure 4.45.	Initialisation des différents phénomènes du modèle P10c.	153
Figure 4.46.	Comportement ultime du modèle P10c	153
Figure 4.47.	Courbe force déplacement du modèle P12c	154
Figure 4.48.	Initialisation des différents phénomènes du modèle P12c.	154
Figure 4.49.	Comportement ultime du modèle P12c	154
Figure 4.50.	Courbe force déplacement du modèle P14c	155
Figure 4.51.	Initialisation des différents phénomènes du modèle P14c.	155
Figure 4.52.	Comportement ultime du modèle P14c	156
Figure 4.53.	Comparaison des courbes forcedéplacement des modèles de type « console »	157
Figure 4.54.	Comparaison des états de contraintes pour les modèles de type « console »	158
Figure 4.55.	Comparaison des courbes forcedéplacement du modèle de cisaillement	158
Figure 4.56.	États d'endommagements pour les modèles de type « conception de cisaillement.	160
Figure 4.57.	États de contraintes des modèles de type « conception de cisaillement ».	161
Figure 4.58.	États de contraintes des modèles de type « conception de cisaillement ».	161

Chapitre V Renforcement d'éléments de structures (voile et portique) en béton armé avec un matériau composite

Figure 5.1.	Représentation d'une couche d'un composite unidirectionnel.	163
Figure 5.2.	Critère de rupture de Tsai-Hill.	164
Figure 5.3.	Orientation des fibres du composite dans l'âme du voile	166
Figure 5.4.	Modèles MCF et MRF α : Superposition des courbes force-déplacement (influence du composite et de l'orientation des fibres sur le comportement global).	167
Figure 5.5.	Comportement du modèle renforcé (MRF 0°)	168
Figure 5.6.	Comportement du modèle renforcé (MRF 30°)	169
Figure 5.7.	Comportement du modèle renforcé (MRF 45°)	169
Figure 5.8.	Comportement du modèle renforcé (MRF 60°)	169
Figure 5.9.	Comportement du modèle renforcé (MRF 90°)	170
Figure 5.10.	Modèles MCF et MRF60°e: Superposition des courbes force-déplacement (Influence de l'épaisseur du composite sur le comportement global).	170
Figure 5.11.	Comportement du modèle renforcé (MRF60° 1)	171
Figure 5.12.	Comportement du modèle renforcé (MRF60° -1.5)	172
Figure 5.13.	Comportement du modèle renforcé (MRF60° -2)	172
Figure 5.14.	Modèles MCF et MRF60°r : superposition des courbes force-déplacement (variation de la résistance du béton).	173
Figure 5.15.	Comportement du modèle renforcé (MRF60° -0.5-B20).	174
Figure 5.16.	Comportement du modèle renforcé (MRF60° -0.5-B30).	174
Figure 5.17.	Comportement du modèle renforcé (MRF60° -0.5-B42).	175
Figure 5.18.	Comportement du modèle renforcé (MRF60° -0.5-B50).	175
Figure 5.19.	Dispositions référentielles du composite sur l'âme du voile	175
Figure 5.20.	Modèles MCF et MRFc5- α : Courbes force-déplacement (effet de l'orientation des fibres dans le cadre en composite de largeur 5[cm]).	176
Figure 5.21.	Comportement du modèle cadre (MRFc5-60°)	177
Figure 5.22.	Comportement du modèle cadre (MRFc5-90°)	177

Figure 5.23.	Courbes force-déplacement relatives aux modèles renforcés avec un matériau composite en forme de cadre et en diagonale.	178
Figure 5.24.	Comportement du modèle cadre (MRFc10-90°)	179
Figure 5.25.	Comportement du modèle (MRFc5+d7)	179
Figure 5.26.	Modèles MCC et MRC α : Courbes force-déplacement (influence du composite et de l'orientation des fibres d'un angle α , sur le comportement global).	182
Figure 5.27.	Comportement du modèle classique (MCC)	183
Figure 5.28.	Comportement du modèle renforcé (MRC0°)	183
Figure 5.29.	Comportement du modèle renforcé (MRC30°)	184
Figure 5.30.	Comportement du modèle renforcé (MRC45°)	184
Figure 5.31.	Comportement du modèle renforcé (MRC60°)	184
Figure 5.32.	Comportement du modèle renforcé (MRC90°)	185
Figure 5.33.	Modèles MCC et MRC45°-e : Superposition des Courbes force déplacement (Influence de l'épaisseur du composite sur le comportement global)	185
Figure 5.34.	Comportement du modèle renforcé (MRC45° -1)	186
Figure 5.35.	Comportement du modèle renforcé (MRC45° -1.5)	186
Figure 5.36.	Comportement du modèle renforcé (MRC45° -2)	187
Figure 5.37.	Modèles MCC et MRC45°-0.5r : Courbes force déplacement cisaillement (variation de la résistance du béton)	188
Figure 5.38.	Comportement du modèle renforcé (MRC45°-0.5-B20).	189
Figure 5.39.	Comportement du modèle renforcé (MRC45°-0.5-B30).	189
Figure 5.40.	Comportement du modèle renforcé (MRC45°-0.5-B50).	189
Figure 5.41.	Dispositions référentielles du composite sur l'âme du voile : cas de cisaillement.	190
Figure 5.42.	Superposition des courbes force-déplacement relatives aux modèles de cisaillement.	190
Figure 5.43.	comportement du modèle MRCc5.	191
Figure 5.44.	Comportement du modèle MRCc10.	191
Figure 5.45.	Comportement du modèle MRCc5d7.	192
Figure 5.46.	Schématisation de la localisation et de l'orientation des fibres dans le portique.	194
Figure 5.47.	Modèles MC et MRT α : Superposition des courbes force-déplacement (influence du composite et de l'orientation des fibres d'un angle α sur le comportement global).	195
Figure 5.48.	Résultats globaux relatifs au modèle MRT 0° (correspondants à la charge ultime).	196
Figure 5.49.	Résultats globaux relatifs au modèle MRT 30° (correspondants à la charge ultime).	197
Figure 5.50.	Résultats globaux relatifs au modèle MRT 45° (correspondants à la charge ultime).	197
Figure 5.51.	Résultats globaux relatifs au modèle MRT 60° (correspondants à la charge ultime).	197
Figure 5.52.	Résultats globaux relatifs au modèle MRT 90° (correspondants à la charge ultime).	198
Figure 5.53.	Schématisation type de modèle de renforcement de la zone nodale.	198
Figure 5.54.	Courbes force- déplacement (Cas de renforcement des zones nodales)	199
Figure 5.55.	Résultats globaux relatifs au modèle MRzn1 (correspondants à la charge ultime).	201
Figure 5.56.	Résultats globaux relatifs au modèle MRzn2 (correspondants à la charge ultime).	201
Figure 5.57.	Résultats globaux relatifs au modèle MRrpa_0.5 (correspondants à la charge ultime).	202
Figure 5.58.	Courbes force-déplacement (variation de l'épaisseur du composite dans le modèle MRrpa_e).	203
Figure 5.59.	Evolution de la déformée du portique de vécchio, renforcé dans les zones nodales par un composite de 0.5 et 2 [mm].	203
Figure 5.60.	Résultats globaux relatifs au modèle MRrpa_0.5 (correspondants à la charge ultime).	204
Figure 5.61.	Résultats globaux relatifs au modèle MRrpa_1 (correspondants à la charge ultime).	204

Figure 5.62.	Résultats globaux relatifs au modèle MRrpa_1.5 (correspondants à la charge ultime).	205
Figure 5.63.	Résultats globaux relatifs au modèle MRrpa_1.5 (correspondants à la charge ultime).	205
Figure 5.64.	Modèles MC et MRr : Courbes force-déplacement (variation de la résistance mécanique du béton).	206
Figure 5.65.	Résultats globaux relatifs au modèle MRB20 (correspondants à la charge ultime).	207
Figure 5.66.	Résultats globaux relatifs au modèle MRB30 (correspondants à la charge ultime).	208
Figure 5.67.	Résultats globaux relatifs au modèle MRB40 (correspondants à la charge ultime).	208
Figure 5.68.	Résultats globaux relatifs au modèle MRB50 (correspondants à la charge ultime).	209
Figure 5.69.	Modèles MC et MRr : Évolution des contraintes dans les armatures	209

Liste des tableaux

Introduction générale

Tableau I.1.	Échelle d'évaluation de degré de dommage.	2
--------------	---	---

Chapitre I Vulnérabilité et performance sismique des constructions en portiques auto-stables

Tableau 1.1.	Domaines des dommages.	12
--------------	------------------------	----

Chapitre II Évaluation de la performance sismique d'un bâtiment à ossature auto stable avant et après confortement

Tableau 2.1.	Caractéristiques du modèle MAC	24
Tableau 2.2.	Dimensionnement des poutres et des poteaux	28
Tableau 2.3.	Point de performance : Évolution chiffrée du modèle CPC par rapport à MR30	34
Tableau 2.4.	Capacité ultime : Évolution chiffrée du modèle CPC par rapport à MR30	34
Tableau 2.5.	Point de performance : Évolution chiffrée du modèle CPA par rapport à MR30	39
Tableau 2.6.	Capacité ultime : Évolution chiffrée du modèle CPA par rapport à MR30	40
Tableau 2.7.	Point de performance : Évolution chiffrée du modèle CPCA par rapport à MR30	45
Tableau 2.8.	Capacité ultime : Évolution chiffrée du modèle CPCA par rapport à MR30	45
Tableau 2.9.	Niveaux des dommages pressentis pour les modèles CP (renforcement des poteaux).	45
Tableau 2.10.	Point de performance : Évolution chiffrée suivant xx, du modèle MR30 (avec des poutres de 30x40 [cm ²]).	52
Tableau 2.11.	Point de performance : Évolution chiffrée suivant yy, du modèle MR30 (avec des poutres de 30x40 [cm ²]).	52
Tableau 2.12.	Capacité ultime : Évolution chiffrée du modèle MR30-p30x40 (renforcement des poutres) par rapport au modèle de référence MR30.	53
Tableau 2.13.	Point de performance : Évolution chiffrée suivant xx, du modèle MR30 (avec des poutres de 30x45[cm ²]).	56
Tableau 2.14.	Point de performance : Évolution chiffrée suivant yy, du modèle MR30 (avec des poutres de 30x45[cm ²]).	56
Tableau 2.15.	Capacité ultime : Évolution chiffrée des modèles MR30-p30x45 (renforcement des poutres) par rapport au modèle de référence MR30.	56
Tableau 2.16.	Point de performance : Évolution chiffrée suivant xx, du modèle MR30 (avec des poutres de 30x50 [cm ²]).	58
Tableau 2.17.	Point de performance : Évolution chiffrée suivant yy, du modèle MR30 (avec des poutres de 30x50 [cm ²]).	58
Tableau 2.18.	Capacité ultime : Évolution chiffrée des modèles MR30-p30x50 (renforcement des poutres) par rapport au modèle de référence MR30.	59
Tableau 2.19.	Point de performance : Évolution chiffrée suivant xx, du modèle CPCA (Avec des poutres de 30x50 [cm ²]).	64
Tableau 2.20.	Point de performance : Évolution chiffrée suivant yy, du modèle CPCA (avec des poutres de 30x50 [cm ²]).	64
Tableau 2.21.	Capacité ultime : Évolution chiffrée, du modèle CPCA (avec des poutres de 30x50).	65
Tableau 2.22.	Niveaux de dommages pressentis pour les modèles renforcés au niveau des poutres.	65

Tableau 2.23.	Point de performance : Évolution chiffrée du modèle IPE100 suivant xx.	77
Tableau 2.24.	Point de performance : Évolution chiffrée du modèle IPE100 suivant yy.	77
Tableau 2.25.	Capacité ultime: Évolution chiffrée, du modèle IPE100.	78
Tableau 2.26.	Point de performance : Évolution chiffrée du modèle IPE120 suivant xx	84
Tableau 2.27.	Point de performance : Évolution chiffrée du modèle IPE120 suivant yy	84
Tableau 2.28.	Capacité ultime: Évolution chiffrée du modèle IPE120.	85
Tableau 2.29.	Niveaux des dommages pressentis pour le cas de confortement avec des palées de stabilité de type IPE.	86

Chapitre III Proposition d'un modèle élément fini local

Tableau 3.1.	Paramètres utilisés pour définir le comportement du béton.	114
Tableau 3.2.	Valeurs utilisées pour définir les courbes uniaxiales de contraintes-déformations pour les aciers verticaux et horizontaux.	114
Tableau 3.3.	Paramètres utilisés pour définir le comportement du béton pour le portique du Vecchio.	121
Tableau 3.4.	Paramètre des aciers longitudinaux et transversaux.	121

Chapitre IV Proposition d'un nouveau ferrailage pour les voiles

Tableau 4.1.	Identification des différents modèles conçus	129
Tableau 4.2.	Récapitulatif des caractéristiques décrivant l'évolution des différents phénomènes	158
Tableau 4.3.	Récapitulatif des caractéristiques décrivant l'évolution des dommages du modèle de type « conception de cisaillement ».	160

Chapitre V Renforcement d'éléments de structures (voile et portique) en béton armé avec un matériau composite

Tableau 5.1.	Valeurs des modules d'ingénieurs du composite Carbone_Epoxy	165
Tableau 5.2.	Valeurs des différentes contraintes.	165
Tableau 5.3.	Identification des modèles (voiles) considérés.	166
Tableau 5.4.	Modèles MCF et MRF α : Influence du composite et de l'orientation des fibres sur la capacité ultime du voile.	168
Tableau 5.5.	Modèles MCF et MRF60°(e) : Influence de l'épaisseur du composite sur la capacité ultime du modèle dont les fibres sont orientées de 60°.	171
Tableau 5.6.	Résultats dus à la variation de la résistance du béton en compression.	173
Tableau 5.7.	Résultats relatifs à l'influence de l'orientation des fibres dans le cadre en composite 5[cm], sur la capacité ultime.	177
Tableau 5.8.	Résultats relatifs aux modèles renforcés avec un matériau composite en forme de cadre et en diagonale.	178
Tableau 5.9.	Résultats de la variation de l'angle des fibres du composite.	182
Tableau 5.10.	Modèles MCC et MCC45°-e : Influence de l'épaisseur du composite sur la capacité ultime du modèle dont les fibres sont orientées de 45°.	186
Tableau 5.11.	Résultats relatifs à la variation de la résistance du béton à la compression.	188
Tableau 5.12.	Résultats relatifs aux modèles renforcés avec un matériau composite en forme de cadre et en diagonale (conception de cisaillement).	191
Tableau 5.13.	Identification des modèles (portiques) utilisés.	194
Tableau 5.14.	Modèles MC et MRT α : Récapitulatif des résultats relatifs à l'influence du composite et de l'orientation des fibres sur la capacité ultime du voile.	196
Tableau 5.15.	Longueurs (poutre) et hauteurs (poteau) caractérisant la zone de renforcement	199

Tableau 5.16.	Evaluation chiffrée relative au renforcement en zone nodale du portique.	200
Tableau 5.17.	Modèles MC et MR _{rpa_e} : Influence de l'épaisseur du composite sur le comportement global du portique.	203
Tableau 5.18.	Modèles MC et MR: Influence du composite sur le comportement global du portique de résistance mécanique variable.	207

Introduction générale

Sommaire de l'introduction générale

I.1 Contexte	1
I.2 Problématique	2

I.1. Contexte

Le bâti existant de nombreux pays à risque sismique avéré, dont le cas de l'Algérie, comprend souvent de nombreux bâtiments étagés non conçus pour les exigences sismiques actuelles. En effet la majorité des villes se sont développées en ignorance totale des risques sismiques. Les bâtiments d'habitation, les équipements publics, les bâtiments liés à l'activité tertiaire, les bâtiments industriels sont en grande majorité, soient mal conçus, soient mal dimensionnés (ou pas du tout calculés au séisme). S'agissant du risque sismique, l'Algérie ne s'est dotée d'un règlement parasismique que depuis l'année 1983, ce qui veut dire que la quasi-totalité des constructions constituant le patrimoine immobilier n'a fait l'objet d'aucun calcul sismique rigoureux, et est de ce fait vulnérable à tout séisme risquant de secouer le nord de l'Algérie.

Ces dernières années, l'industrie du bâtiment a vu une demande accrue pour restaurer, renforcer et améliorer les structures existantes en béton armé. Ceci peut être attribué à diverses causes telles que la dégradation environnementale, les insuffisances de conception pratiques, le manque d'entretien régulier, les révisions dans les recueils d'instructions (codes et règlements), l'augmentation des charges dues au changement d'usage de la structure ou les conditions de charges sismiques inattendues etc...

Le séisme du 21 Mai 2003, frappant la région de Boumerdès, a révélé toutes ces incohérences et même bien plus que cela [Davidovici V. 2003]. Cependant plusieurs bâtiments (en voiles et portiques) conçus et réalisés par des organismes professionnels, ont subi des dommages irréversibles; parmi les causes, on peut citer:

- la non-conformité de la carte de zonage sismique : la classification des zones sismiques est passée de quatre zones (Zone 0; Zone I; Zone II; Zone III) à cinq Zones (Zone 0; Zone I; Zone IIa; Zone IIb; Zone III). Ceci a conduit automatiquement à la variation du coefficient d'accélération de zone A
- évolution dans la conception des structures : (a) mise en évidence de l'étage souple (l'une des causes principales des désordres), (b) limitation de la hauteur du bâtiment et du nombre d'étages, en fonction de l'interaction avec la maçonnerie pour les structures à portiques, (c) les dés de calage permettant un coffrage aisé des poteaux sont interdits. Les poteaux doivent être coulés sur toute leur hauteur en une seule fois.
- Limitation de la réglementation : (a) la valeur du coefficient de comportement global R

défini par la réglementation parasismique Algérienne pour un système de contreventement par portiques est identique à celle d'un système contreventé par des voiles en béton armé, alors que le comportement et la sécurité offerts par les deux systèmes ne sont certainement pas les mêmes. Le séisme du 21 Mai 2003 a montré la vulnérabilité du contreventement par portiques. (b) les poteaux d'angle sont plus vulnérables du fait qu'ils reçoivent directement le cisaillement dans les deux directions horizontales, et ils ne reprennent environ que le quart (par rapport à un poteau central) de charges verticales. Des coefficients de sécurité spécifiques devront être envisagés pour le calcul des poteaux d'angle, de façade et centraux.

- la négligence de conception entre un voile élancé et un voile court, et par conséquent la non différenciation d'un comportement en cisaillement de celui en flexion, ou tout simplement la non prise compte du comportement couplé flexion-cisaillement.

Dans ce contexte, la tâche est de quantifier et de réduire la vulnérabilité du bâti existant, d'approfondir les connaissances sur le comportement global, et d'appréhender l'approche de conception de l'élément de contreventement afin de reprendre efficacement les efforts occasionnés.

I.2. Problématique

L'évaluation du risque sismique et de la vulnérabilité est basée sur les dommages recensés lors du séisme de Boumerdès en 2003. Les fiches d'expertise du C.T.C. (organisme de contrôle de la construction en Algérie) [Hamizi M., Boukais S., et all 2010] ont été utilisées pour l'évaluation de ces dommages relatifs à chaque bâtiment. Celles-ci, donnent une évaluation qualitative de la présomption de vulnérabilité. Les dommages sont donc exprimés en termes qualitatifs, par pourcentages de dégâts occasionnés pour chaque structure, et correspondent aux degrés allant de 1 à 5 (tableau 1.1), selon l'échelle macroscopique européenne EMS 92 [GrLinthal G. et all 1998].

Dommages	Aucun	Légers	Modérés	Importants	Destruction partielle/totale
%	0%	25%	50%	75%	100%
Valeurs	1	2	3	4	5
Couleurs	Vert 1	Vert 2	Orange 3	Orange 4	Rouge 5
Symbole	DG1	DG2	DG3	DG4	DG5

Tableau I.1 Échelle d'évaluation de degré de dommage.

L'évaluation sismique des bâtiments existants est laborieuse. Elle nécessite des outils appropriés pour identifier la vulnérabilité des structures et de proposer des moyens de réhabilitation dans des endroits justifiés. En vue d'évaluer la présomption de la vulnérabilité des bâtiments existants et d'apprécier ainsi la nature des dommages qu'ils pourraient subir sous l'effet des séismes de différentes intensités (pouvant être atteintes dans le contexte sismique Algérien), un système d'aide à l'évaluation de cette vulnérabilité est conçu dans un environnement orienté objet. Ce système d'aide interactif [Hamizi, M., Hannachi N. E., et al 2008], se veut un outil informatique très facile d'utilisation, où la base de données peut être actualisée. Il est d'une utilité avérée en vue d'appréhender le risque sismique sur le patrimoine immobilier. Cette présomption de vulnérabilité n'est qu'un indice ou une part dans le processus d'évaluation sismique des structures. Il est nécessaire d'introduire la performance sismique. Le point de performance (intersection de la courbe de capacité avec la courbe de la demande sismique) de ces structures est recherché en utilisant la méthode pushover. Celle-ci nous renseigne sur la capacité de la structure à résister au séisme d'intensités différentes, et par conséquent, d'estimer le degré des dommages pour chaque accélération sismique, et éventuellement de proposer des méthodes de renforcement et/ou de confortement.. Schématiquement les dommages sont représentés par des bandes subdivisant la courbe de capacité utilisée par la méthode pushover. Ainsi, l'analyse du comportement global de la structure considérée est faite pour chaque point de performance étudié, et une solution de réhabilitation est proposée. Dans cette dernière, seul le comportement global **a été** considéré, en tenant compte d'un ferrailage conventionnel. La recherche présentée dans cette thèse vise à améliorer la capacité sismique réelle de ces bâtiments en se basant non seulement sur le comportement global mais aussi élémentaire, c.-à-d. de les renforcer localement au niveau de l'endommagement, Ainsi, la capacité sismique d'un élément en béton armé peut être améliorée en réhabilitant la zone d'endommagement uniquement. L'approche est délicate du fait que la zone d'endommagement du modèle à renforcer doit être localisée minutieusement, de différencier celui du à la flexion de celui du cisaillement. La recherche s'est focalisée sur l'aspect simulation numérique des éléments de contreventement (voiles et portiques). La validation des résultats des modèles classiques par rapport aux modèles expérimentaux permet de confirmer la position des dommages, et donc de mieux appréhender la conception de renforts éventuels à incorporer. Deux zones d'investigations ont été identifiées pour chaque élément de contreventement (voile et portique en béton armé):

- Voiles en béton armé : La zone centrale sujette à des fissures en croix (X) dans le cas de cisaillement prépondérant, et les zones d'extrémités susceptibles d'être endommagées par la flexion d'ensemble (traction-compression).
- Portiques en béton armé : Le nœud, ainsi que la zone nodale ou les rotules plastiques sont susceptibles de se produire, ont été appréhendés.

L'incorporation d'un ferrailage interne non conventionnel (disposition suivant les diagonales de traction et de compression de l'élément) est une solution pouvant permettre aux voiles en béton armé de reprendre efficacement les efforts et de réduire conséquemment les dommages.

L'introduction des matériaux composites dans le renforcement des structures en béton armé (voiles et portiques) peut s'avérer incontournable, si on tient compte de l'orientation des fibres dans la matrice époxyde. Les bandes composites externes doivent être disposées de manière que les fibres soient dirigées suivant les directions principales des contraintes dans la zone endommagée considérée.

La conception proposée permet de garder le poids constant ou variant légèrement, ce qui réduit l'accroissement de la charge sismique (comparativement au chemisage par exemple).

L'organisation de la thèse est articulée selon le plan suivant :

Le premier chapitre, présente la vulnérabilité et la performance sismique de structures auto-stables, ainsi que la stratégie de réhabilitation. L'estimation de la vulnérabilité est basée sur le choix de critères les plus influents en termes de mécanique vis-à-vis du séisme. Ceux-ci, sont adoptés à partir de connaissance expertes. La performance sismique est basée sur l'analyse push over. La procédure et la recherche du point de performance sont exposées. La stratégie de réhabilitation s'apparente à un diagnostic de défaillance qu'il y a lieu de solutionner. A ce sujet, différentes techniques de confortement sont exposées. La solution de réhabilitation est guidée par la nécessité à évoluer le comportement globale de la structure en termes de résistance, de rigidité, ou de ductilité. Des recommandations de réhabilitation relatives au diagnostic, stratégie, et organigramme d'orientation sont données.

Le deuxième chapitre, s'articule autour de la performance sismique d'un bâtiment à ossature auto-stable, avant et après confortement. Trois options ont été retenues pour l'évaluation du comportement global de la structure, à savoir : (a) renforcement des poteaux,

(b) renforcement des poutres, et (c) confortement par ajout de palées de stabilité. Ces différents modèles sont sollicités par des accélérations sismiques variant de 0.10g à 0,30g.

Le troisième chapitre, concerne l'introduction d'un modèle élément fini local. Ce modèle en 3D, est développé sous le code de calcul Abaqus, où une échelle de discrétisation locale est adoptée, pour simuler le comportement des voiles et des portiques, sous chargement latéral et vertical. Les modèles numériques sont validés avec ceux de Lefas et Vecchio pour le voile et le portique, respectivement.

Le quatrième chapitre, présente la recherche de la capacité ultime de voiles dont la configuration de ferrailage est différente. Une, de conception ordinaire (ferrailage classique) ; l'autre, conçue avec un ferrailage non conventionnel (disposition en croix), capable de reprendre effectivement les efforts véhiculés suivant les diagonales de ces éléments. Cette évolution dans le ferrailage est considérée dans deux modèles, distincts de par leur conception. L'un, de configuration console, où le comportement est guidé par la flexion ; l'autre, de configuration de cisaillement où le déplacement vertical est empêché.

Le cinquième chapitre, présente l'investigation relative à la charge ultime des modèles de Lefas et de Vecchio (décrits dans le troisième chapitre), renforcés par un matériau composite (constitué de fibres de carbone et d'une matrice thermdurcissable de type époxy).

CHAPITRE I

Vulnérabilité et performance sismique des constructions en portiques auto-stables

Sommaire du chapitre I

1.1. Introduction	6
1.2. Vulnérabilité des constructions en portiques auto-stables	6
1.2.1. Introduction	6
1.2.2. Méthode analytique	7
1.3. Performance sismique des constructions en portiques auto-stables	8
1.3.1. La méthode pushover	8
1.3.2. La demande sismique	9
1.3.3. La capacité sismique	10
1.3.4. Localisation des domaines de dommages sur la courbe de capacité.	12
1.4. Stratégie de réhabilitation des constructions en portiques auto-stables	13
1.4.1. Introduction	13
1.4.2. Les différentes techniques de confortement	14
1.4.2.1. Confortement par chemisage en béton armé	14
1.4.2.2. Confortement par ajout de voiles	17
1.4.2.3. Confortement par palées de stabilité	18
1.4.3. Diagnostic de réhabilitation	20

1.1. Introduction

Les récents séismes ont révélé que les structures sujettes à des défauts parasismiques peuvent être meurtrières. La majorité des pertes en vies humaines est due à l'effondrement de ces constructions. Autant les séismes sont inévitables, autant l'effondrement des ouvrages peut être évité. La sauvegarde relative aux vies humaines, des ouvrages et des activités passe donc inévitablement par la réhabilitation parasismique du bâti existant qui est particulièrement vulnérable. Le terme de réhabilitation signifie une évaluation de la vulnérabilité aux séismes et une recherche de la performance sismique de la construction basée sur le choix des techniques de renforcement et de confortement, permettant de réduire l'importance des effets sismiques par l'amélioration du comportement dynamique de la structure.

L'évaluation par une approche analytique (méthode des fiches) permet de statuer sur la présomption de vulnérabilité. Cette approche qui reste suffisante pour un diagnostic, ne permet pas, par contre, d'évaluer la capacité portante du bâtiment surtout lors d'un éventuel confortement. Pour pallier à cet inconvénient, nous avons jugé utile qu'il serait judicieux d'associer à cette approche analytique un module de mesure de la performance sismique du bâtiment par la méthode push over [Reinhorn, A.M. and Valles, R.E. 1995].

Le présent travail développe une méthodologie experte qui estime la vulnérabilité d'un bâtiment avec un point de performance sismique.

1.2. Vulnérabilité des constructions en portiques auto-stables

1.2.1. Introduction

Les séismes sont des phénomènes naturels très destructeurs (à certains niveaux de magnitude, distances au foyer, types de sol, matériaux, typologies de la structure,), causant d'énormes pertes humaines et matériels dans les grandes concentrations urbaines suite à la ruine des bâtiments. Il apparaît alors primordial d'évaluer la vulnérabilité sismique des bâtiments en vue de prévoir les possibles conséquences. Celle-ci dépend de leur architecture, structure, des dispositions constructives, du site et de l'environnement bâti.

Il convient alors de diminuer les impacts des désastres naturels en créant des stratégies de prévention dans les zones les plus vulnérables. L'approche globale pour évaluer la probabilité de défaillance face à un séisme repose sur une estimation de la vulnérabilité définie sur la base de divers critères mécaniques explicatifs. Elle consiste à établir, à partir de connaissances expertes pour des constructions de bâtiments, les critères les plus influents en termes de mécanique vis-à-vis du séisme.

L'évaluation de la vulnérabilité par une approche analytique [Benedetti D., Petrinin V. 1984] permettra, en effet, de déterminer un indicateur conventionnel de vulnérabilité qui permet de classer les bâtiments en très dangereux (R_5), dangereux (O_4 et O_3), sûrs (V_2) et très sûrs (V_1) [Belazougui M., Remas A. 1998].

1.2.2. Méthode analytique

Cette méthode exige une analyse détaillée de chaque élément structural. Ceci est difficile à appliquer à grande échelle comme cela serait le cas, par exemple, pour l'évaluation à l'échelle d'une grande ville, du fait de la grande quantité d'informations à saisir pour chaque bâtiment.

L'analyse qualitative ou quantitative du comportement du bâtiment doit être précédée de l'examen de la nature ainsi que de l'état de la structure et des éléments non structuraux, et de collecter un maximum de données relatives au sol et au site.

Le relevé des facteurs de vulnérabilité s'accompagne de la disponibilité de tous les documents relatifs à l'ouvrage considéré. Il y a lieu de s'attarder sur les règles de construction de l'époque et de la conformité de la réalisation par rapport aux plans (qui est souvent inadéquate). L'ancien bâti pose souvent des problèmes, liés à la non disponibilité des plans surtout si la structure a fait l'objet de restructuration. Pour une évaluation plus ou moins conforme de la vulnérabilité l'examen de la bâtisse peut nécessiter des sondages structuraux pouvant être destructifs.

L'évaluation des dommages exige des connaissances techniques et se fait, généralement, sur des fiches techniques de synthèse permettant un relevé systématique de tous les éléments nécessaires ([Anagnostopoulos S., Moretti M. 2006], [ATC20 1995], [Azouz H. et al 2005], [Goretti A., Di Pasquale G. 2002], [Milan Zacek 2004]). Cependant, l'utilisation d'un tel document s'avère assez " laborieuse ". Cet inconvénient majeur peut être contourné en utilisant un outil informatique d'aide à l'évaluation de la vulnérabilité [Hamizi, M., Hannachi N. E., et al 2008].

Pour chaque bâtiment inspecté, cette évaluation technique affecte un niveau de dommages estimé globalement pour la structure, à partir des observations effectuées sur l'environnement de la structure (âge, état de conservation, régularité en plan, régularité en élévation, etc.), sur chacun des éléments structuraux (fondations, poutres, poteaux, voiles, dalles, toitures, etc.) et secondaires (cages d'escalier, balcons, cloisons, murs de remplissages, etc.), et sur les facteurs pathologiques observés (niveaux flexibles, poutres fortes-poteaux faibles, poteaux courts, etc.) [Hamizi M., Hannachi N. E., et al 2007].

Cette évaluation de la vulnérabilité considère cinq niveaux de dommages : «1 = vert clair»

pour les très légers dommages (le bâtiment nécessite des réparations très légères et peut rester en service), «2 = vert foncé» pour les dommages très réduits (le bâtiment nécessite des réparations mais ne présente aucun danger pour les occupants), «3 = orange clair» pour des dommages significatifs (le bâtiment nécessite d'importantes réparations), «4 = orange foncé» quand les dommages sont importants (le bâtiment exige d'importants travaux de confortement et doit être évacué) et «5 = rouge » pour des dommages très importants (le bâtiment n'est plus en service et doit être démoli).

1.3. Performance sismique des constructions en portiques auto-stables

1.3.1. La méthode pushover

La méthode Push over est une méthode statique non linéaire basée sur la courbe de capacité sismique qui est, essentiellement, comparée à la demande sous la forme d'une réponse spectrale. Cette méthode repose sur une analyse pseudo statique non- linéaire simplifiée. La sollicitation ne varie pas dans le temps, et la déformation correspond uniquement au premier mode de vibration. La capacité de la structure est exprimée en termes de déplacements [ATC40 1996] (les dommages sont davantage fonction des déplacements que des forces dans le domaine post-élastique).

L'intersection de ces deux courbes donne le point de performance de la structure. Celui-ci représente donc l'intersection d'un spectre (accélération en fonction du déplacement) caractérisant le mouvement du sol avec la courbe de capacité (après transformation en coordonnées spectrales), représentant le déplacement horizontal de la structure sous charge latérale croissante [Kircher et al. 1997]. La position de ce point (figure 1.1) indique si le niveau de performance recherchée est atteint [ATC40 1996]. L'évaluation des dommages dépend essentiellement de la courbe de capacité du bâtiment et du spectre de demande (séisme) [Kerstin Lang 2002] :

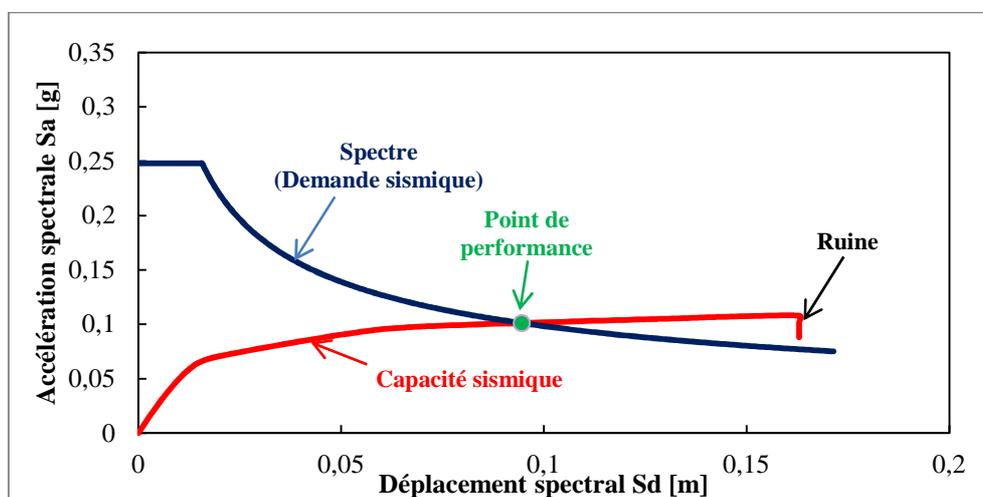


Figure 1.1. localisation du point de performance

1.3.2. La demande sismique

En génie civil, la représentation temporelle d'un séisme par un accélérogramme, bien qu'il représente complètement le mouvement sismique, n'est pas couramment utilisé, car l'analyse temporelle de la réponse d'un bâtiment à un séisme ; nécessite des moyens de calcul relativement lourds d'une part, et, s'affranchit difficilement du caractère particulier, du choix d'un accélérogramme d'autre part. La notion la plus répandue pour représenter un séisme en génie civil est le spectre de réponse d'un simple oscillateur linéaire équivalent, représenté par un système matériel à un seul degré de liberté, constitué par une masse (M) reliée au sol par une tige de raideur (K), d'amortissement (C) [Helmut Krawinkler 1998].

La demande spectrale utilisée a été dérivée du règlement parasismique Algérien [R.P.A.99 version 2003], qui s'écrit sous la forme suivante :

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 1.25A \left[1 + \frac{T}{T_1} \left(2.5\eta \left(\frac{Q}{R} \right) - 1 \right) \right] & 0 \leq T \leq T_1 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & T_1 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{(2/3)} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{(2/3)} \left(\frac{3}{T} \right)^{(5/3)} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad (1.1)$$

La période fondamentale des bâtiments en portiques auto stables en béton armé est d'ordre supérieur à T_2 (deuxième période de transition du spectre de réponse). En conséquence le spectre de réponse simplifié ci-dessous est adopté.

$$\frac{S_a}{g} = \begin{cases} 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) & 0 \leq T \leq T_2 \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{Q}{R} \right) \left(\frac{T_2}{T} \right)^{(2/3)} & T_2 \leq T \leq 3.0 \text{ s} \\ 2.5\eta (1.25A) \left(\frac{T_2}{3} \right)^{(2/3)} \left(\frac{3}{T} \right)^{(5/3)} \left(\frac{Q}{R} \right) & T > 3.0 \text{ s} \end{cases} \quad (1.2)$$

Avec :

- A : Coefficient d'accélération de zone.
 - η : Facteur de correction d'amortissement.
 - R : Coefficient de comportement global.
 - Q : Facteur de qualité.
 - T_1, T_2 : Périodes de transition.
- } Coefficients définis par le RPA 99 (version 2003)

Dans la représentation standard des codes parasismiques, chaque point du spectre de

réponse élastique est représenté dans un diagramme $S_a/g = f(T)$, pour un amortissement de type visqueux (ξ), où S_a est l'accélération spectrale et T la période d'oscillation.

Une transformation en coordonnées spectrales est nécessaire pour les besoins de superposition avec la courbe de capacité, chacun des point $S_{a_i}/g = f(T_i)$, défini précédemment, est représenté dans un autre repère $S_d = f(S_a)$, où (S_d) représente le déplacement spectral donné par la relation (1.3) [Saez Esteban 2008] (figure 1.2)

$$S_d = \frac{T^2 \cdot S_a}{4 \cdot \pi^2} \quad (1.3)$$

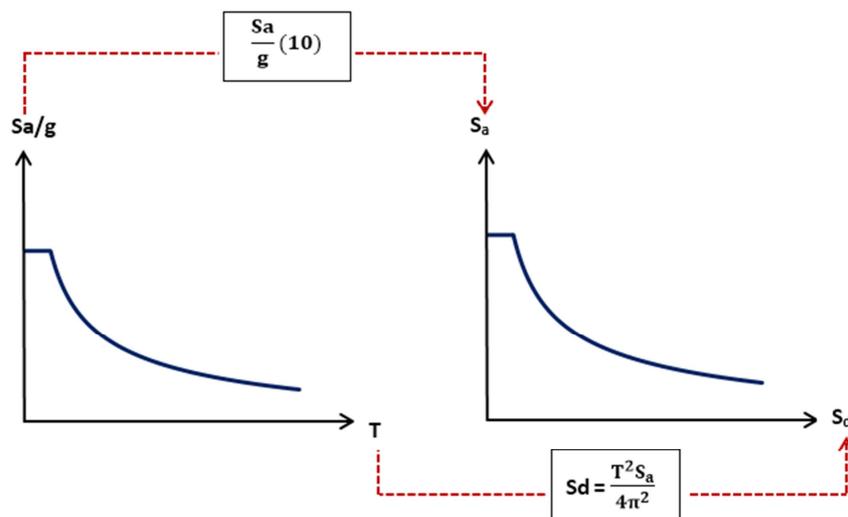


Figure 1.2. Représentation spectrale de la demande sismique.

1.3.3. La capacité sismique

On soumet la structure à des efforts horizontaux, répartis proportionnellement à la déformée du premier mode et sont appliqués d'une manière incrémentale. On représente les déplacements correspondant à chaque pas de force, et on construit ainsi la courbe force-déplacement correspondant au comportement de la structure. Cette courbe peut être aussi obtenue par la technique "push over" qui consiste à appliquer au modèle mathématique d'une structure un déplacement dans le but de définir la séquence de l'endommagement dans le domaine non-linéaire.

Dans cette étude nous avons considéré que, les rotules apparaissent toujours au voisinage des nœuds, où ce phénomène se localise généralement. Ces rotules plastiques sont caractérisées par certains paramètres qui définissent la capacité de déplacement, ou de rotation de la rotule, avant la rupture. Pour ce travail, les paramètres par défaut du logiciel sont utilisés, avec la prise en compte d'une rotule de type PMM (moment-rotation avec prise en

compte de l'influence de l'effort normal) [ETABS 2009].

La courbe de capacité est généralement exprimée sous la forme $V = f(\Delta s)$, où V représente l'effort tranchant à la base et Δs le déplacement au sommet de la structure [Kahil A.2008]. Cette courbe est ensuite transformée dans la représentation spectrale (S_a - S_d), en multipliant l'effort tranchant et le déplacement par $(\frac{1}{\alpha_1 W})$ et $(\frac{\Delta s}{P_{f1} \phi_1})$ respectivement (figure 1.3) [ATC40 1996].

Les valeurs de S_a et S_d sont données par :

$$\left. \begin{aligned} S_a &= V/\alpha_1 W \\ S_d &= \Delta s / (P_{f1} \phi_1) \end{aligned} \right\} \quad (1.4)$$

Avec :

- α_1 : Coefficient de participation massique du mode fondamental.
- W : Masse sismique de la structure.
- P_{f1} : Facteur de participation du premier mode.
- ϕ_1 : Amplitude du mode fondamental.

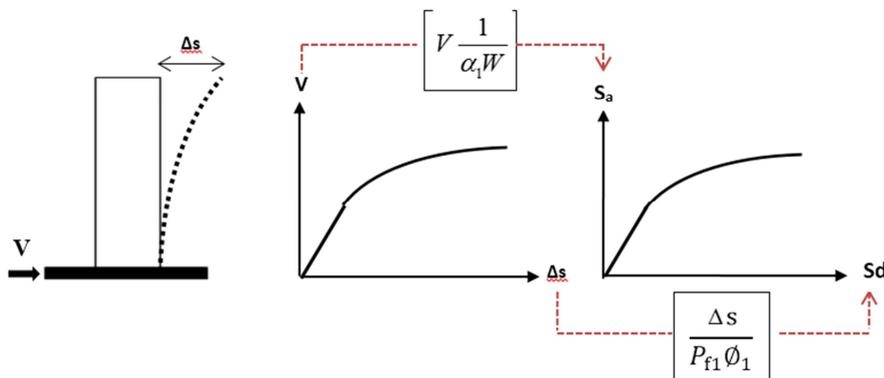


Figure 1.3. Représentation spectrale de la courbe de capacité sismique

Enfin le diagramme résultant est idéalisé en forme bilinéaire, (figure 1.4) [Belkheir M. A. 2012]. Deux points sont nécessaires pour une caractérisation simplifiée de la courbe de capacité. Un point A (S_{d_y}, S_{a_y}) qui, représente l'entrée dans le domaine post élastique, et un point D (S_{d_u}, S_{a_u}) qui, représente la perte de la capacité de résistance de la structure.

Pour construire la représentation bilinéaire de la courbe de capacité, le premier segment est tracé à partir de l'origine avec une pente correspondant à la rigidité initiale (k) de la structure (segment élastique).

Le deuxième segment est tracé en reliant le point D (S_{d_u}, S_{a_u}) au point A (S_{d_y}, S_{a_y}) qui est

défini de tel façon à avoir l'égalité de surfaces Ω_1 et Ω_2 .

Sd_y , Sa_y , déplacement et accélération à l'état limite élastique de la structure, α taux d'écroûissage, K la rigidité élastique initiale ($K = Sa_y / Sd_y$), αK est la rigidité plastique avec écroûissage.

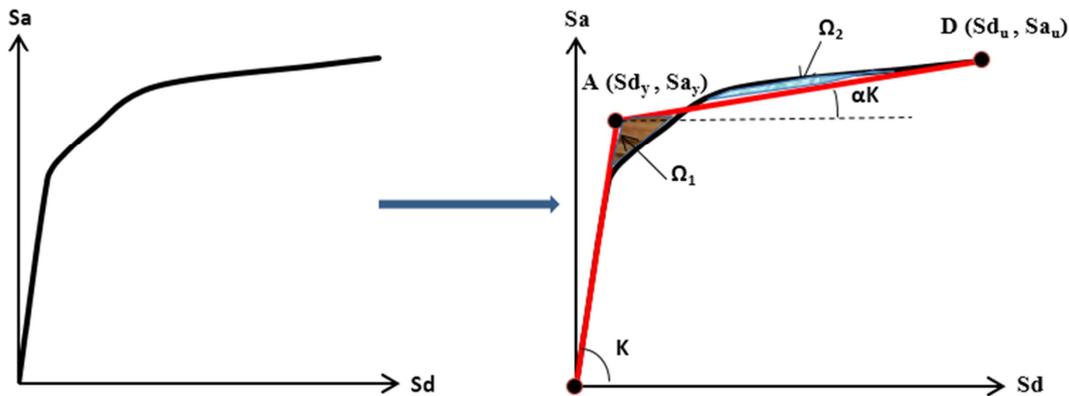


Figure 1.4. Idéalisation bilinéaire de la courbe de capacité.

1.3.4. Localisation des domaines de dommages sur la courbe de capacité.

Le comportement d'un bâtiment face à un séisme donné, peut être estimé à travers une analyse visuelle de la courbe de capacité, ainsi, plusieurs niveaux d'endommagement peuvent être distingués [Kahil A. 2008]. Cette évaluation des dommages est basée sur l'échelle macrosismique européenne EMS98 [GrLinthal, G., et all 1998], qui est proche de l'échelle de Mercalli modifiée. Cette échelle comprend cinq degrés de dommages (tableau 1.1). Cette partition de la courbe de capacité en cinq (05) domaines, permet de mieux estimer le degré des dommages que la structure va subir en fonction de la localisation du point de performance (figure 1.5), qui se circonscrit dans un intervalle, définissant un état d'endommagement de la structure pour les différentes accélérations sismiques.

Niveau des dommages	Domaine des dommages (En fonction du déplacement spectral S_d)
DG1 (Vert 1)	$S_d = 0 \text{ à } (0,4 S_{d_y})$
DG2 (Vert 2)	$S_d = (0,4 S_{d_y}) \text{ à } (0,8 S_{d_y})$
DG3 (Orange 3)	$S_d = (0,8 S_{d_y}) \text{ à } [S_{d_y} + 0,25 (S_{d_u} - S_{d_y})]$
DG4 (Orange 4)	$S_d = [S_{d_y} + 0,25 (S_{d_u} - S_{d_y})] \text{ à } (0,75 S_{d_u})$
DG5 (Rouge 5)	$S_d = (0,75 S_{d_u}) \text{ à } (S_{d_u})$

S_{d_y} : Déplacement spectral limite élastique ; S_{d_u} : Déplacement spectral ultime.

Tableau 1.1. Domaines des dommages.

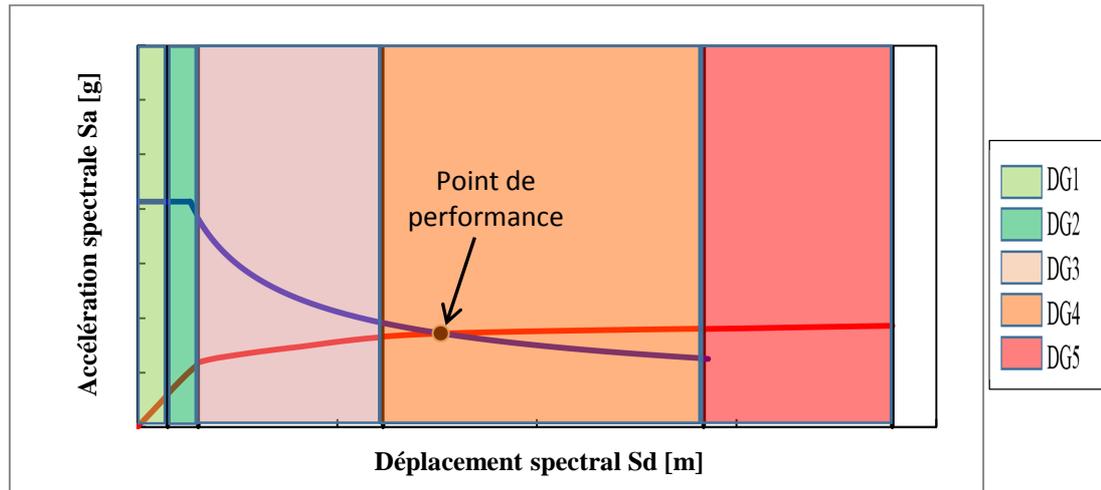


Figure 1.5. Localisation des domaines de dommages

1.4.Stratégie de réhabilitation des constructions en portiques auto-stables

1.4.1.Introduction

Ces dernières années, l'industrie du bâtiment en Algérie a connu une demande accrue pour restaurer, renforcer, et améliorer le comportement des structures existantes en béton armé. Ceci est attribué à diverses causes telle que la fréquence des séismes (Mascara le 18-08-94, Alger le 04-09-96, Ain Témouchent le 22-12-99, Beni-Ouartilane le 10-11-00 et Zemmouri le 21-05-03), la dégradation environnementale, les insuffisances de conception pratiques, le manque d'entretien régulier, l'augmentation des charges dues au changement d'utilisation de la structure et surtout les révisions des codes et des règlements. La stratégie de réhabilitation devrait être guidée par les résultats d'une évaluation de la vulnérabilité détaillée du bâtiment [CEB-FIP 2003]. Si l'évaluation fait ressurgir des insuffisances de résistance au séisme et/ou de capacité de déformation uniquement dans quelques éléments, alors une stratégie de réhabilitation locale est plus appropriée [Maouche N. et all 2000]

Si par contre les insuffisances sont localisées dans une partie de la structure, telle qu'une irrégularité de la configuration structurale, la présence d'un étage flexible, alors le confortement éventuel devrait se baser sur les solutions suivantes :

- Renforcer quelques éléments verticaux tels que ceux de l'étage faible.
- Conforter par quelques nouveaux éléments forts et assez rigides pour éclipser l'irrégularité tels que des voiles en béton armé pour solutionner un phénomène de torsion non équilibrée ; ou tout simplement apporter un complément de rigidité à la structure.
- Si la configuration structurale est fortement irrégulière, des joints verticaux peuvent

être créés aux endroits choisis dans le plan, pour réduire le bâtiment en un ensemble de blocs indépendants mais réguliers. Dans ce cas des éléments verticaux seront prévus de part et d'autre du joint pour recevoir les éléments horizontaux correspondants. La largeur du joint devrait être suffisante pour éviter le martèlement, particulièrement si les blocs séparés par le joint sismique diffèrent de manière significative dans la taille et/ou la rigidité latérale. Si l'évaluation indique une insuffisance généralisée dans tout le bâtiment, une intervention plus radicale peut être nécessaire, telle que renforcer la plupart, sinon tous les éléments verticaux, ou tout simplement ajouter des voiles en béton armé ou tout autre système de contreventement en acier.

Les nouveaux systèmes de contreventement (ajouts) protègent les éléments existants en ramenant les déplacements globaux sous l'action sismique au niveau correspondant à la capacité de déformation pour laquelle ceux-ci ont été conçus. Toutefois, ceux-ci nécessitent souvent une intervention au niveau des fondations, impliquant une opération complexe et coûteuse. La solution de confortement peut être plus judicieuse au niveau de la périphérie du bâtiment, surtout si le fonctionnement et l'utilisation de la structure peuvent être maintenus pendant la réhabilitation.

À moins que dans les poutres des insuffisances caractérisées soient révélées, le renforcement ou le confortement des éléments existants peut être limité aux éléments verticaux. L'intervention dans les poutres est techniquement plus difficile en raison de la liaison monolithique avec le plancher. De plus, l'expérience des tremblements de terre passés a prouvé que les dommages dans les poutres sont moins fréquents que dans les poteaux et beaucoup moins importants pour la stabilité globale de la structure.

1.4.2. Les différentes techniques de confortement

1.4.2.1. Confortement par chemisage en béton armé

En raison de son coût, ce type de chemisage (figure 1.6) est considéré comme étant la technique la plus efficace et la plus couramment employée pendant les deux décennies passées, pour le confortement des structures existantes endommagées par le séisme. Cette rentabilité est due à plusieurs raisons [Hamizi M. et Boukais S. 2012]:

- La maîtrise de l'ingénieur du domaine d'application du béton en tant que matériau de construction dans l'industrie du bâtiment relève que, la réhabilitation spécialement quand il s'agit de celle concernant le renforcement des éléments existants ne peut être réalisée par des éléments préfabriqués. C'est à juste titre que le béton armé est

considéré comme le premier matériau de construction fabriqué sur place.

- La possibilité que confère ce chemisage de réparer simultanément le dommage local c'est-à-dire partiel ou sur une surface assez importante, et éventuellement le flambement des barres d'acier ainsi que la rupture des armatures transversales. De plus la pleine restauration des armatures sujettes au flambement ou des armatures transversales rompues peut ne pas être absolument nécessaire, si le ferrailage existant est remplacé par une nouvelle disposition d'armatures prévue dans la gaine de béton. Le remplacement du béton endommagé est fait soit de manière ordinaire soit avec du béton projeté.
- la polyvalence du béton armé et sa capacité d'adaptation à presque n'importe quelle forme désirée, y compris celle requise pour ceinturer entièrement les éléments existants en béton, fournissent la continuité structurale entre les différents composants.
- la capacité de la gaine en béton d'avoir, par un renforcement approprié, des effets multiples. Un tel chemisage permet d'augmenter en même temps la rigidité de l'élément (a), sa résistance à la flexion (b) et au cisaillement (c), sa capacité de déformation (d) et son ancrage (e).

Les deux premiers effets sont dus à l'augmentation des dimensions de la section transversale et au ferrailage longitudinal supplémentaire, lequel, d'une manière primordiale et à la différence d'autres techniques de renforcement d'éléments individuels, peut facilement se prolonger au-delà de l'extrémité de l'élément et s'ancrer dans des régions communes. Pour les trois autres effets, bien que le béton supplémentaire soit également un facteur, l'apport principal est dans l'ajout des armatures transversales supplémentaires (qui agissent contre le cisaillement et contre le flambement des armatures longitudinales).

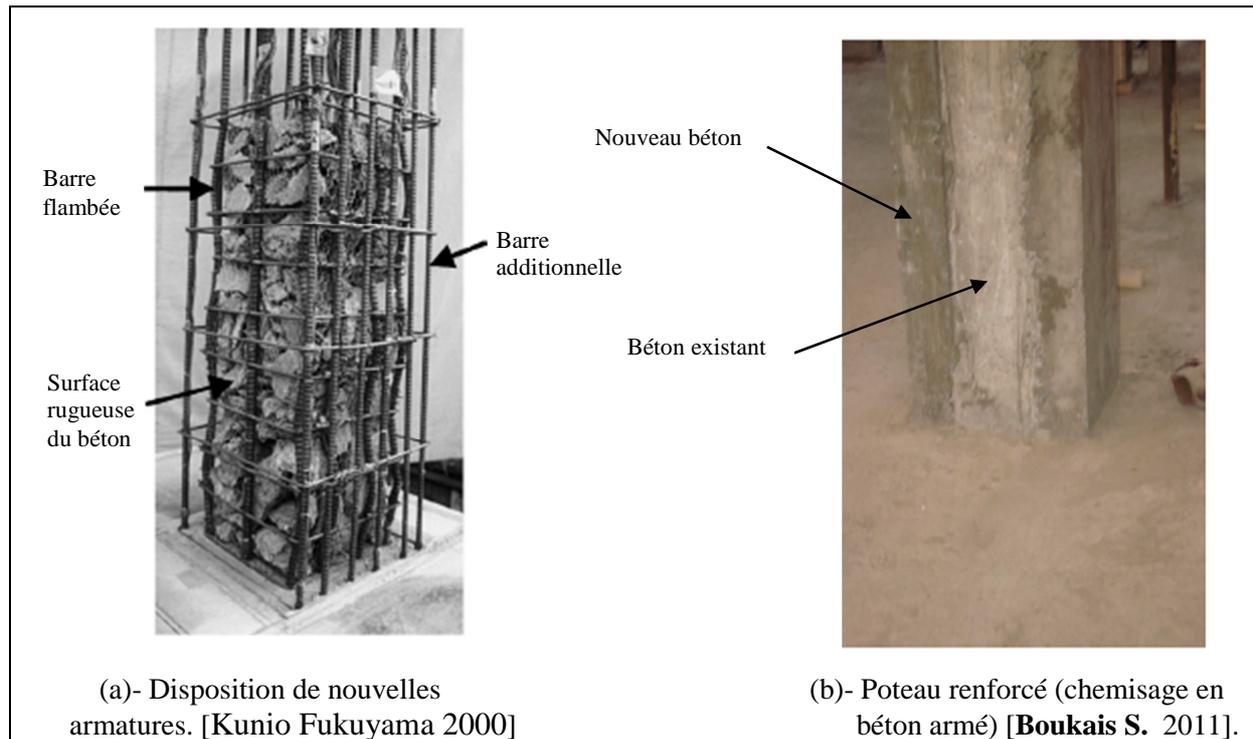


Figure 1.6. Cas de chemisage de poteau en béton armé.

Du point de vue technique l'efficacité multiple du chemisage en béton armé c'est la possibilité de se prolonger au-delà de l'extrémité de l'élément et dans les régions communes (figure 1.7), ce qui principalement, le différencie des autres techniques de renforcement des différents éléments en béton armé. Pour cette raison, d'autres techniques ne sont employées principalement que pour augmenter certaines ou toutes les propriétés énumérées sous (a) et (c) à (e) mentionnées juste ci-dessus, mais normalement pas la résistance à la flexion (citée en (b) ci-dessus).

Cependant ce chemisage présente certains inconvénients tels que :

- 1) L'augmentation considérable des dimensions de la section transversale de l'élément, qui peuvent être un inconvénient sérieux dans le cas des colonnes ou des murs dans les bâtiments où la surface utilisable est réduite.
- 2) L'importance et de la durée de rupture de l'occupation, de la production de poussières et des débris, du bruit, de la salubrité et de la sécurité des ouvriers.

Aujourd'hui, il y a une tendance croissante pour la prise en charge de tous ces facteurs ce qui fait penser qu'en dépit de leur avantage présent et futur, du point de vue coût- efficacité celui-ci peut s'inverser au profit d'autres techniques en concurrence.



Figure 1.7. Continuité des armatures de renforcement dans les parties communes inférieure et supérieure d'un poteau en béton armé [Boukais S. 2011].

1.4.2.2. Confortement par ajout de voiles

Une des méthodes les plus utilisées pour le confortement de structures existantes est l'incorporation de voiles additionnels pour résister partiellement ou totalement aux efforts sismiques (figure 1.8). Il faut se rappeler que l'inertie de ces voiles est très importante, et de ce fait le comportement dynamique lors d'un séisme change considérablement. Il est très important de réunir des conditions favorables définissant cette nouvelle redistribution des efforts latéraux, particulièrement [Hamizi M. et Boukais S. 2012] :

- En évitant de grandes concentrations de contraintes dans des éléments de faible résistance et/ou de faible ductilité, en positionnant rationnellement les éléments de confortement.
- En réduisant les effets de torsion et les irrégularités.
- En créant des liaisons adéquates entre la structure existante et les nouveaux éléments ajoutés.
- En procurant aux éléments de la structure et à la structure entière, une résistance, une rigidité, et une ductilité convenable.

L'étude de confortement est spécifique à chaque structure [Hamizi M., Boukais S., et al 2011], pour déterminer l'emplacement, le nombre et les dimensions des nouveaux éléments à

incorporer, une étude structurale préalable est conseillée et des mesures strictes sont à considérer (figure 1.9).

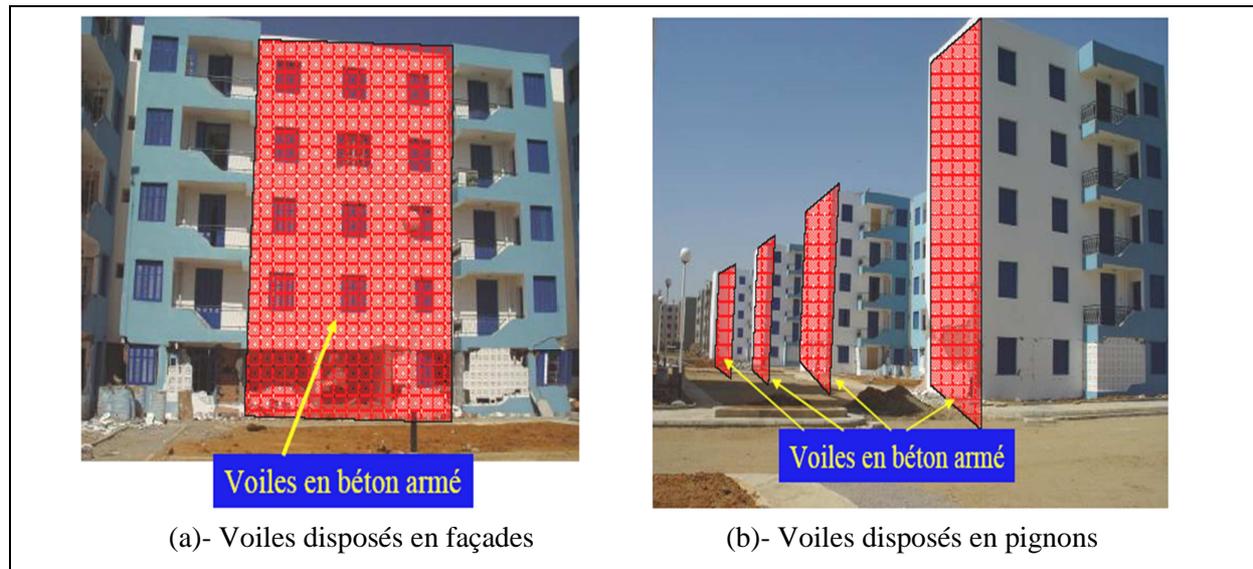


Figure 1.8. Confortement des bâtiments par voiles en béton armé [Davidovici V. 2003].

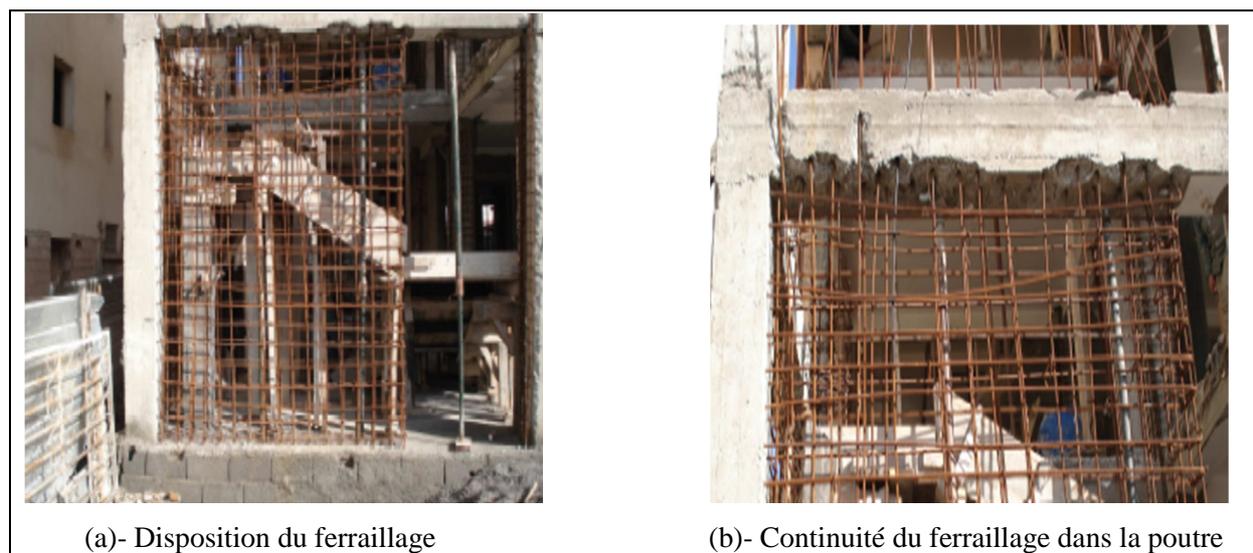


Figure 1.9. Incorporation d'un voile en béton armé dans un portique [Boukais S. 2011].

1.4.2.3. Confortement par des palées de stabilité [Hamizi M. et Boukais S. 2012]

Quand de larges ouvertures sont nécessaires, il est possible de conforter une structure existante par des palées triangulées ou des éléments en treillis verticaux (figure 1.10). Dans une structure en portiques, des éléments placés en diagonale peuvent former avec les poutres et les poteaux, si leurs rigidités sont satisfaisantes, un élément en treillis (figure 1.11a). Sinon incorporé un portique additionnel en charpente métallique (Figure 1.11b). Il faudrait s'assurer que les liaisons, entre les éléments en acier et ceux en béton (figure 1.12), soient

convenablement réalisées. Le système fonctionne alors par une transmission d'efforts normaux au lieu de la flexion et du cisaillement.

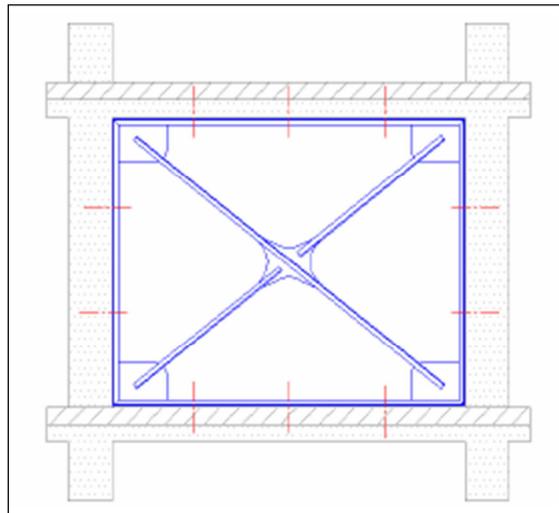


Figure 1.10. Schéma de principe d'un confortement métallique [Boukais S. 2011].

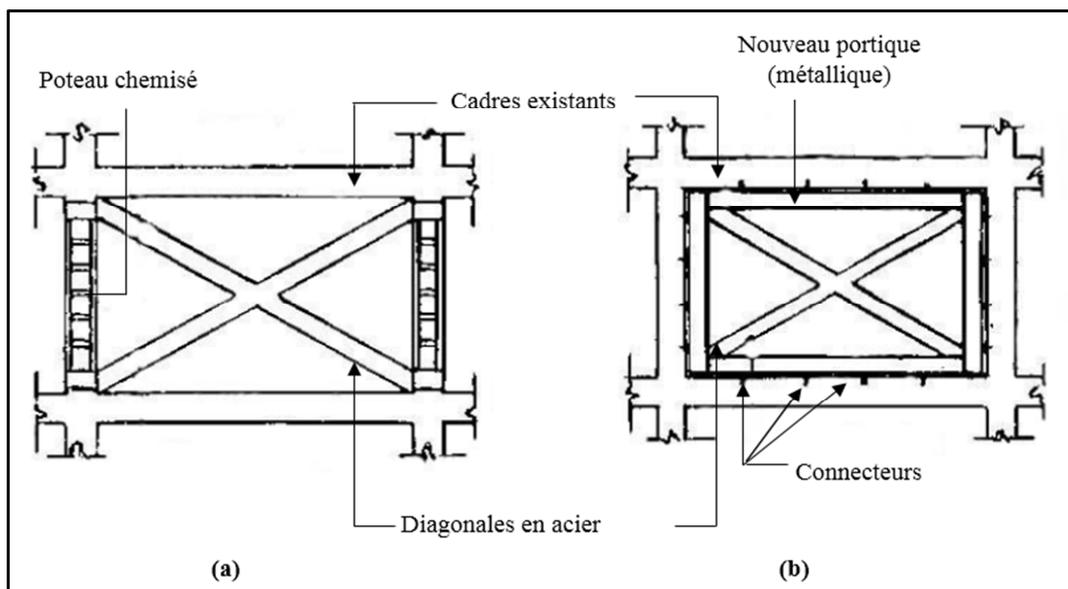


Figure 1.11. Confortement par palées triangulées [Catalogue CGS 1992].

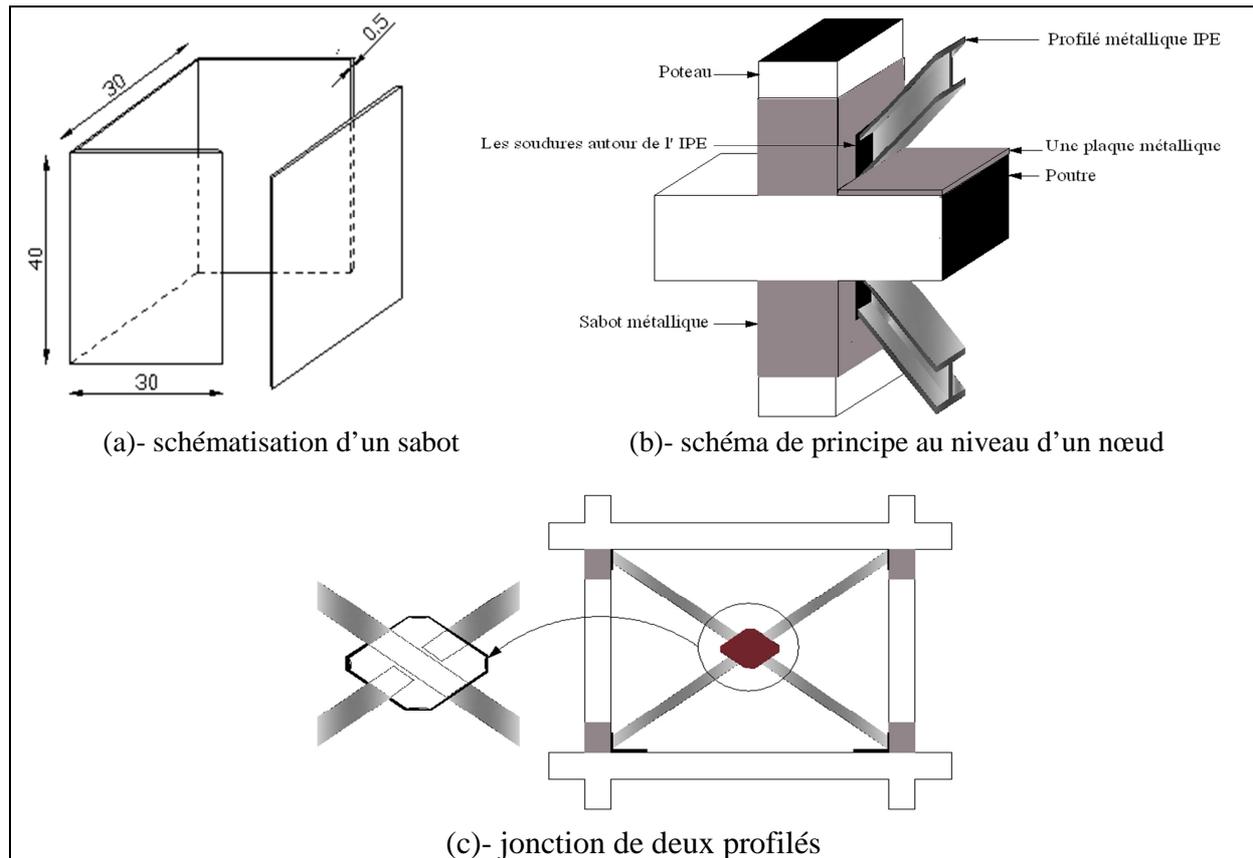


Figure 1.12. Détails de connexion (palées triangulées) [Boukais S. 2011]

1.4.3. Diagnostic de réhabilitation

Les méthodes de renforcement ou de confortement dépendent d'un diagnostic de réhabilitation. En ce sens qu'une étude globale de la structure doit être faite au préalable avant de considérer des modifications nécessaires éventuelles à apporter à certains éléments (figure 1.13). Le diagnostic permet de définir si la structure est conforme au risque sismique envisagé (le niveau des dommages $ND \leq 2$, c.-à-d. que la structure est dans le vert 1 ou le vert 2). Dans le cas contraire, une nouvelle réhabilitation devrait être envisagée en tenant compte du critère le plus probant à même d'apporter la performance souhaitée. La technique de réhabilitation est basée principalement sur la variation des critères relatifs à la résistance, la rigidité, et la ductilité (figure 1.14).

Par exemple, augmenter la résistance cela se traduit en première instance à renforcer la structure par un chemisage en béton armé. La structure ainsi renforcée, sera soumise à une accélération sismique prédéfinie. Si les résultats nous orientent vers un niveau de dommages au plus égal à 2 ($ND \leq 2$), cela veut dire que le comportement de la structure sera conforme aux exigences définies. Dans le cas contraire, une autre méthode de réhabilitation doit être préconisée, et la procédure sera relancée jusqu'à la satisfaction de la condition $ND \leq 2$. Un

choix non judicieux du critère de réhabilitation peut s'avérer insuffisant, à défaut d'être non économique. Un organigramme d'orientation pour la réhabilitation des structures endommagées par le séisme est illustré par la figure 1.15

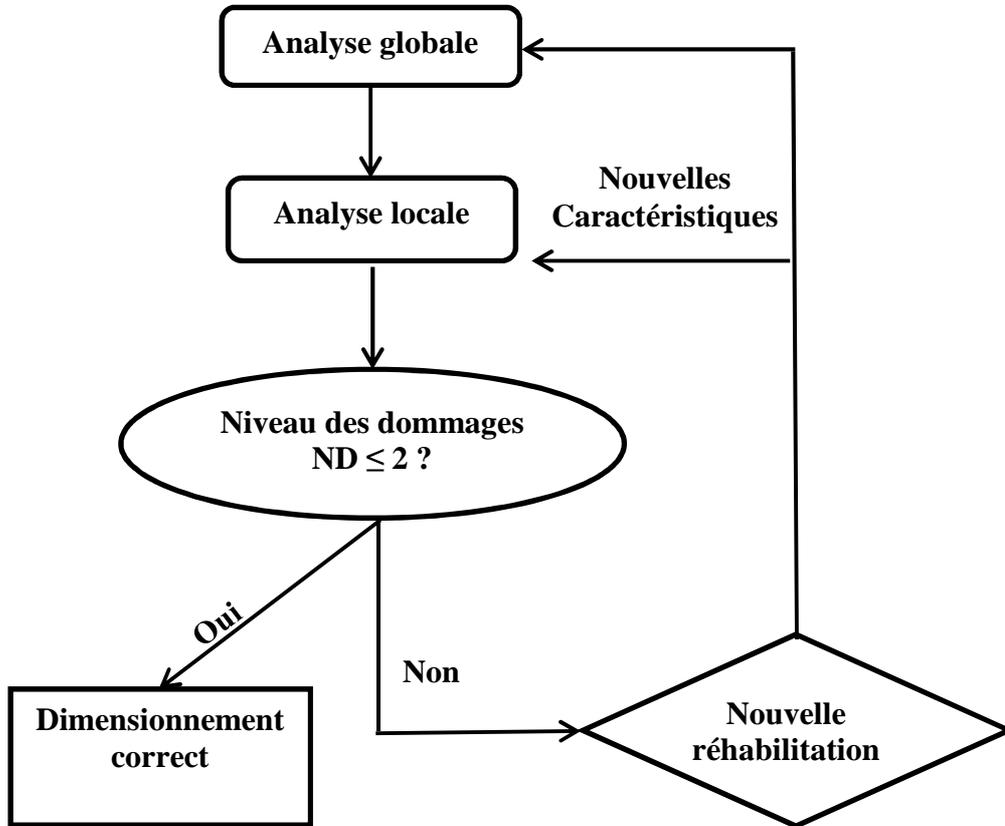


Figure 1.13. Diagnostic de réhabilitation [Boukais S. 2011]

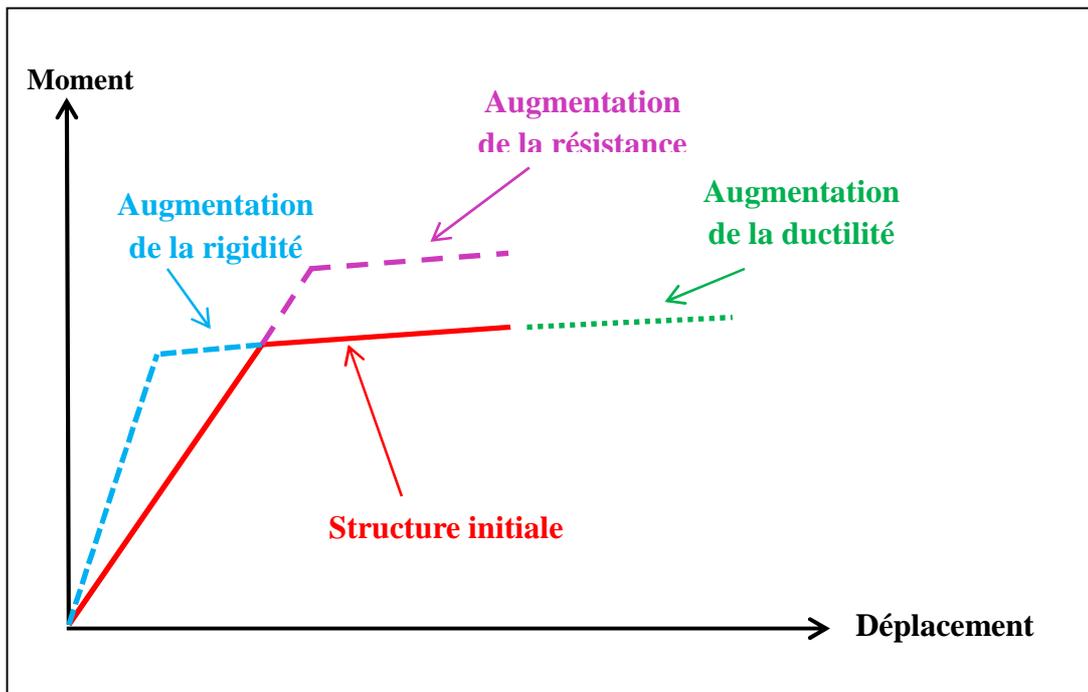


Figure 1.14. Stratégies de réhabilitation [A. Ghobarah et al. 2000]

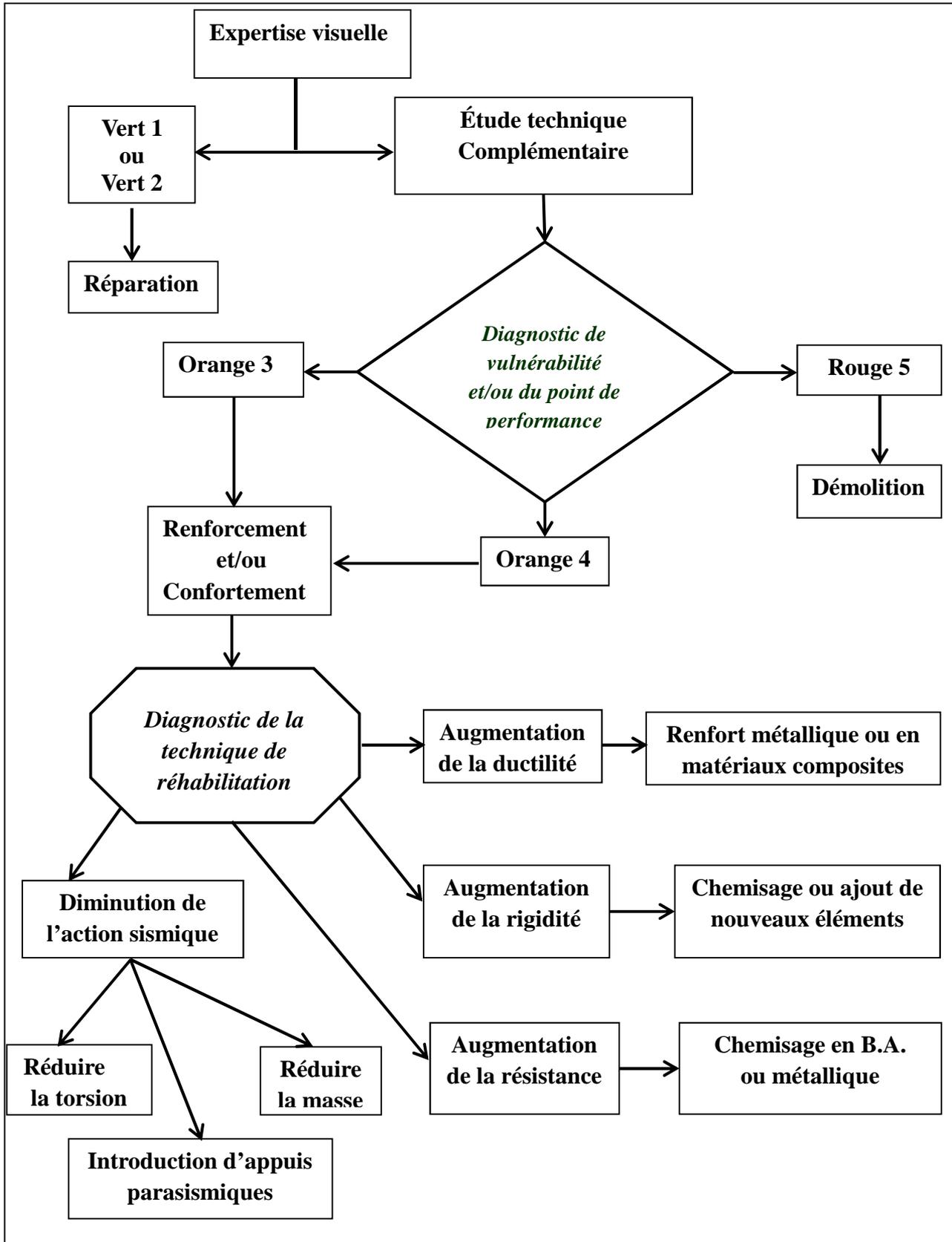


Figure 1.15. Organigramme d'orientation relatif à la réhabilitation.

CHAPITRE II

Évaluation de la performance sismique d'un bâtiment à ossature auto stable avant et après confortement

Sommaire du chapitre II

2.1. Introduction	23
2.2. Présentation et description du bâtiment	23
2.3. Évaluation du point de performance avant confortement	25
2.3.1. Résultats du modèle MAC	25
2.3.2. Résultats du modèle MR30 (modèle de référence)	27
2.4. Évaluation du point de performance après confortement	27
2.4.1. Renforcement des poteaux	28
2.4.1.1. Modèle CPC	29
2.4.1.1.-a) Résultats du modèle CPC40 (Poteaux centraux de section 40x40 cm ²)	29
2.4.1.1.-b) Résultats du modèle CPC50 : Poteaux centraux de 50x50 cm ²	31
2.4.1.1.-c) Résultats du modèle CPC55 : Poteaux centraux de 50x50 cm ²	32
2.4.1.1.-d) Récapitulation des résultats du modèle CPC	34
2.4.1.2. Modèle CPA	34
2.4.1.2.-a) Résultats du modèle CPA40 (Poteaux d'angles de section 40x40 cm ²)	35
2.4.1.2.-b) Résultats du modèle CPA50 (Poteaux d'angles de section 50x50 cm ²)	36
2.4.1.2.-c) Résultats du modèle CPA55 (Poteaux d'angles de section 55x55 cm ²)	38
2.4.1.2.-d) Récapitulation des résultats du modèle CPA	39
2.4.1.3. Modèle CPCA	40
2.4.1.3.-a) Résultats du modèle CPCA40	40
2.4.1.3.-b) Résultats du modèle CPCA50	42
2.4.1.3.-c) Résultats du modèle CPCA55	43
2.4.1.3.-d) Récapitulation des résultats du modèle CPCA	45
2.4.1.4. Récapitulation des résultats des modèles de renforcements de poteaux	45
2.4.1.5. Conclusion relative au renforcement des poteaux	48
2.4.2. Cas de renforcement des poutres	49
2.4.2.1. Modèle MR30-p30x40	49
2.4.2.1.-a) Résultats du modèle MR30-p30x40 (0.57%)	49
2.4.2.1.-b) Résultats du modèle MR30-p30x40 (0.7%)	51
2.4.2.1.-c) Récapitulation des résultats du modèle MR30-p30x40	52

2.4.2.2. Modèle MR30-p30x45	53
2.4.2.2.-a) Résultats du modèle MR30-p30x45 (0.5%)	53
2.4.2.2.-b) Résultats du modèle MR30-p30x45 (0.62%)	55
2.4.2.2.-c) Récapitulatif des résultats du modèle MR30-p30x45	56
2.4.2.3. Modèle MR30-p30x50	57
2.4.2.3.-a) Résultats du modèle MR30-p30x50 (0.56%)	57
2.4.2.3.-b) Récapitulatif des résultats du modèle MR30-p30x50	58
2.4.2.4. Modèle CPCA-p30x50	59
2.4.2.4.-a) Résultats du modèle CPCA40-p30x50 (0.56%)	59
2.4.2.4.-b) Résultats du modèle CPCA50-p30x50 (0.56%)	61
2.4.2.4.-c) Résultats du modèle CPCA55-p30x50 (0.56%)	62
2.4.2.4.-d) Récapitulatif des résultats du modèle CPCA-p30x50	64
2.4.2.5. Récapitulatif des résultats des modèles renforcés au niveau des poutres	65
2.4.2.6. Conclusion relative au renforcement des poutres	68
2.4.3. Confortement par ajout de palées de stabilité	69
2.4.3.1. Modèle IPE100	69
2.4.3.1.-a) IPE100-Variante n°01	69
2.4.3.1.-b) IPE100-Variante n°02	72
2.4.3.1.-c) IPE100-Variante n°03	75
2.4.3.1.-d) Récapitulatif des résultats du modèle IPE100	77
2.4.3.2. Modèle IPE120	79
2.4.3.2.-a) IPE120-Variante n°01	79
2.4.3.2.-b) IPE120-Variante n°02	81
2.4.3.2.-c) IPE120-Variante n°03	83
2.4.3.2.-d) Récapitulatif des résultats du modèle IPE120	84
2.4.3.3. Récapitulatif des résultats du Modèle IPE	86
2.4.3.4. Conclusion relative à l'ajout de palées de stabilité	89
2.5. Conclusion	91

2.1. Introduction

L'objectif dans ce chapitre est d'évaluer les méthodes et les moyens de mise en œuvre (décrits dans le chapitre II) pour renforcer ou conforter un bâtiment en béton armé (situé dans la région de Draa Ben Khedda, classée en zone de sismicité IIa). Autant les méthodes sont diverses, autant les résultats de mise en conformité de structure sont aléatoires. L'augmentation de la capacité sismique de la structure ne garantit aucunement la performance de celle-ci vis-à-vis du niveau de sécurité souhaité. C'est dans cette perspective que, cette partie de l'ouvrage est consacrée à la recherche de la performance sismique du bâtiment considéré, avant et après sa réhabilitation à un usage de conformité exigé par la réglementation en vigueur.

L'analyse de la construction avant confortement permet de confirmer éventuellement le niveau des dommages déjà relevés par l'étude de la vulnérabilité. Celle-ci étant déjà réalisée par l'organisme de Control Technique de la Construction (le CTC). Le diagnostic porté sur cette construction étant orange 4 (dommages assez importants). Pour des raisons de simplicité la méthode non itérative est utilisée. La performance sismique est évaluée en utilisant la méthode Pushover qui consiste essentiellement à comparer la demande à la capacité sismique. L'analyse structurale sous différentes accélérations sismiques est assurée avec le logiciel ETABS V.9. La courbe de capacité est subdivisée en cinq (05) domaines de dommages correspondant à l'échelle macrosismique européenne EMS 98. La localisation du point de performance permet de définir le niveau d'endommagement de la construction, et des solutions de réhabilitation peuvent être proposées. Une comparaison entre les différents types de confortement est ensuite entreprise montrant l'efficacité de chacun du point de vue de la performance sismique.

2.2. Présentation et description du bâtiment

L'étude se porte sur la réhabilitation d'un bloc d'une construction (R+5) en béton armé, implantée en zone IIa (Draa Ben Khedda), selon le RPA 2003. Le bâtiment est à usage d'habitation, dont le rez-de-chaussée est destiné au commerce. La structure est constituée de portiques auto stables en béton armé (Figures 2.1 et 2.2), avec des remplissages en maçonnerie. Le sol d'assise est argileux, classé selon le RPA 2003 en site S3 (site meuble), caractérisé par une vitesse d'onde de cisaillement $V_s \geq 200$ m/s et des périodes de transitions spectrales T1, T2 de 0,15 et 0,5 s respectivement [RPA 2003].

Les désordres occasionnés à cet immeuble lors du séisme du 21/05/2003 sont multiples (Figures 2.3 et 2.4), qu'on peut énumérer comme suit : Éclatement du béton au niveau des poteaux centraux ; désordre dans les nœuds (jonction poteau poutres) de rive; fissuration en

croix (en X) des doubles cloisons extérieures; dislocation de la cage d'escalier et éclatement des revêtements ; destruction des vasistas de la cage d'escalier ; effondrement et fissurations des cloisons internes et externes.

En plus des dégâts constatés, il faut relever que la section de ferrailage des poteaux de 30x30[cm²] est en deçà du minimum réglementaire. En effet, les poteaux sont ferrailés avec quatre (04) barres de 12 [mm] de diamètre (4HA12), représentant une section d'armatures de 4.52 [cm²] équivalent à 0.5% de la section brute de béton (alors que le minimum réglementaire pour la zone considérée étant de 0.8%).

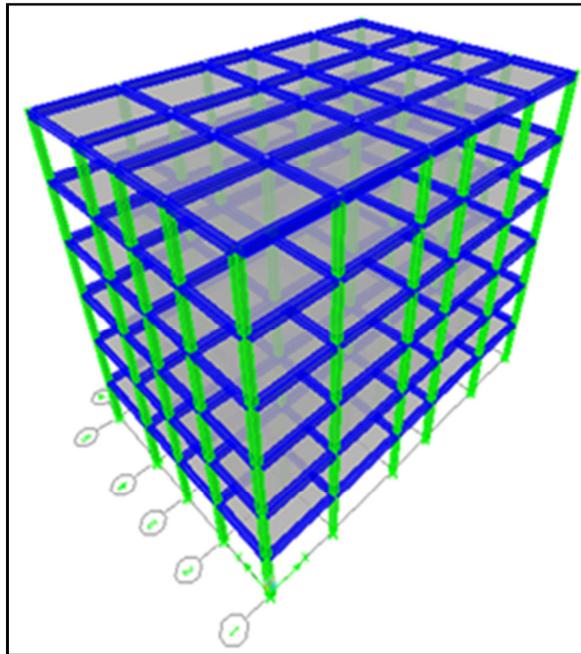


Figure 2.1. Vue en 3D du bâtiment

Poutres [cm²]	
Principales	Secondaires
Section (30x35)	Section (25x30)
Armatures 6HA12	
Poteaux [cm²]	
Section (30x30) ; Armatures 4HA12	
Hauteur d'étage ht = 3.06 [m]	
Nuance de l'acier Fe400	
Caractéristique du béton : 25[MPa]	
Amortissement $\xi=7\%$	
Coefficient de comportement global R=3.5	

Tableau 2.1. Caractéristiques du modèle MAC

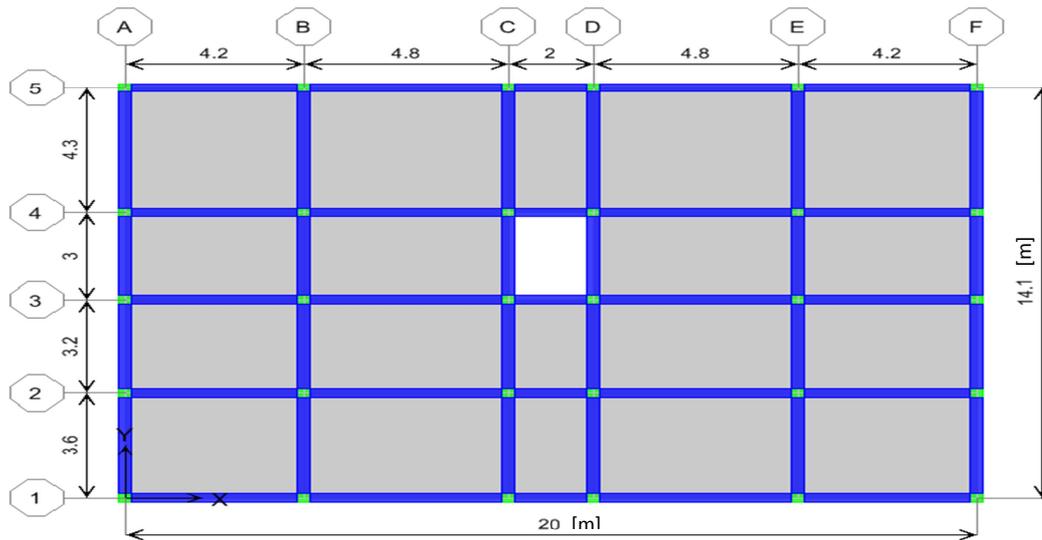


Figure 2.2. Vue en plan d'étage

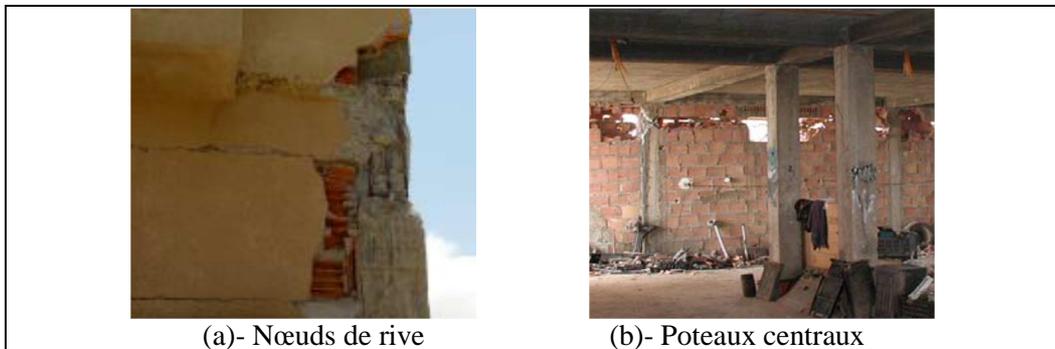


Figure 2.3. Dommages localisés au niveau des poteaux



Figure 2.4. Effondrement et fissures importantes dans les cloisons intérieures et extérieures

2.3. Évaluation du point de performance avant confortement

2.3.1. Résultats du modèle MAC

La recherche du point de performance du modèle avant confortement (MAC) permet d'évaluer le degré de dommage subi par la structure suivant les deux directions en plan (XX et YY). Ainsi, la structure a été soumise à cinq (05) accélérations sismiques différentes, variant de 0.10g à 0.30g avec un pas de 0.05g (Figures 2.5). On relève tout d'abord que la structure est très vulnérable. La structure ne peut supporter qu'une seule des accélérations

envisagées à savoir 0.10g. La capacité de la structure étant très faible. La demande sismique est supérieure à la capacité de la structure pour toutes les accélérations sismiques supérieures à 0.10g, un effondrement partiel ou total de la structure est à prévoir. Ces résultats montrent que l'étude de vulnérabilité entreprise par le CTC (diagnostic : Orange4) est sous-estimée.

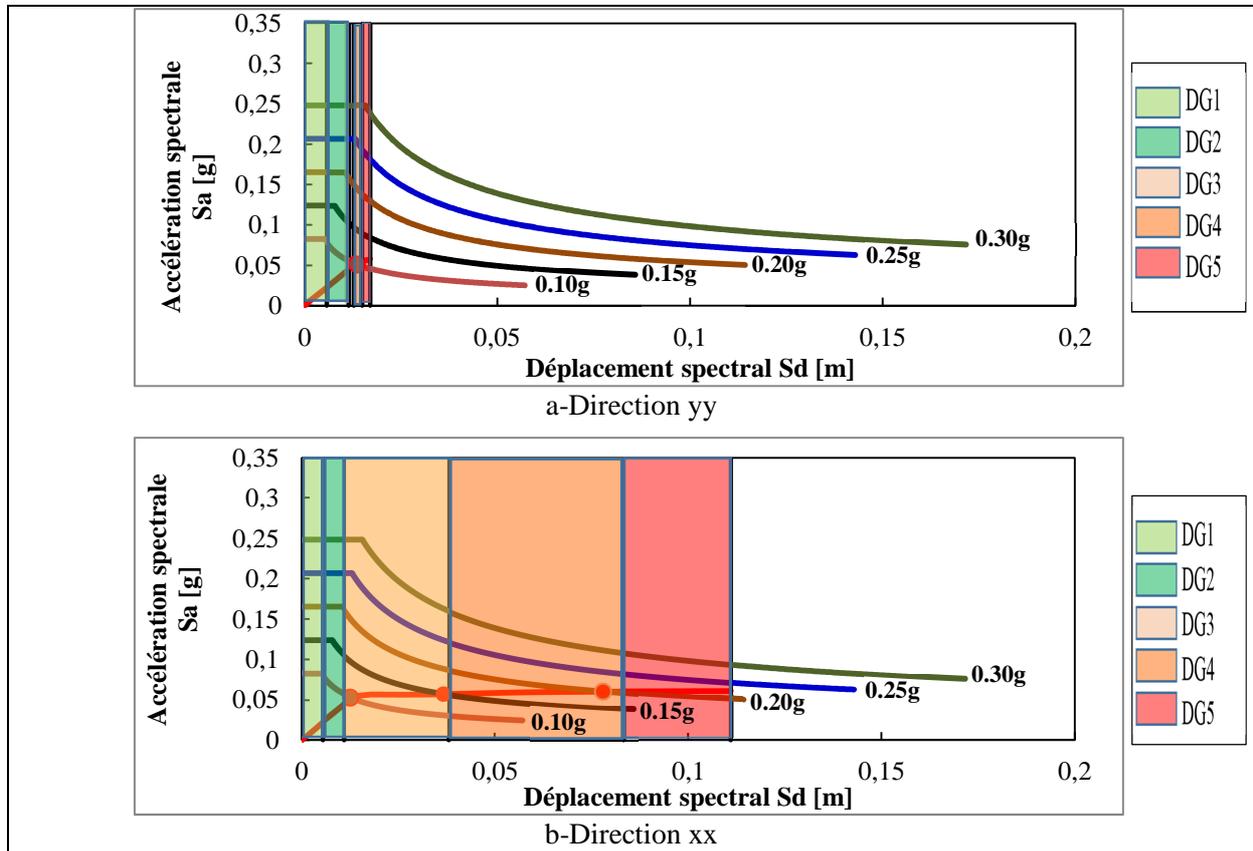


Figure 2.5. Modèle MAC : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique

Remarque :

En réalité, à cause des résultats obtenus pour le modèle MAC, nous avons modélisé la structure avec de nouveaux paramètres. En plus de la satisfaction de la section minimale d'armatures préconisée par le RPA2003 ($A_{min} = 0.8\%$ de la section transversale de béton) pour les poteaux, la section transversale des poutres est uniformisée à 30x35 [cm²]. Ce modèle sera pris comme référence (modèle MR30) dans la suite des travaux. Les résultats de ce modèle sont présentés ci-dessous.

2.3.2. Résultats du modèle MR30 (modèle de référence)

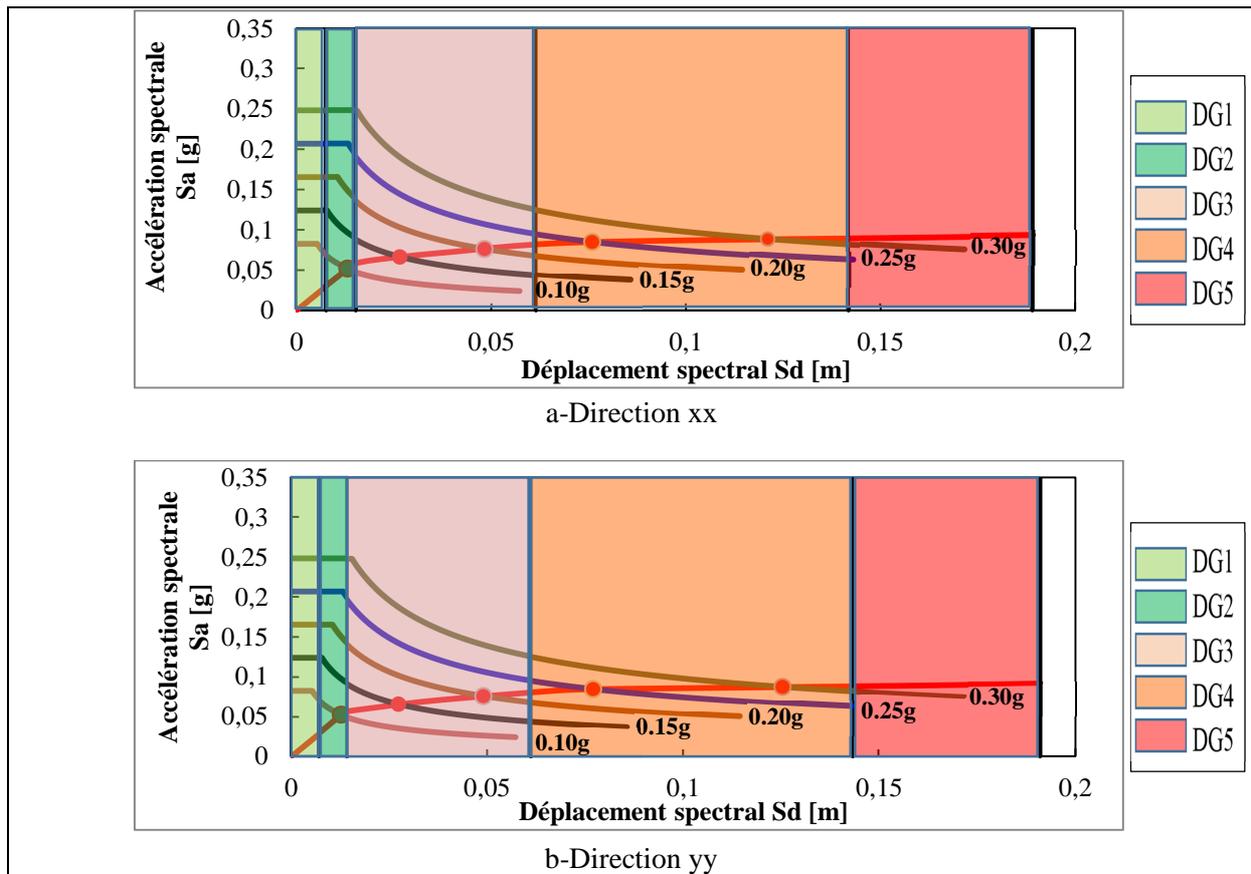


Figure 2.6. Modèle MR30 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique

On relève tout d'abord que la structure est très vulnérable pour des accélérations de 0.25g et 0.30g. Les dommages sont localisés dans la bande DG4 (Orange4) suivant les deux directions (Figure 2.6). La structure présente des dommages irréversibles.

La performance sismique de la structure, par rapport à la zone IIa, n'est pas satisfaisante en regard de la localisation du point de performance dans la bande DG3 (Orange3).

La structure ne peut être considérée comme conforme que pour une accélération de 0.10g.

2.4. Évaluation du point de performance après confortement

Le choix de la technique de réhabilitation [Boukais et all 2009] s'est porté sur le renforcement des poteaux d'angles (poteaux de rive) et ceux de la cage des escaliers (poteaux centraux), au vu des dommages prépondérants localisés au niveau du rez de chaussées du bâtiment considéré (Figure 2.7). Cette solution a été préconisée par les organismes concernés pour renforcer le bâtiment.

L'évaluation des différents résultats relatifs au renforcement des poteaux, nous a orienté vers d'autres solutions de confortement. Ainsi, on est amené à considérer trois types de

solution : (a) renforcement des poteaux ; (b) renforcement des poutres ; et (c) renforcement par des palées de stabilité. Le dimensionnement relatifs aux modèles (a) et (b) est illustré sur le tableau 2.2. Les caractéristiques du renfort par les palées de stabilité seront présentées dans la suite de ce travail.

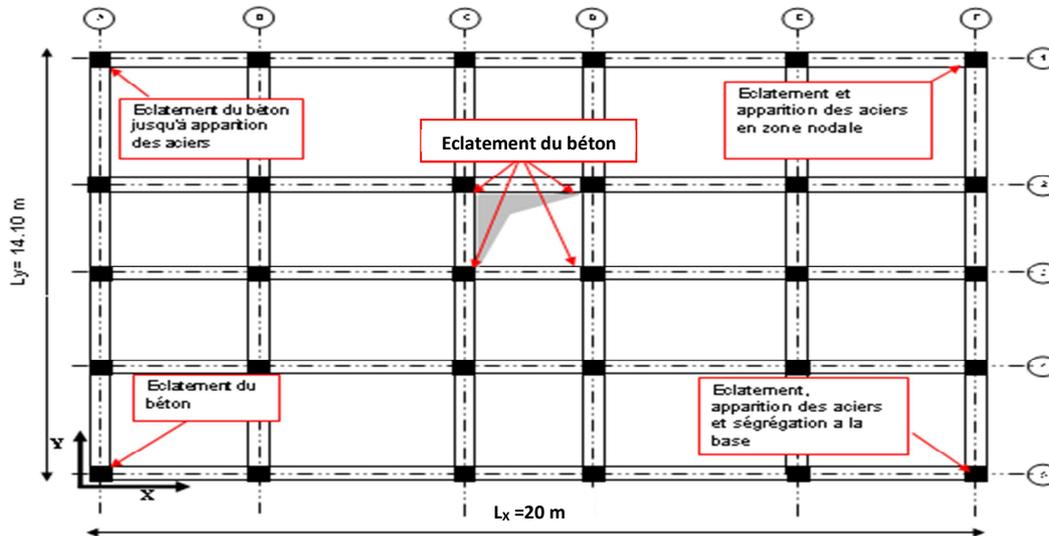


Figure 2.7. Localisation des dommages au niveau du rez de chaussée

Éléments	Section transversale	Section d'armatures	Pourcentage d'armatures(%)	% minimal
Poteau	30x30	8HA14	1.37	0.8
	40x40	8HA16	1	0.8
	50x50	8HA20	1	0.8
	55x55	8HA20	0.83	0.8
Poutre	30x35	6HA12	0.65	0.5
	30x40	6HA12	0.57	0.5
	30x40	4HA14+2HA12	0.7	0.5
	30x45	6HA12	0.5	0.5
	30x45	4HA14+2HA12	0.62	0.5
	30x50	4HA14+2HA12	0.56	0.5

Tableau 2.2. Dimensionnement des poutres et des poteaux

2.4.1. Renforcement des poteaux

Trois modèles différents par la localisation du renforcement, sont élaborés : CPC (Changement de la section transversale des Poteaux Centraux), CPA (Changement de la section transversale des Poteaux d'Angles), CPCA (Changement de la section transversale des Poteaux Centraux et d'Angles). L'analyse de chaque modèle est menée en faisant varier la section transversale (40x40 cm², 50x50 cm² et 55x55 cm²), tout en assurant un ferrailage au moins égal au minimum réglementaire correspondant (voir tableau 2.2), et le niveau d'endommagement (le degré de dommages) de la structure après confortement est alors estimé par la localisation des points de performances correspondants.

2.4.1.1. Modèle CPC

Le renforcement de cette zone (Figure 2.8) est guidé par l'expertise visuelle qui a révélé des dommages aléatoires (éclatement du béton) sur toute la hauteur des poteaux de la zone centrale du bloc étudié. Ces dommages relevés ne présentent pas une pathologie courante, on peut les assimiler à une mauvaise exécution ou tout au moins à l'utilisation de matériaux non adéquats. Trois modèles (CPC40, CPC50 et CPC55), différents par la section transversale des poteaux sont présentés.

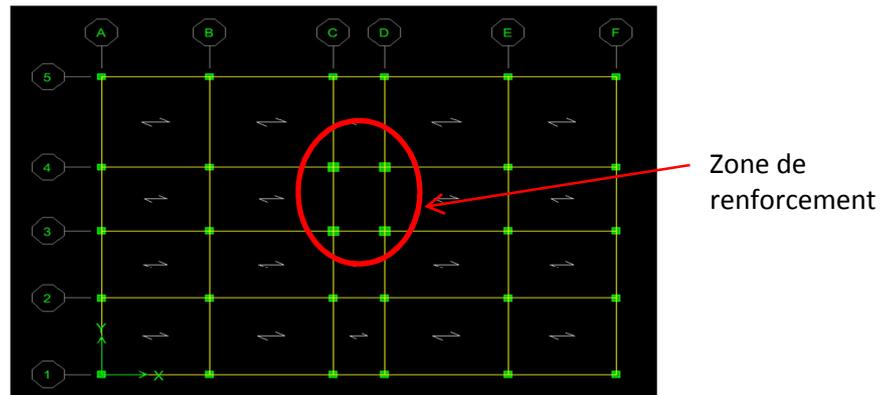


Figure 2.8. Schématisation en plan du modèle CPC

2.4.1.1.-a) Résultats du modèle CPC40 (Poteaux centraux de section 40x40 cm²)

Le renforcement de la section transversale des poteaux centraux (section de 40x40 cm²) n'a pas influé significativement sur la vulnérabilité sismique de la structure (Figure 2.9). Les points de performance, relatifs aux différentes accélérations, sont répertoriés dans les mêmes bandes de dommages que le modèle de référence MR30. La figure 2.10 montre une évolution insignifiante du point de performance, l'évolution chiffrée est illustrée par le tableau 2.3.

Ce constat est confirmé par la similitude des deux courbes de capacité des modèles MR30 et CPC40 (Figure 2.11). Les deux structures se comportent identiquement dans le domaine linéaire élastique, jusqu'à une valeur de la capacité avoisinant les 450 [KN]. Les capacités ultimes relevées suivant la direction xx sont de l'ordre de 716 [KN] pour le modèle MR30 et 740 [KN] pour CPC40 (correspondant à des déplacements de 0,23 [m] et 0,21 [m]); alors qu'elles sont de 709 et 734 [KN] (correspondant à des déplacements de l'ordre de 0,23[m]), selon yy, respectivement (Tableau 2.4).

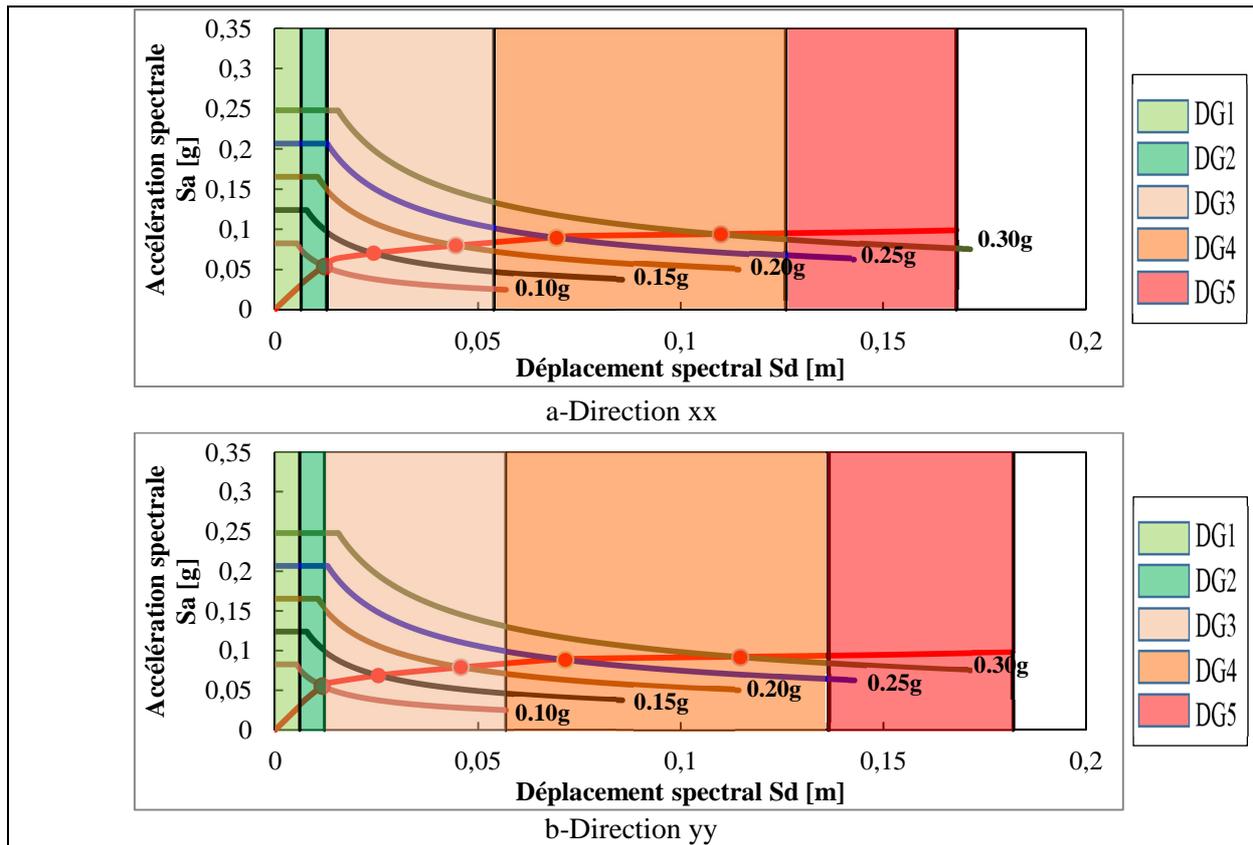


Figure 2.9. Modèle CPC40 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique

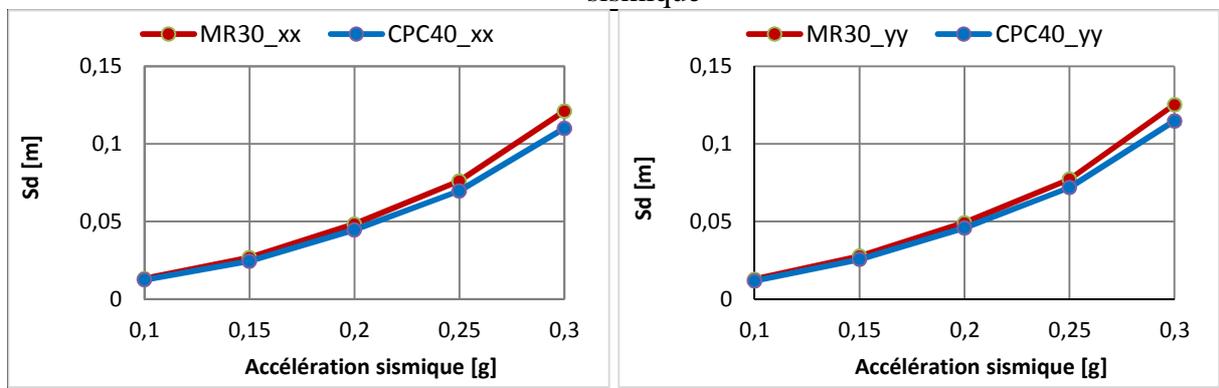


Figure 2.10. Modèles MR30 et CPC40 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

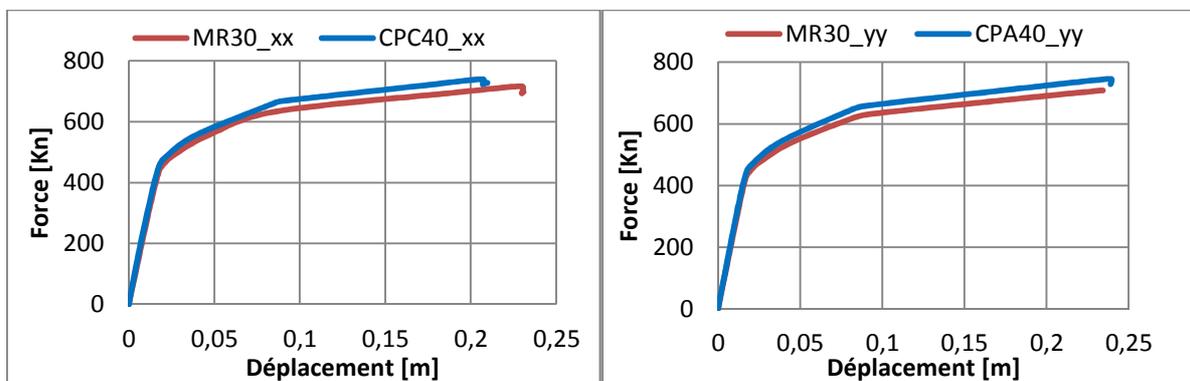


Figure 2.11. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et CPC40

2.4.1.1.-b) Résultats du modèle CPC50 : Poteaux centraux de 50x50 cm²

Le même constat de vulnérabilité que précédemment peut être fait aussi pour ce modèle. Seule l'accélération de 0.10g peut être supportée par la structure conformément au niveau de sécurité souhaité DG2 (Figure 2.12). Pour les accélérations 0.15g et 0.20g la structure est référenciée par la zone DG3 (orange 3), alors que pour celles d'ordre supérieur la performance sismique est classée dans le « Orange 4 ».

Cependant, on relève une légère évolution du point de performance au sein de chaque bande de dommages par rapport au modèle de référence MR30 (Figure 2.13), estimée globalement à 20% et 22% (pour des accélérations de 0.25g et 0.30g suivant xx) ; à 19% et 23% (pour les mêmes accélérations suivant yy) comme indiqué sur le tableau 2.3.

Pour la zone IIa (A=0.15g), les dommages sont classés dans la bande DG3 (Orange 3).

Il faut noter aussi que la capacité ultime a augmenté d'environ de 12% (atteignant une valeur de 802.588 [KN]) et 11% (la valeur relevée étant de 783.617 [KN]), suivant les deux directions xx et yy respectivement (Figure 2.14 et Tableau 2.4).

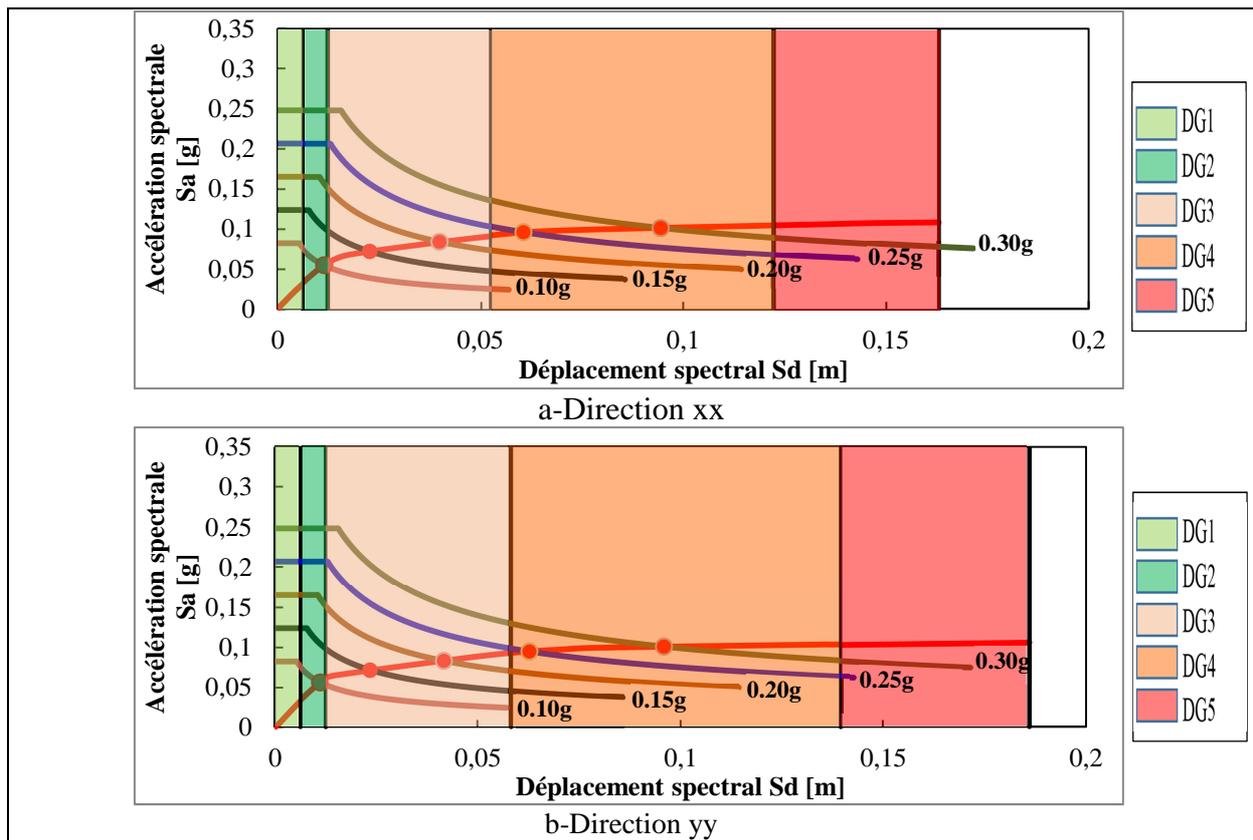


Figure 2.12. Modèle CPC50 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique

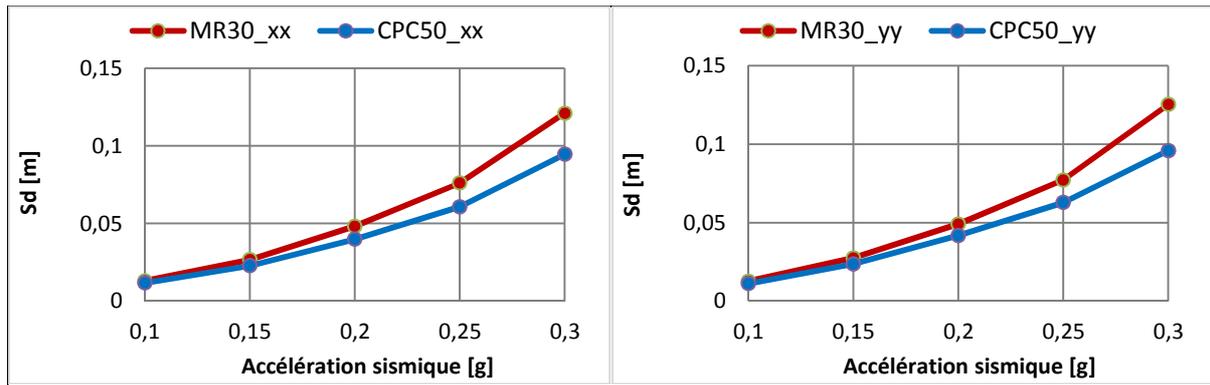


Figure 2.13. Modèles MR30 et CPC50 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

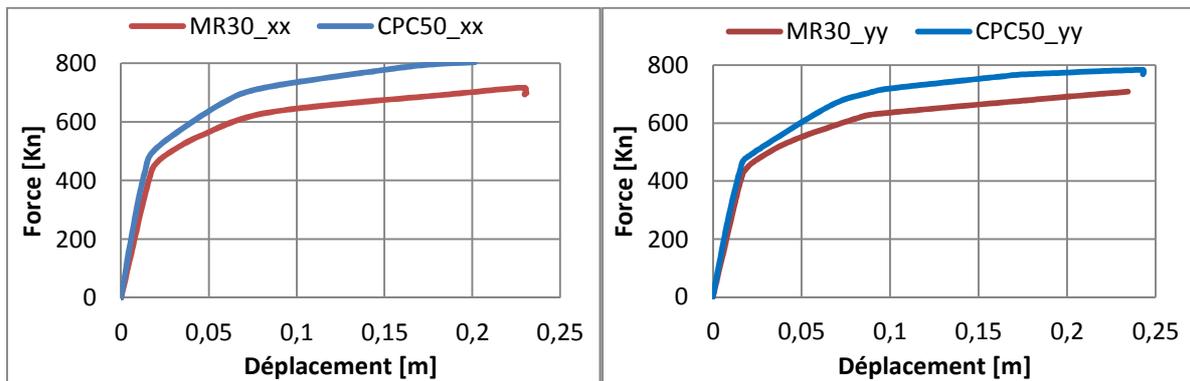


Figure 2.14. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et CPC50.

2.4.1.1.-c) Résultats du modèle CPC55 : Poteaux centraux de 50x50 cm²

L'examen de la figure 2.15 illustre un comportement mécanique différent suivant les deux directions. En effet, Cette conception a engendré un phénomène de torsion d'ensemble suivant la direction xx, générant un comportement fragile. Les dommages sont localisés dans la zone DG5 (rouge 5) pour l'accélération de 0.30g (Figure 2.15). La structure subit une rupture fragile selon la direction xx pour un déplacement relativement petit, de l'ordre de 0.13 [m], correspondant à une capacité ultime de 790 [KN] (figure 2.17 et tableau 2.4).

Ce modèle présente de meilleurs résultats pour des accélérations sismiques modérées. Les points de performance relatifs sont localisés dans la bande de dommages DG3 (Figure 2.15).

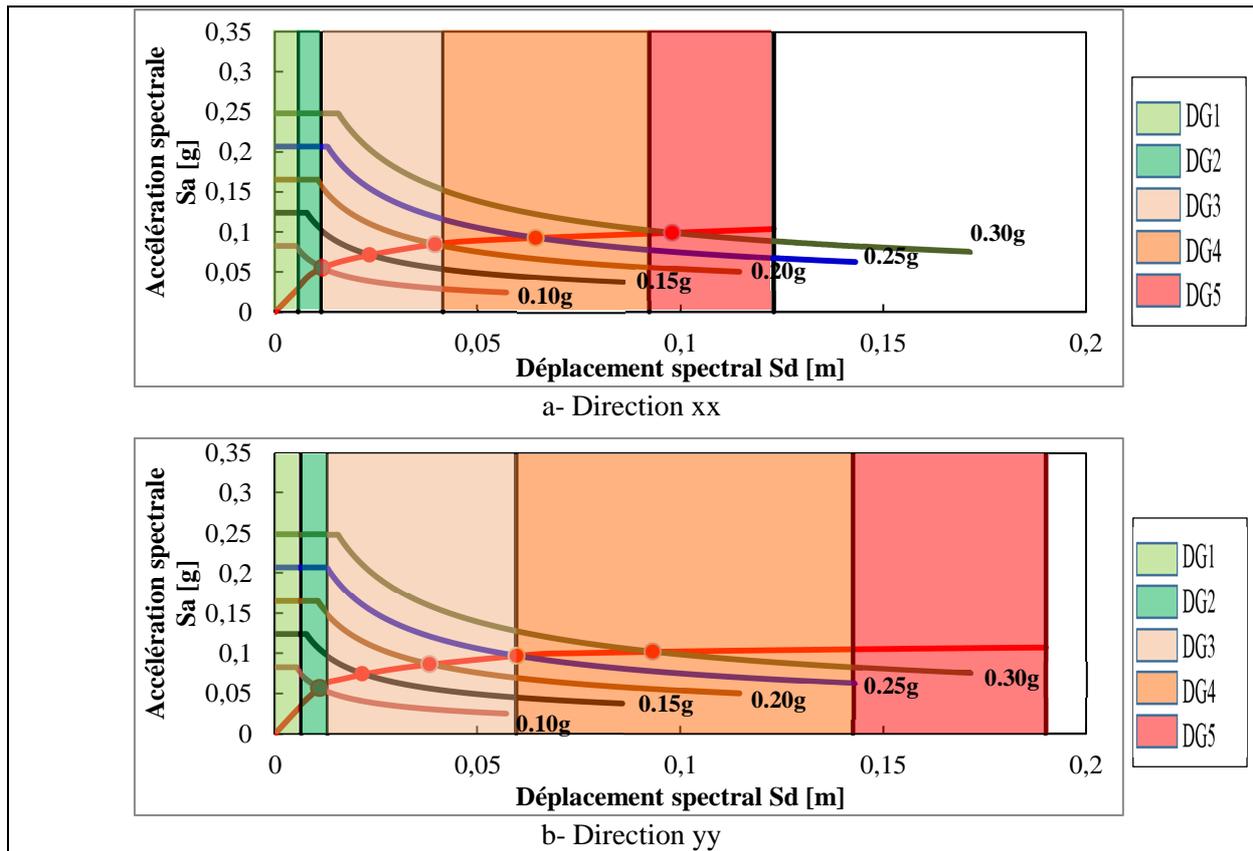


Figure 2.15. Modèle CPC55 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique

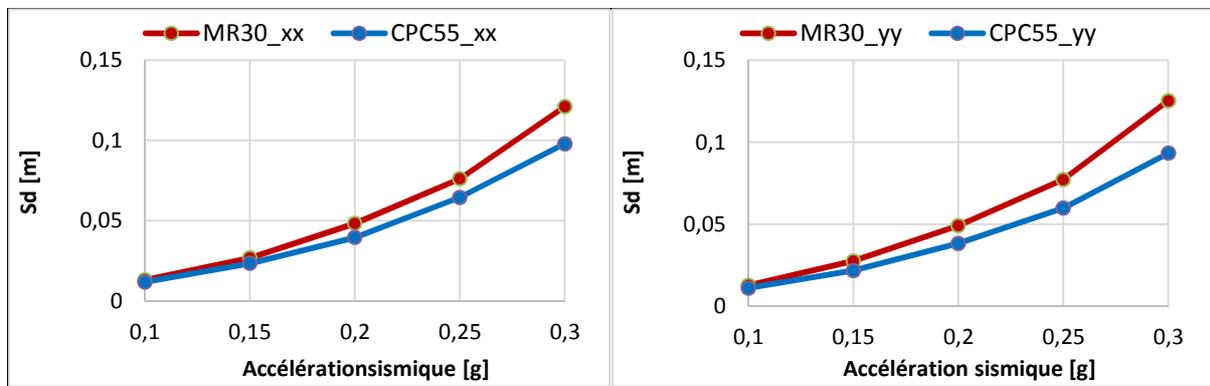


Figure 2.16. Modèles MR30 et CPC55 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

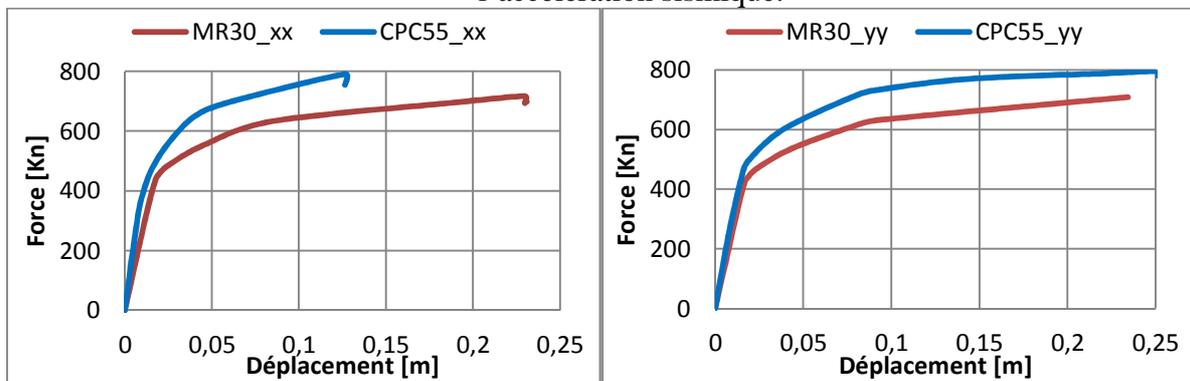


Figure 2.17. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et CPC55.

2.4.1.1.-d) récapitulation des résultats du modèle CPC

A	MR30 _{xx} (Sd [m])	CPC40 _{xx} (Sd [m])	Var/MR30 (%)	CPC50 _{xx} (Sd [m])	Var/MR30 (%)	CPC55 _{xx} (Sd [m])	Var/MR30 (%)
0,1	0,0130	0,0123	5	0,0116	11	0,0116	11
0,15	0,0266	0,0244	8	0,0227	15	0,0233	13
0,2	0,0481	0,0445	8	0,0397	17	0,0394	18
0,25	0,0760	0,0696	8	0,0607	20	0,0643	15
0,3	0,1209	0,1099	9	0,0945	22	0,0978	19
A	MR30 _{yy} (Sd [m])	CPC40 _{yy} (Sd [m])	Var/MR30 (%)	CPC50 _{yy} (Sd [m])	Var/MR30 (%)	CPC55 _{yy} (Sd [m])	Var/MR30 (%)
0,1	0,0126	0,0116	8	0,0111	12	0,0109	14
0,15	0,0275	0,0255	7	0,0235	14	0,0216	21
0,2	0,0490	0,0457	7	0,0417	15	0,0382	22
0,25	0,0771	0,0717	7	0,0628	19	0,0597	23
0,3	0,1251	0,1147	8	0,0958	2	0,0932	26

Tableau 2.3. Point de performance : Évolution chiffrée du modèle CPC par rapport à MR30

Modèles	Force [kN]	VARIATION CPC/MR30 en (%)	Déplacement [m]	VARIATION CPC/MR30 en (%)
MR30_x	716,201		0,23	
CPC40 _x	739,661	0.15	0,207	-0.1
CPC50 _x	802,588	12.06	0,201	-1.26
CPC55 _x	789,905	10.29	0,127	-44.78
MR30_{yy}	708,663		0,234	
CPC40 _{yy}	734,257	3.61	0,226	-3.42
CPC50 _x	783,617	10.58	0,243	3.85
CPC55 _x	795,784	12.3	0,252	7.69

Tableau 2.4. Capacité ultime : Évolution chiffrée du modèle CPC par rapport à MR30

2.4.1.2. Modèle CPA

Les dommages occasionnés pour les poteaux d'angles (poteaux de rive) sont localisés au niveau des nœuds. Les poutres de jonction avec ces nœuds n'ont pas subi de dommages visuels. Ce modèle concerne le renforcement de la section transversale (40x40, 50x50 et 55x55 cm²) des poteaux d'angles (Figure 2.18).

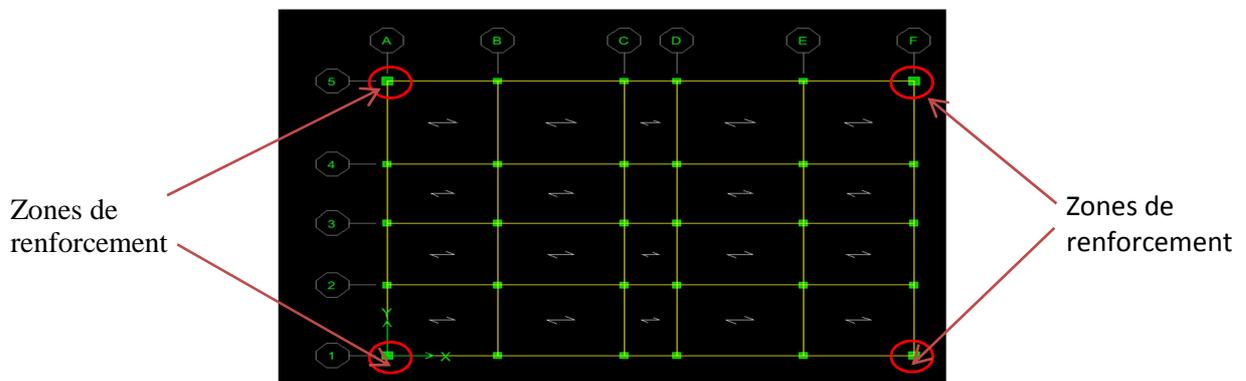


Figure 2.18. Schématisation en plan du modèle CPA

2.4.1.2.-a) Résultats du modèle CPA40 (Poteaux d'angles de section 40x40 cm²)

Le renforcement de la section transversale des poteaux d'angles (passant de 30x30 à 40x40 cm²) n'a pas apporté un changement qualitatif sur la vulnérabilité sismique de la structure (Figure 2.19). Le comportement des modèles CPA40 et CPC40 présente des similitudes, leur renfort n'a pas apporté une amélioration significative.

Les courbes de capacité (Figure 2.21) montrent que les déplacements ultimes suivant les deux directions sont presque identiques (de l'ordre de 0.23 [m]), correspondants à des forces ultimes avoisinantes de 754,744 [KN] (CPA40_xx) et 746,031 [KN] (CPA40_yy), soit environ 5 % de variation par rapport au modèle MR30 (Tableau 2.6).

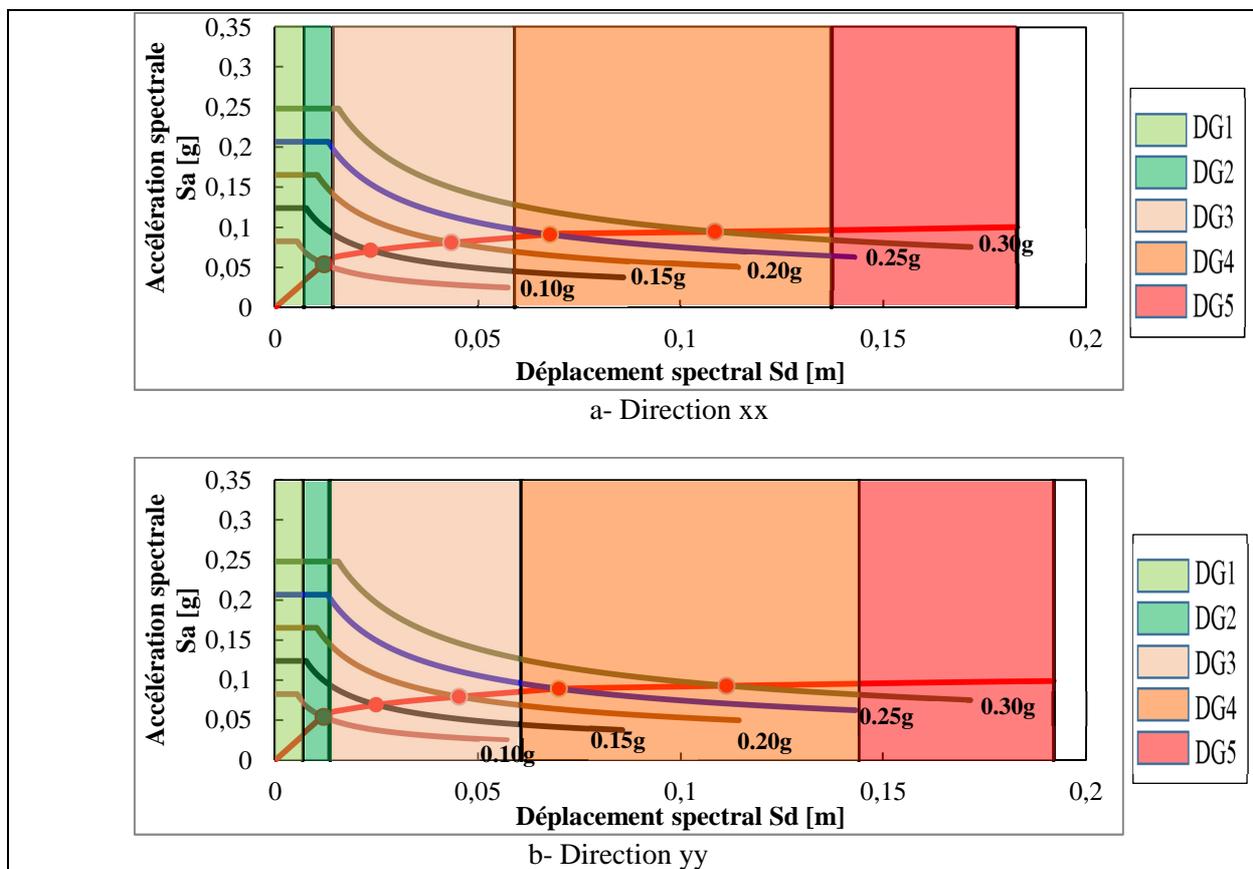


Figure 2.19. Modèle CPA40 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique

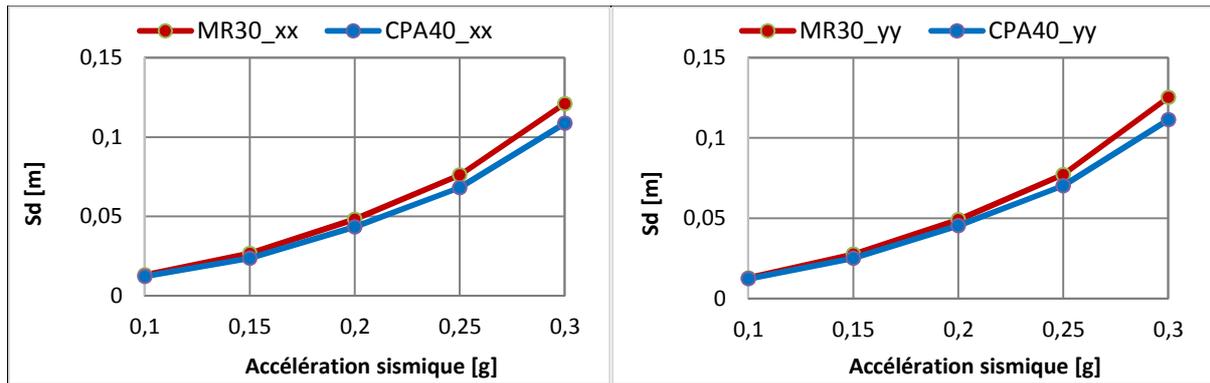


Figure 2.20. Modèles MR30 et CPA40 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

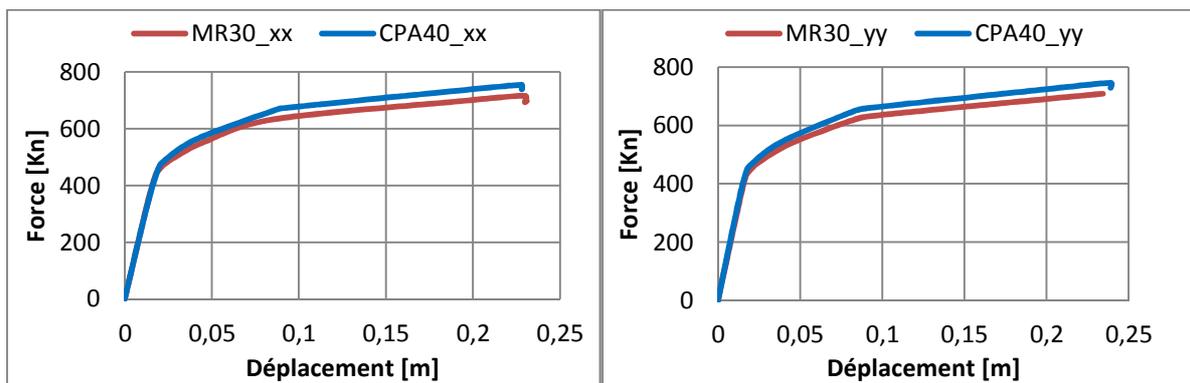


Figure 2.21. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et CPA40.

2.4.1.2.-b) Résultats du modèle CPA50 (Poteaux d'angles de section 50x50 cm²)

Le renforcement de la section transversale des poteaux d'angles (passant de 30x30 à 50x50 cm²) a permis une légère amélioration. Les dommages prévus sont toujours considérés dangereux, pour une accélération sismique égale à 0.30g (DG4). Les dommages sont relativement de moindre importance (DG3 et DG2) comparativement au modèle MR30, pour les accélérations inférieures à 0.30g (Figure 2.22).

L'évolution des points de performance (Figure 2.23) par rapport au modèle de référence MR30 est estimée à 20% et 22% suivant xx, 19% et 22% selon yy, pour des accélérations de 0.25g et 0.30g, respectivement. Pour la zone IIa, l'évolution étant de 13% globalement dans la structure (Tableau 2.5).

La figure 2.24 représente la superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et CPA50. La capacité ultime atteinte suivant xx est de 800,832 [KN] (soit une augmentation de 12%), correspondant à un déplacement de 0.26 [m] (soit une évolution de 13%). La force ultime relevée suivant yy est de 781.987 [KN] (amélioration de 10%), donnant un déplacement de 0.26 [m] (soit 11% de variation) (Tableau 2.6).

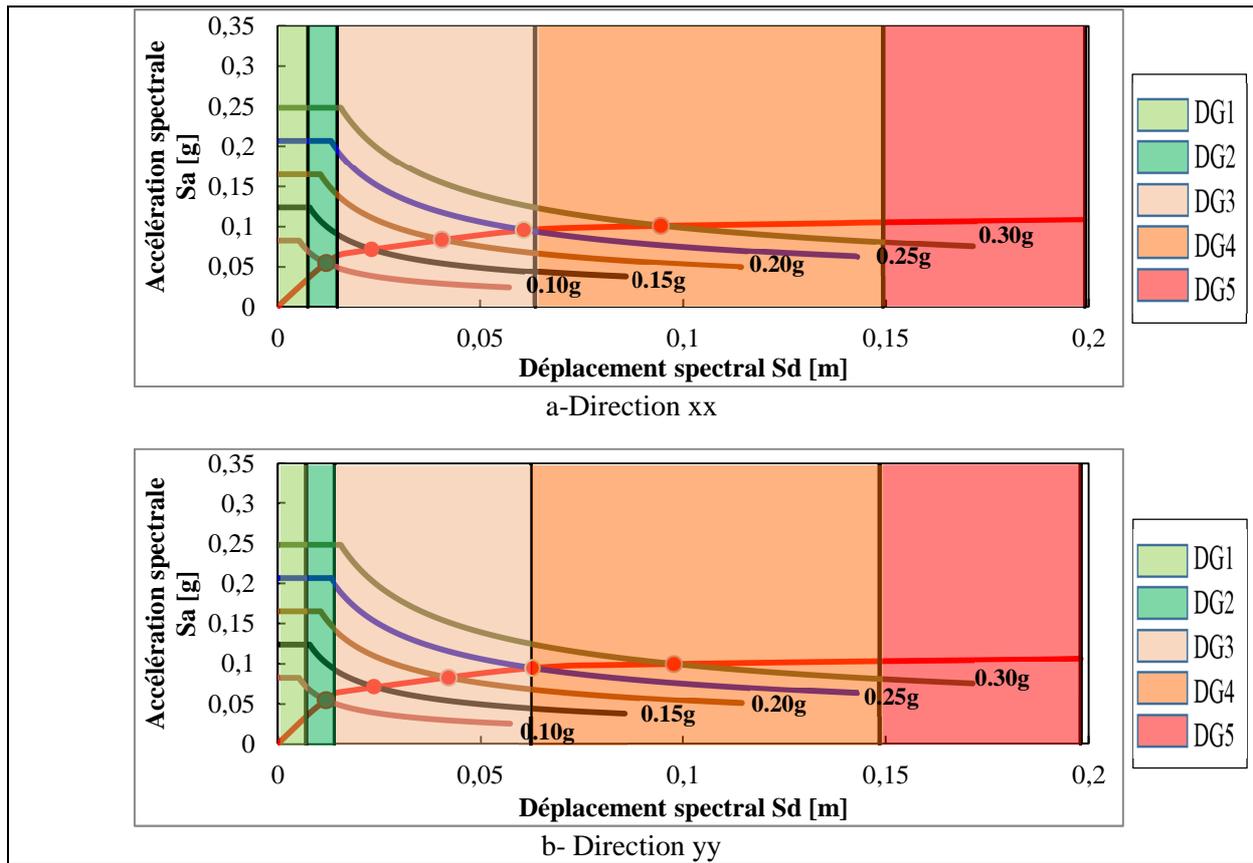


Figure 2.22. Modèle CPA50 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique

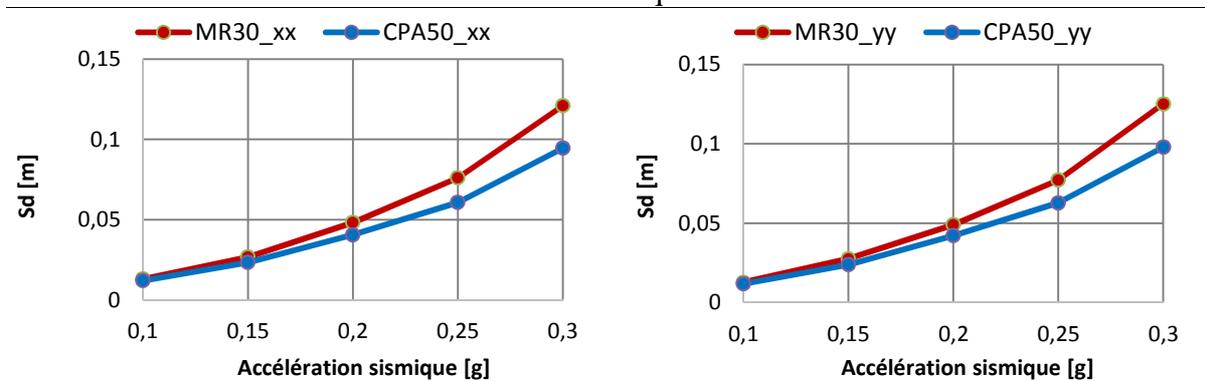


Figure 2.23. Modèles MR30 et CPA50 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

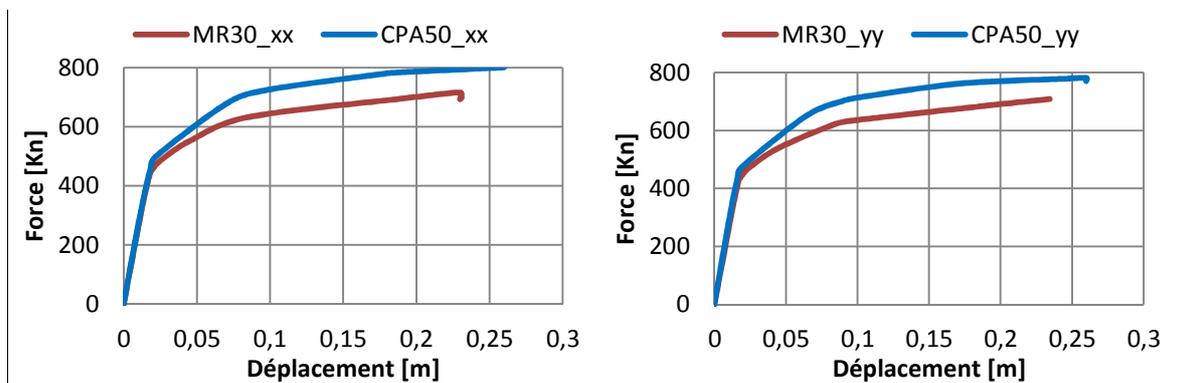


Figure 2.24. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et CPA50.

2.4.1.2.-c) Résultats du modèle CPA55 (Poteaux d'angles de section 55x55 cm²)

Bien que ce présent modèle CPA55 présente de meilleurs résultats que les deux derniers considérés (modèles CPA40 et CPA50), il n'en demeure qu'à cause des dommages irréversibles qu'il peut subir (le point de performance est localisé dans la zone Orange 4 pour une accélération sismiques de 0.30g), il est classé vulnérable (Figure 2.25).

Toutefois, ce modèle présente un meilleur comportement. Sa performance sismique a indéniablement progressé, comme l'illustre la localisation dans la bande de dommages DG3 (Orange 3), des points de performance pour les accélérations sismiques de 0.15g, 0.20g et 0.25g (l'accélération sismique de la zone d'implantation du bâtiment étant de 0.15g).

La figure 2.26 confirme globalement l'amélioration positive du point de performance. Ainsi pour une accélération de 0.25g, on note une variation de 22% et 21%, et pour 0.30g, elle est de l'ordre de 25% et 26%, suivant xx et yy respectivement (Tableau 2.5). Pour la zone IIa, elle est de 19% et 18% respectivement.

L'examen de la figure 2.27, indique une amélioration de la capacité et du déplacement ultimes suivant les deux directions. En termes de capacité, on note une augmentation estimée à 14% (valeur ultime de 813,001 [KN]) et 12% (Valeur ultime de 792,854 [KN]) suivant xx et yy, respectivement. En termes de déplacement, la variation est plus importante, atteignant les 20% (0.276 [m]) et 16% (0.271 [m]), respectivement (Tableau 2.6).

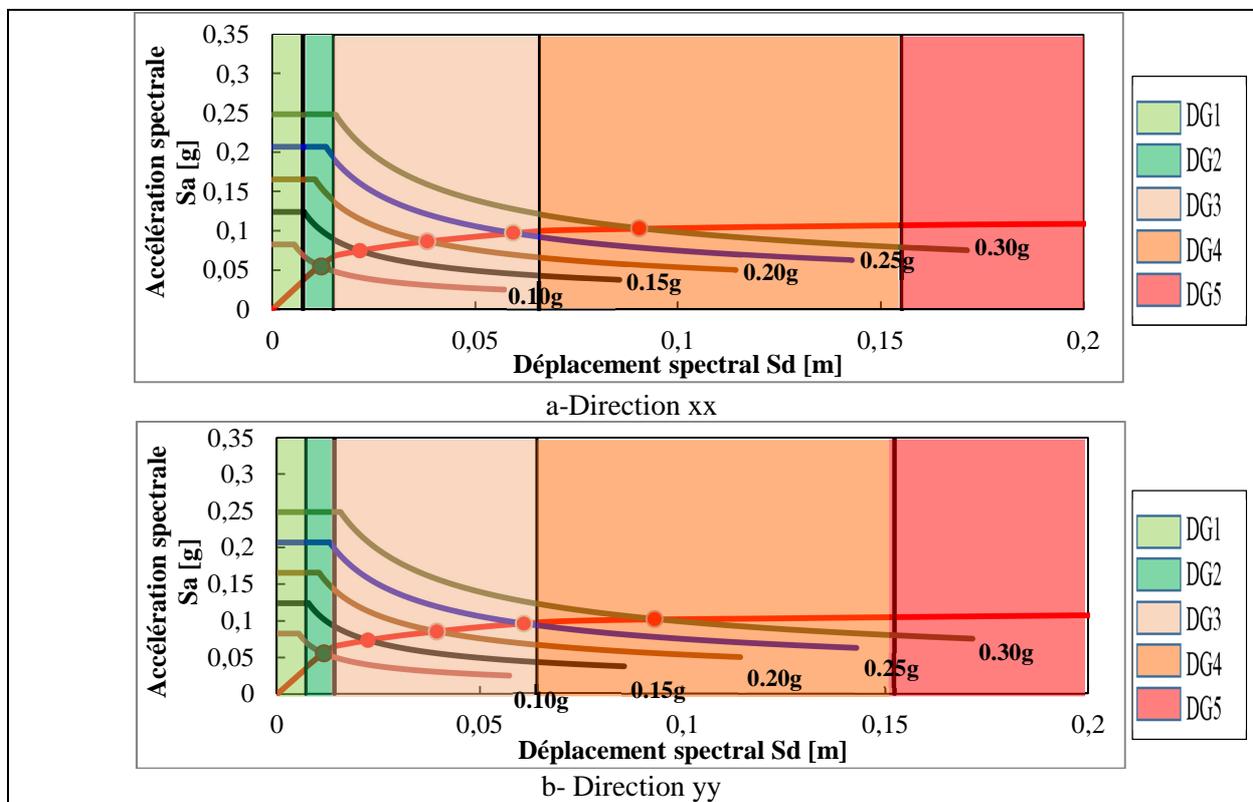


Figure 2.25. Modèle CPA55 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique

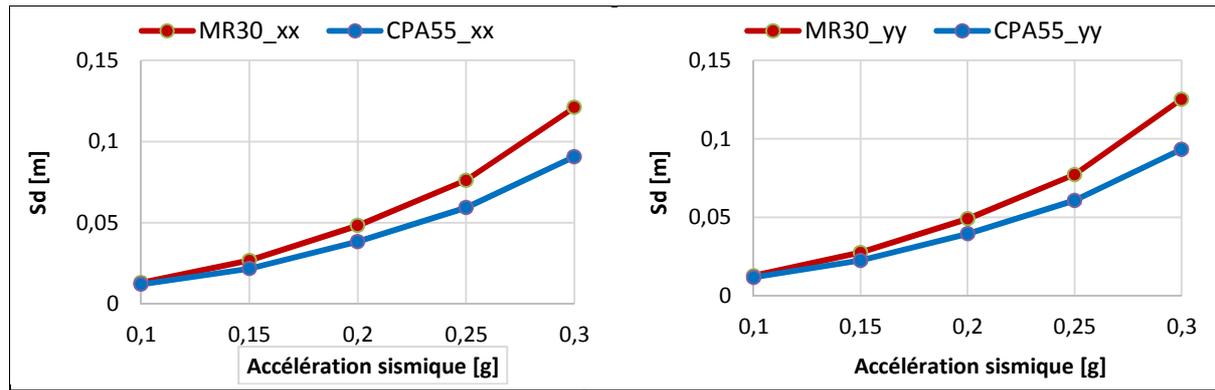


Figure 2.26. Modèles MR30 et CPA55 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

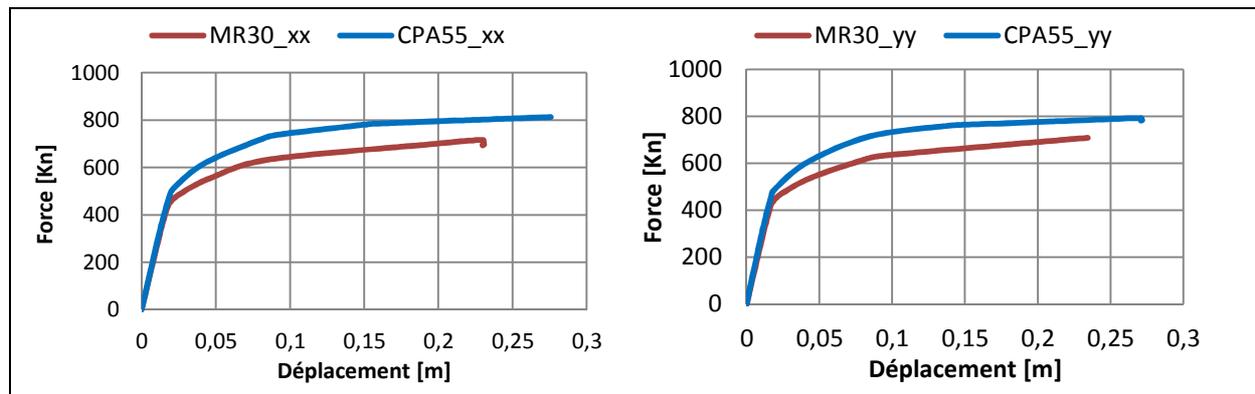


Figure 2.27. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et CPA55.

2.4.1.2.-d) récapitulation des résultats du modèle CPA

A	MR30_xx (Sd [m])	CPA40_xx (Sd [m])	Var/MR30 (%)	CPA50_xx (Sd [m])	Var/MR30 (%)	CPA55_xx (Sd [m])	Var/MR30 (%)
0,1	0,0130	0,0121	7	0,0119	8	0,0119	8
0,15	0,0266	0,0235	12	0,0233	13	0,0216	19
0,2	0,0481	0,0433	10	0,0405	16	0,0382	21
0,25	0,0760	0,0680	11	0,0607	20	0,0592	22
0,3	0,1209	0,1085	10	0,0945	22	0,0906	25

A	MR30_yy (Sd [m])	CPA40_yy (Sd [m])	Var/MR30 (%)	CPA50_yy (Sd [m])	Var/MR30 (%)	CPA55_yy (Sd [m])	Var/MR30 (%)
0,1	0,0126	0,0121	4	0,0118	7	0,0116	8
0,15	0,0275	0,0249	9	0,0238	13	0,0224	18
0,2	0,0490	0,0453	7	0,0421	14	0,0394	20
0,25	0,0771	0,0701	9	0,0628	19	0,0607	21
0,3	0,1251	0,1113	11	0,0978	22	0,0932	26

Tableau 2.5. Point de performance : Évolution chiffrée du modèle CPA par rapport à MR30

Modèles	Force [KN]	VARIATION CPA/MR30 en (%)	Déplacement [m]	VARIATION CPA/MR30 en (%)
MR30_x	716,201		0,23	
CPA40_x	754,744	5.4	0,228	-0.87
CPA50_x	800,832	11.82	0,26	13
CPA55_x	813,001	13.52	0,276	20
MR30_y	708,663		0,234	
CPA40_y	746,031	5.27	0,239	2.14
CPA50_y	781,987	10.29	0,26	11.11
CPA55_y	792,854	11.88	0,271	15.81

Tableau 2.6. Capacité ultime : Évolution chiffrée du modèle CPA par rapport à MR30

2.4.1.3. Modèle CPCA

Les modèles CPC et CPA n'ont pas donné de résultats satisfaisants en regard de la vulnérabilité souhaitée. Le modèle CPCA est en fait une superposition du renforcement des deux précédents (Figure 2.28).

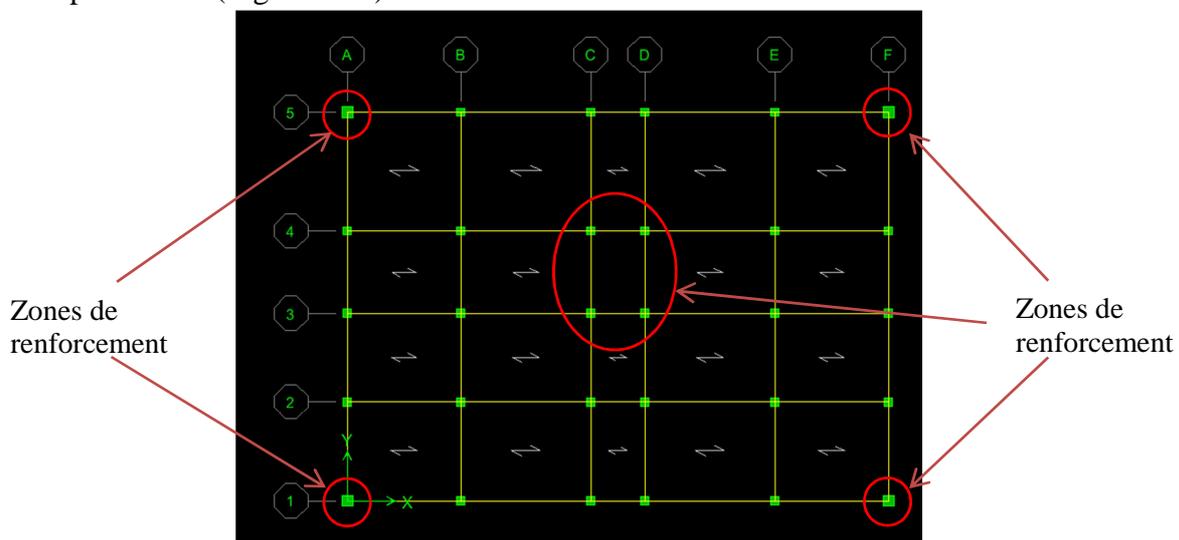


Figure 2.28. Schématisation en plan du modèle CPCA

2.4.1.3.-a) Résultats du modèle CPCA40 :

Le renforcement de la section transversale des poteaux d'angles et centraux (passant de 30x30 à 40x40 cm²) n'a pas apporté un changement escompté sur la vulnérabilité sismique de la structure (Figures 2.29 et 2.30). En fait l'usage de la section transversale de 40x40 cm² a donné des résultats pauvres pour tous les modèles étudiés ; à quelques différences près, les modèles CPC40, CPA40 et CPCA40 ont présenté un comportement comparable. La capacité ultime pour ce dernier modèle (Figure 2.31) a augmenté approximativement de 8% suivant les deux directions. La structure est vulnérable.

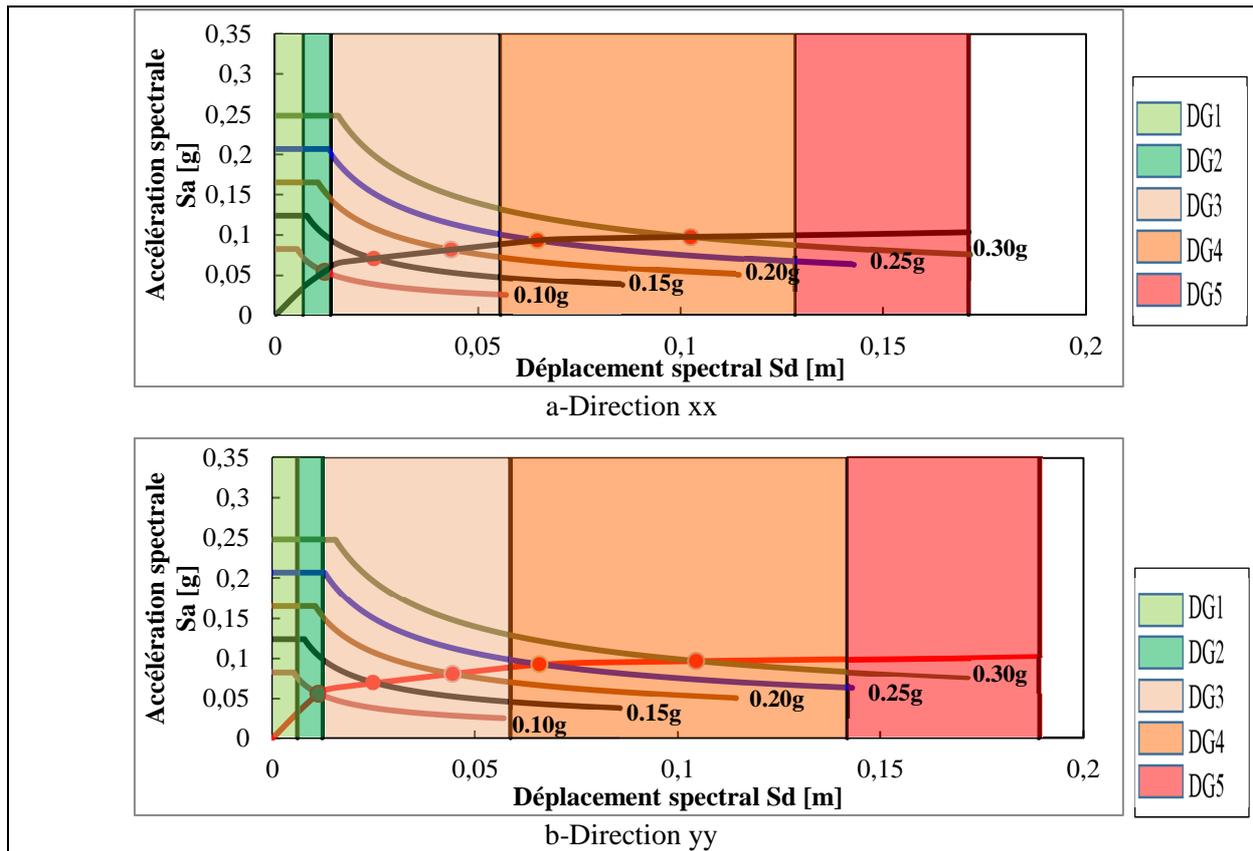


Figure 2.29. Modèle CPCA40 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique

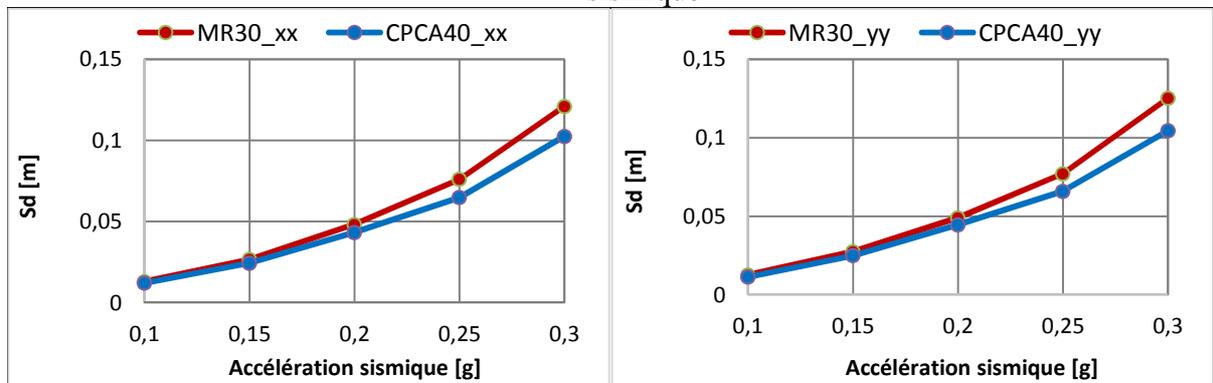


Figure 2.30. Modèles MR30 et CPCA40 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

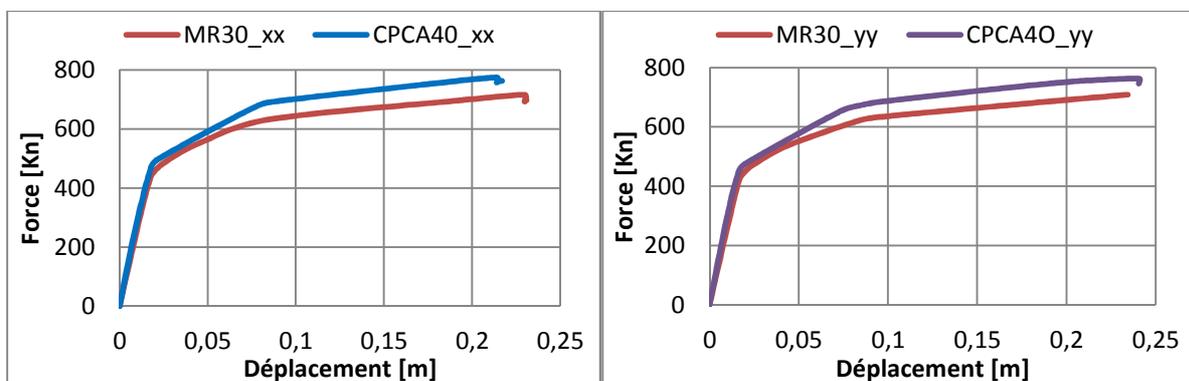


Figure 2.31. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et CPCA40.

2.4.1.3.-b) Résultats du modèle CPCA50

La figure 2.32 illustre la localisation des points de performance dans les bandes définissant les dommages éventuels que peut subir la structure sous les différentes accélérations sismiques. Il ressort que les dommages pouvant être irréversibles (orange 4 dans ce cas) sont dus uniquement à une accélération de 0.30g. Dans le cas de la zone IIa ($A = 0.15g$), les dommages peuvent être classés comme réversibles au vue du point de performance localisé dans le premier quart de la bande Orange3, alors que, pour une accélération de 0.10g, les dommages sont répertoriés dans la zone vert2 (DG2).

L'étude du point de performance (Figure 2.33), en comparaison au modèle de référence MR30, a montré une évolution assez favorable atteignant 35% suivant les deux directions, pour une accélération sismique de 0.30g. Elle est de 23% globalement pour la zone IIa (voir Tableau 2.7).

Ce modèle atteint une capacité ultime de 856,564 [KN] et 843,623 [KN] suivant les directions xx et yy correspondant à des déplacements de 0,24 [m] et 0,27 [m]. Cette augmentation de capacité de la structure est estimée globalement à 19% (Figure 2.34 et Tableau 2.8).

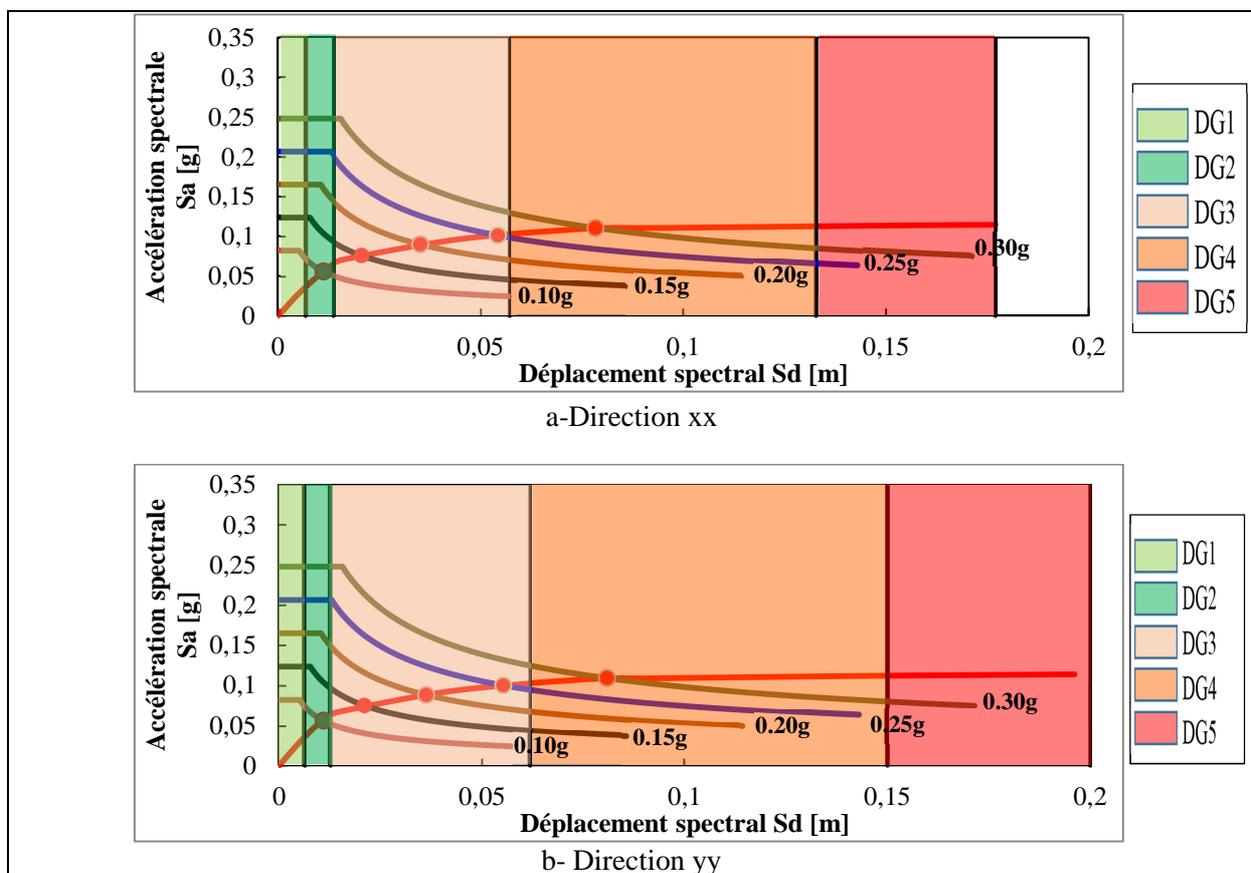


Figure 2.32. Modèle CPCA50 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique

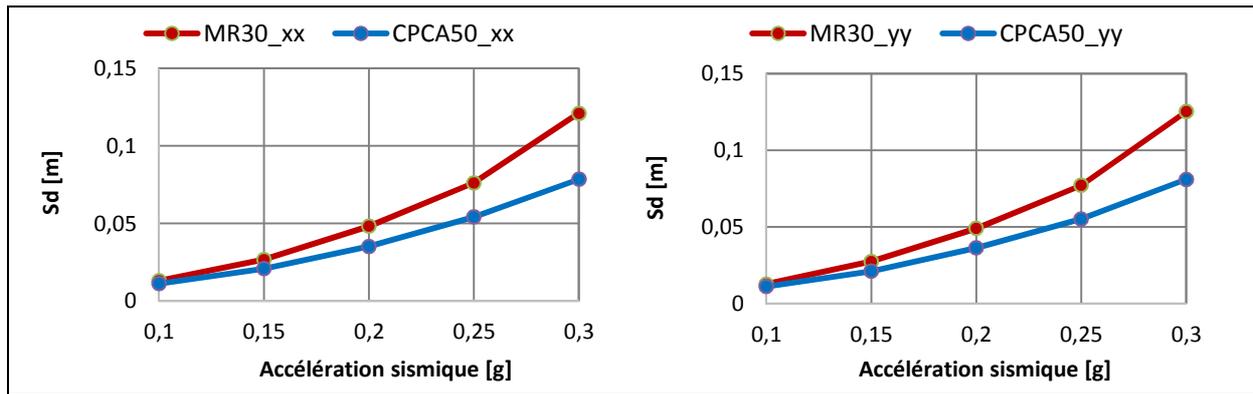


Figure 2.33. Modèles MR30 et CPCA50 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

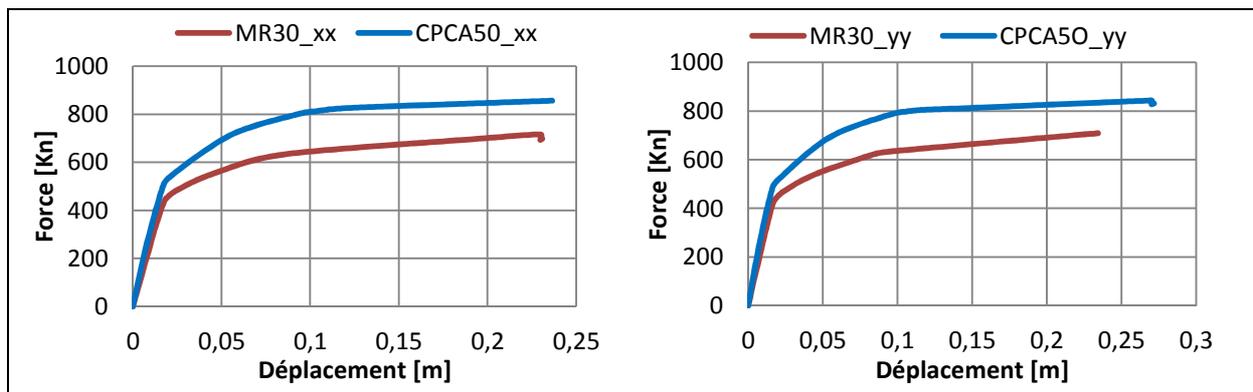


Figure 2.34. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et CPCA50.

2.4.1.3.-c) Résultats du modèle CPCA55 :

Le modèle CPCA55 présente un meilleur ratio en regard au comportement mécanique de la structure (l'étude économique n'étant pas prise en compte dans ce travail).

La figure 2.35 illustre l'évolution des dommages en fonction des différentes accélérations sismiques. On relève que par rapport à la zone sismique considérée (Zone IIa), les dommages peuvent être tolérés (point de performance localisé dans le premier « cinquième de la bande Orange3»). Cependant, malgré :

- l'évolution du point de performance assez significative par rapport au modèle MR30. 33% et 37% globalement, ont été relevés pour les accélérations sismiques de 0.25g et 0.30g, respectivement (Figure 2.36 et Tableau 2.7).
- L'accroissement de la capacité sismique ultime de la structure, de l'ordre de 22% (valeurs ultimes de 877.238 [KN] et 861.565 [KN] suivant xx et yy), par rapport au modèle MR30 (Figure 2.37 et Tableau 2.8).

La structure ne présente pas de garantie suffisante de sécurité pour les accélérations sismiques prépondérantes. Toutefois, elle peut être en service, particulièrement pour l'accélération sismique de 0.15g. L'évolution du point de performance est de l'ordre de 30%.

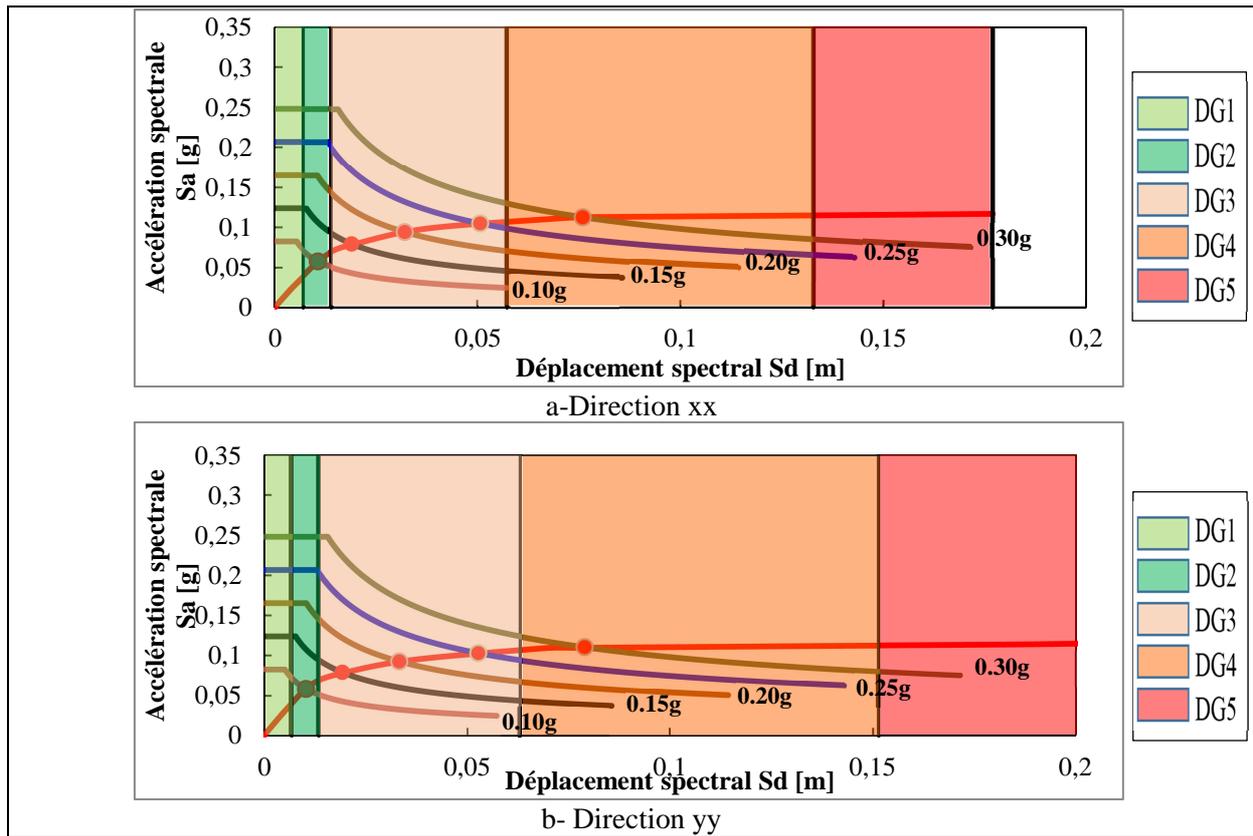


Figure 2.35. Modèle CPCA55 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique

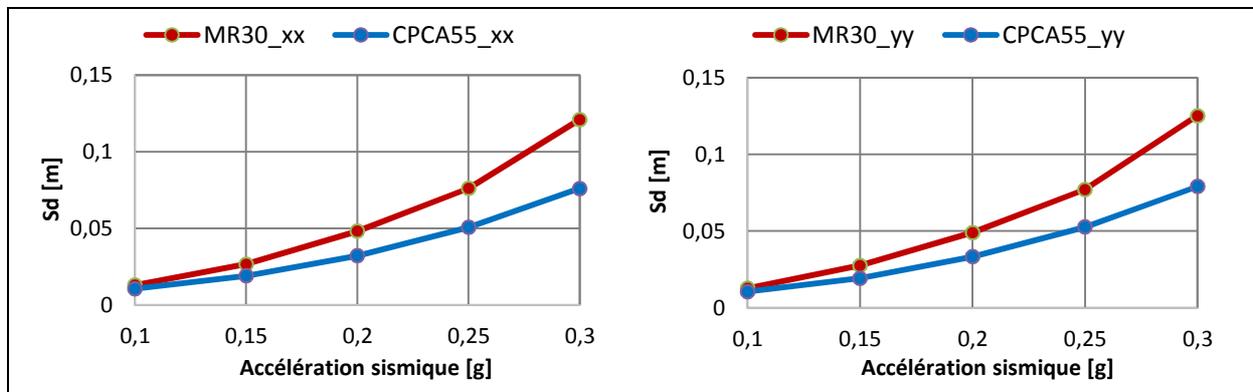


Figure 2.36. Modèles MR30 et CPCA55 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

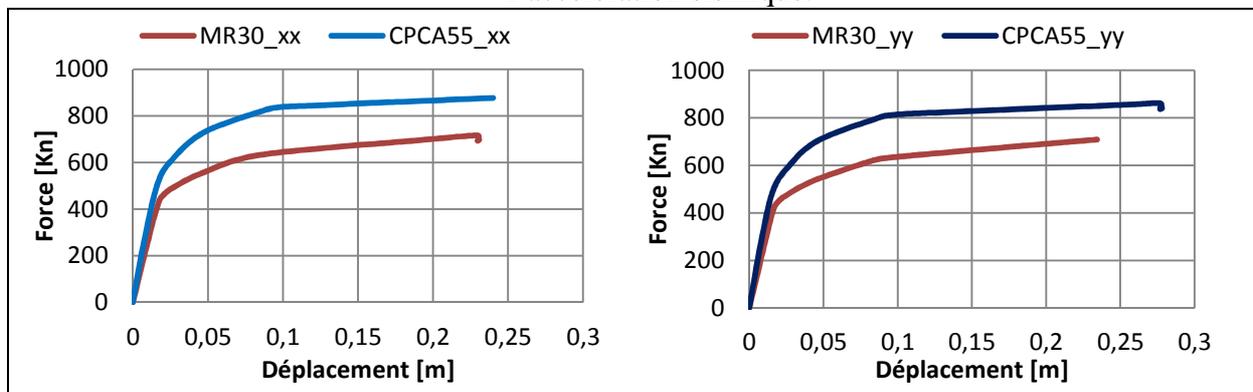


Figure 2.37. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et CPCA55.

2.4.1.3.-d) Récapitulation des résultats du modèle CPCA

A	MR30_xx (Sd [m])	CPCA40_xx (Sd[m])	Var/MR30 (%)	CPCA50_xx (Sd[m])	Var/MR30 (%)	CPCA55_xx (Sd[m])	Var/MR30 (%)
0,1	0,0130	0,0121	7	0,0111	15	0,0106	18
0,15	0,0266	0,0244	8	0,0208	22	0,0190	29
0,2	0,0481	0,0433	10	0,0351	27	0,0321	33
0,25	0,0760	0,0648	15	0,0541	29	0,0507	33
0,3	0,1209	0,1025	15	0,0785	35	0,0760	37
A	MR30_yy (Sd [m])	CPCA40_yy (Sd[m])	Var/MR30 (%)	CPCA50_yy (Sd[m])	Var/MR30 (%)	CPCA55_yy (Sd[m])	Var/MR30 (%)
0,1	0,0126	0,0113	11	0,0111	12	0,0104	17
0,15	0,0275	0,0249	9	0,0211	23	0,0192	30
0,2	0,0490	0,0445	9	0,0363	26	0,0333	32
0,25	0,0771	0,0659	15	0,0551	28	0,0526	32
0,3	0,1251	0,1045	17	0,0810	35	0,0791	37

Tableau 2.7. Point de performance : Évolution chiffrée du modèle CPCA par rapport à MR30

Modèles	Force [KN]	VARIATION CPCA/MR30 en (%)	Déplacement [m]	VARIATION CPCA/MR30 en (%)
MR30_x	716,201		0,23	
CPCA40_x	774,738	8.17	0,214	-6.96
CPCA50_x	856,564	19.6	0,237	3.04
CPCA55_x	877,236	22.49	0,240	4.35
MR30_y	708,663		0,234	
CPCA40_y	762,737	7.63	0,241	3
CPCA50_y	843,623	19.04	0,270	15.39
CPCA55_y	861,565	21.58	0,277	18.38

Tableau 2.8. Capacité ultime : Évolution chiffrée du modèle CPCA par rapport à MR30

2.4.1.4. Récapitulation des résultats des modèles de renforcements de poteaux.

Modèle	Accélération sismique				
	0.10g	0.15g	0.20g	0.25g	0.30g
MR30	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)	DG4 (Orange 4)	DG4 (Orange 4)
CPC40	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)	DG4 (Orange 4)	DG4 (Orange 4)
CPC50	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)	DG4 (Orange 4)	DG4 (Orange 4)
CPC55	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)	DG4 (Orange 4)	DG5 (Rouge 5)
CPA40	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)	DG4 (Orange 4)	DG4 (Orange 4)
CPA50	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)	DG4 (Orange 4)
CPA55	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)	DG4 (Orange 4)
CPCA40	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)	DG4 (Orange 4)	DG4 (Orange 4)
CPCA50	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)	DG4 (Orange 4)
CPCA55	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)	DG4 (Orange 4)

Tableau 2.9. Niveaux des dommages pressentis pour les modèles CP (renforcement des poteaux).

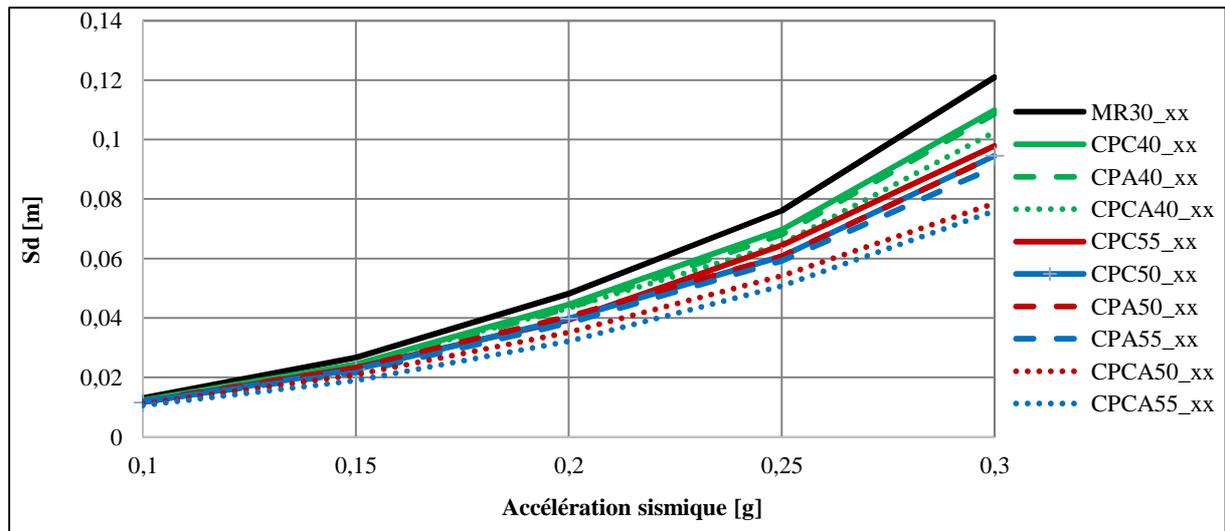


Figure 2.38. Évolution du point de performance : Superposition des courbes des modèles CP (renforcement de poteaux), suivant xx.

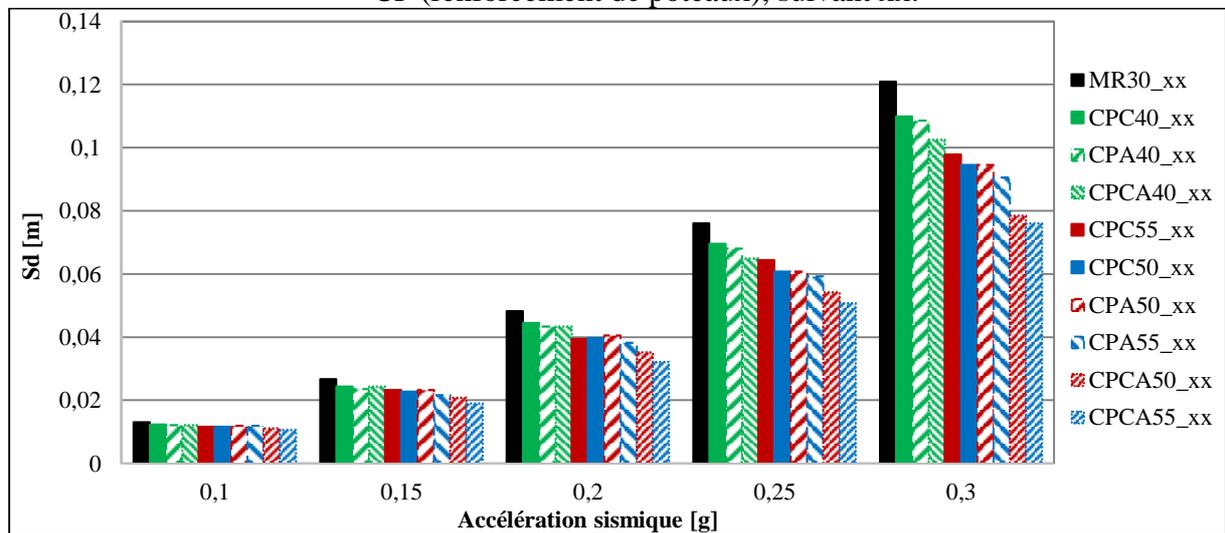


Figure 2.39. Évolution du point de performance : Histogramme des modèles CP (renforcement des poteaux), suivant la direction xx.

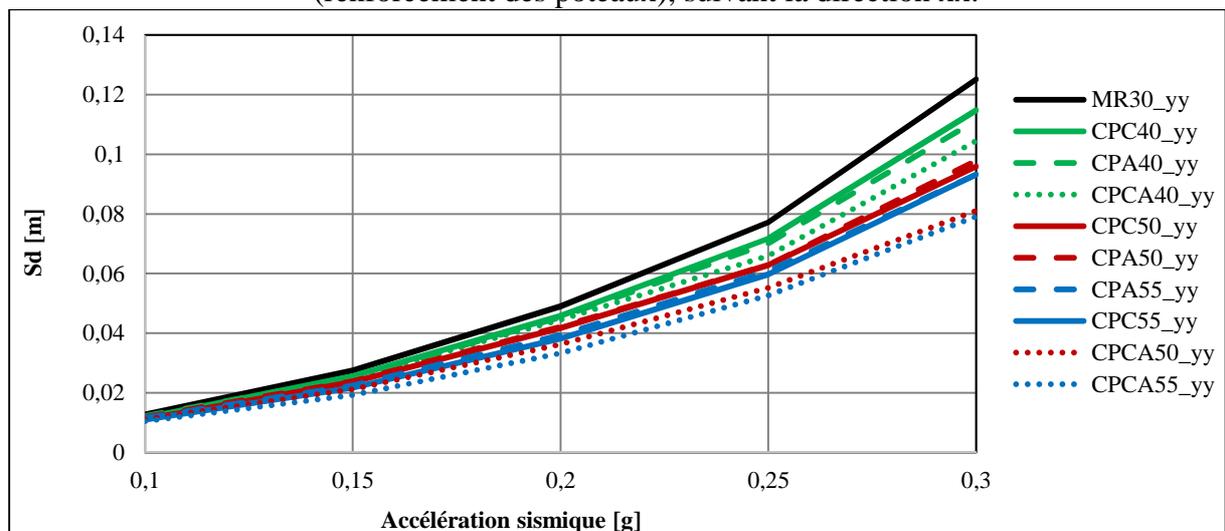


Figure 2.40. Évolution du point de performance : Superposition des courbes des modèles CP (renforcement de poteaux), suivant yy.

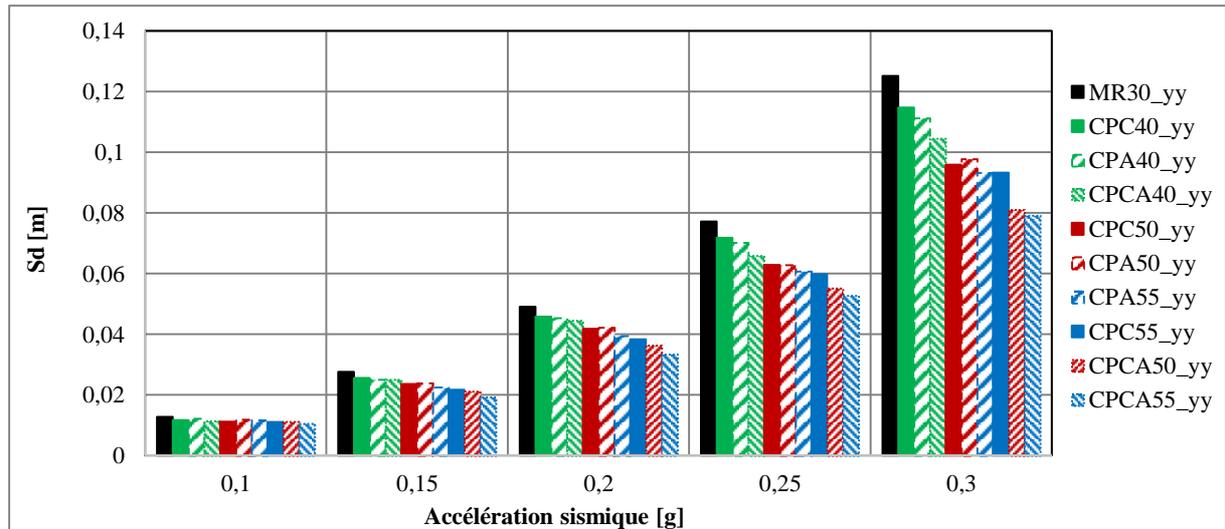


Figure 2.41. Évolution du point de performance : Histogramme des modèles CP (renforcement de poteaux), suivant la direction yy.

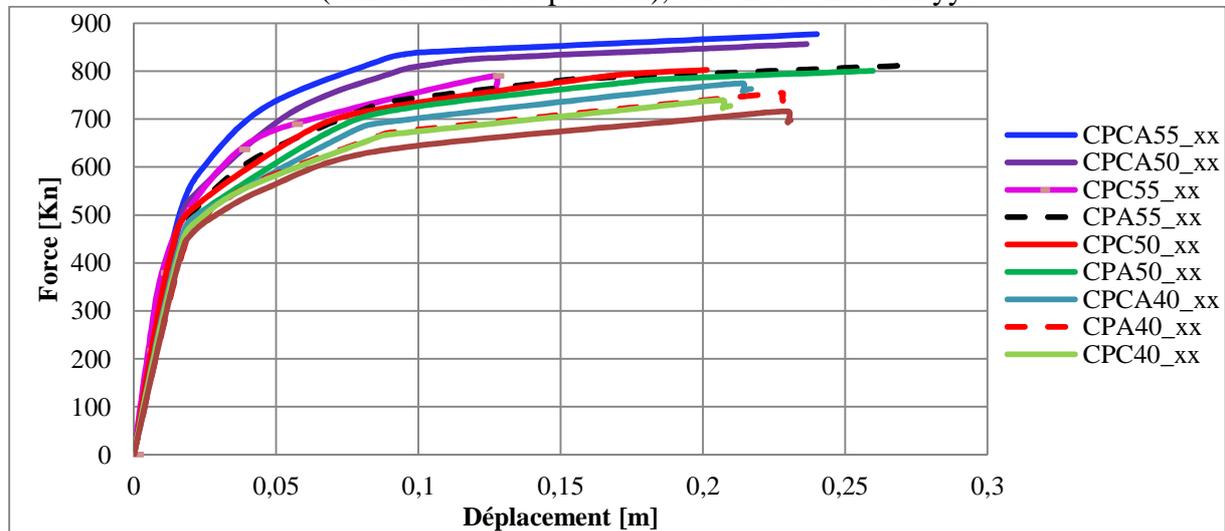


Figure 2.42. Superposition des courbes de capacité des modèles CP (renforcement des poteaux), suivant la direction xx

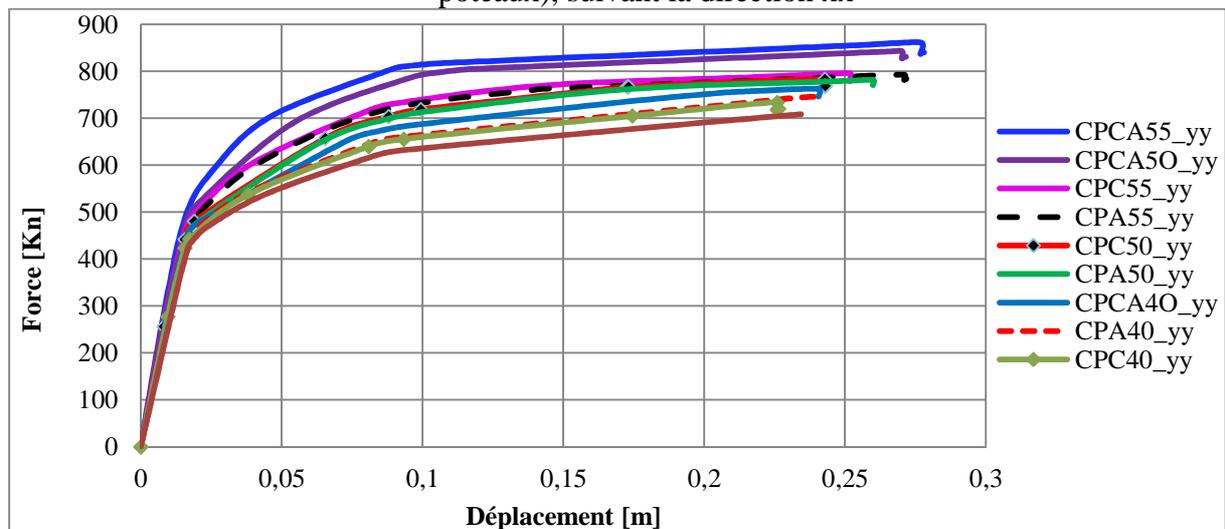


Figure 2.43. Superposition des courbes de capacité des modèles CP (renforcement des poteaux), suivant la direction yy.

2.4.1.5. Conclusion relative au renforcement des poteaux

Malgré la nature du renfort et l'emplacement des éléments renforcés, la structure reste vulnérable, spécialement pour des accélérations prépondérantes. Le renforcement des poteaux a débouché sur les points suivants en considérant les dommages, le point de performance et la capacité ultime de la structure :

1. Du point de vue des dommages (Tableau 2.9) :

- La structure est conforme pour une seule accélération sismique (0.10g). les dommages sont localisés dans la bande DG2 (Vert 2).
- Pour des accélérations sismiques modérées, dont la zone IIa (accélération sismique de 0.15g), les dommages prévus pour tous les modèles, sont classés dans la bande DG3 (Orange 3). La structure est sujette à des dommages importants, mais ne nécessitant pas l'évacuation des locataires.
- Les trois modèles CPC, CPA et CPCA, différents par l'emplacement du renfort et de section variable ont donné une amélioration non significative pour l'accélération de 0.30g. Les dommages sont irréversibles. Le bâtiment est vulnérable.
- Les modèles CPC40, CPA40 et CPCA40 n'ont apporté aucun changement notable relatif au comportement mécanique global de la structure.
- Le modèle CPC est de loin le moins performant.

2. Du point de vue de l'évolution du point de performance (Figures 2.38 à 2.41) :

- La performance sismique de tous les modèles est satisfaite pour la plus faible des accélérations sismiques envisagées ($A=0.10g$). Le point de performance de la structure étant localisé dans la bande de dommages Vert 2 (DG2).
- Le modèle CPCA55 émerge comme la conception la plus performante en termes de performance sismique (Évolution de 37% du point de performance), mais reste néanmoins inefficace car la structure peut subir des dommages irréversibles.
- L'évolution du point de performance n'est pas probante car limitée à l'intérieur de chaque bande de dommages.
- Les dommages, relatifs à la zone IIa (accélération sismique de 0.15g), peuvent être tolérés pour le modèle CPCA55 (le point de performance étant localisé dans le premier « cinquième de la bande DG3).

3. Du point de vue de capacité (Figures 2.42 et 2.43) :

Le modèle CPCA55 émerge comme la conception la plus performante. Une augmentation de l'ordre de 22% de la capacité ultime a été relevée. La valeur maximale de celle-ci étant de 877.236 [KN].

Le comportement de la structure a été influencé par l'augmentation du poids de la structure occasionnée par la variation de la section transversale des éléments verticaux. Le renforcement de la section transversale des poteaux ne présente pas une solution de confortement adéquate pour la structure considérée. D'autres solutions doivent être proposées.

2.4.2. Cas de renforcement des poutres

L'orientation vers le renforcement des poutres est véhiculée par la nécessité d'apporter un supplément de rigidité aux différents portiques. Au cours de ces travaux nous avons relevé l'apparition de rotules plastiques dans les poutres (Bien que les dommages ne fussent pas visibles lors de l'examen sur site). Les rotules plastiques sont étroitement liées au dimensionnement de la section transversale [Louzai A. et all, 2014], [ATC40 1996] de l'élément considéré et ainsi qu'à son ferrailage [RPA 2003]. Le choix s'est porté donc sur la variation de la section transversale des poutres tout en assurant un ferrailage adéquat pour chacune d'elle.

Dans un premier temps, les poutres du modèle de référence (MR30) ont été renforcées. Ainsi, cinq (05) conceptions différentes par la section transversale (poutre de 30x40 ; poutre 30x45 ; et poutre 30x50) et par le pourcentage d'acier utilisé (0.57% ; 0.7% ; 0.5% ; 0.62% et 0.56%) ont été introduites (voir tableau 3.2). Ensuite, la poutre de 30x50 [cm²] a été introduite dans les modèles CPCA précédents pour concevoir trois autres types à savoir : CPCA40-p30x50 (056%) ; CPCA50-p30x50 (056%) ; et CPCA55-p30x50 (0.56%).

2.4.2.1. Modèle MR30-p30x40

Deux modèles sont conçus, différents par la section d'armatures utilisée. Dans le premier, la section des poutres du modèle de référence MR30 est passée à 30x40 [cm²], avec un ferrailage de 6HA12 représentant un pourcentage de 0.57% (MR30-p30x40 (0.57%)). Le ferrailage minimal réglementaire pour la zone sismique considérée étant de 0.5% (RPA 2003). Dans le second, le pourcentage d'armature utilisé est augmenté à 0.7% (Tableau 3.2), pour évaluer l'influence du ferrailage sur le comportement global de la structure.

2.4.2.1.-a) Résultats du modèle MR30-p30x40 (0.57%)

Le premier cas de renforcement des poutres, relatif au modèle de référence MR30, débouche globalement sur les mêmes résultats (Figure 2.44). La vulnérabilité n'a pas évolué,

les dommages occasionnés sont de même nature. Les dommages sont importants, exception faite pour l'accélération sismique de 0.10g, où ceux-ci sont classés dans la zone vert 2 (DG2).

L'évolution du point de performance relative à la zone IIa est de 11% globalement (Figure 2.45, Tableaux 2.10 et 2.11), mais cette variation s'inscrit à l'intérieur de la bande Orange 3 ; par conséquent, les dommages sont considérés comme importants.

L'examen de la courbe de capacité confirme le diagnostic, on relève une augmentation globale de 10% (Figure 2.46 et Tableau 2.12).

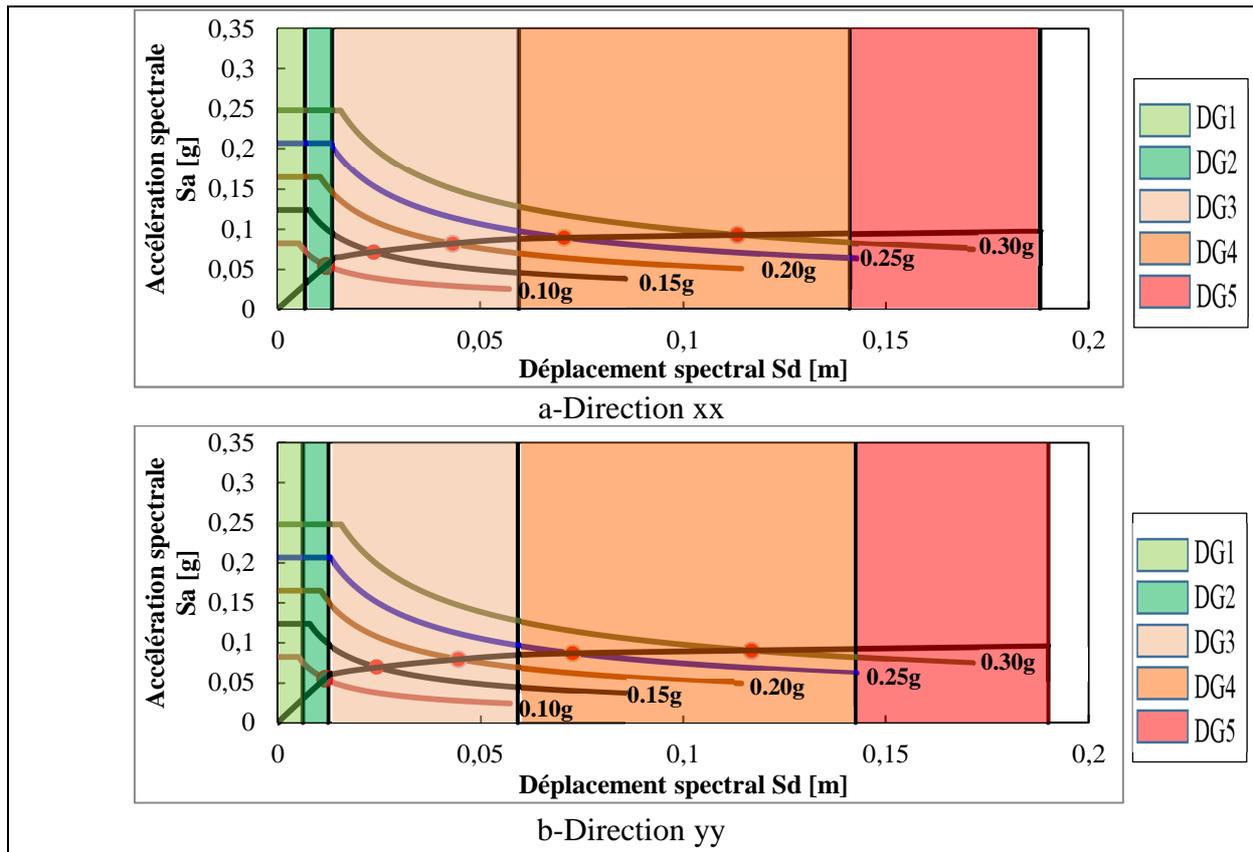


Figure 2.44. Modèle MR30-p30x40 (0,57%) : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique.

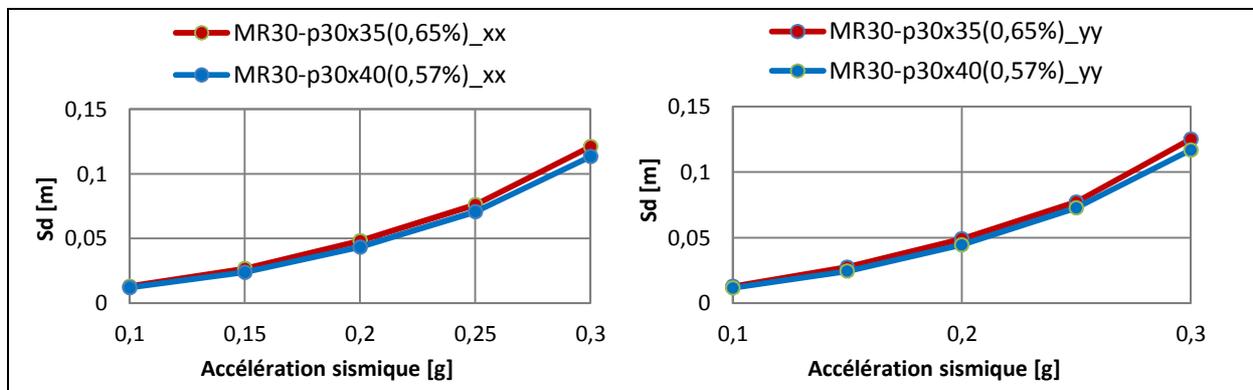


Figure 2.45. Modèles MR30-p30x35 (0,65%) et MR30-p30x40 (0,57%) : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

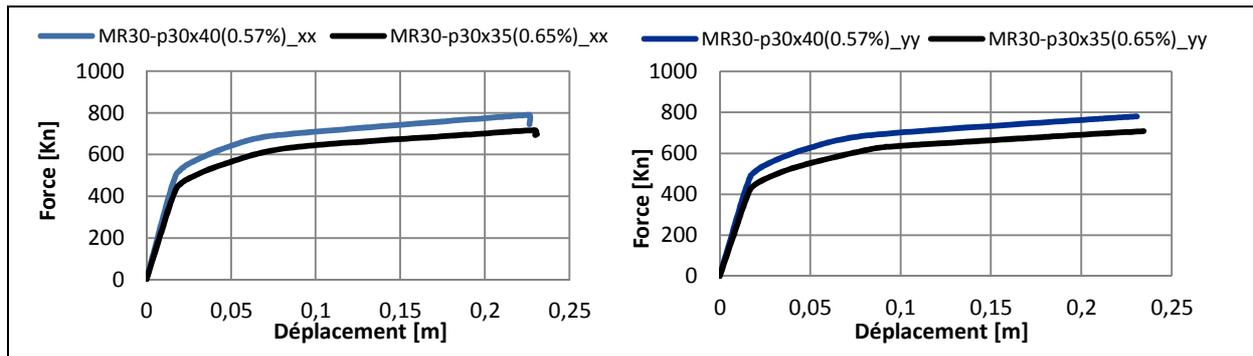


Figure 2.46. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30-p30x35 (0.65%) et MR30-p30x40 (0.57%)

2.4.2.1.-b) Résultats du modèle MR30-p30x40 (0.7%)

La figure 2.47 illustre une légère amélioration (mais non suffisante) de la performance sismique de l'ouvrage. L'accélération sismique de 0.25g provoque des dommages pouvant être classés dans la zone Orange 3. Malgré une augmentation de la section d'armatures de 24.19%, par rapport aux deux modèles précédents, la structure reste vulnérable.

Certes, la localisation des points de performance a évolué, elle atteint même les 31% pour une accélération sismique de 0.15g (Figure 2.48, Tableaux 2.10 et 2.11), la capacité ultime s'est améliorée de 26% (figure 2.49 et Tableau 2.12), mais la performance sismique de l'ouvrage n'a pas atteint un niveau de conformité en regard de la réglementation en vigueur.

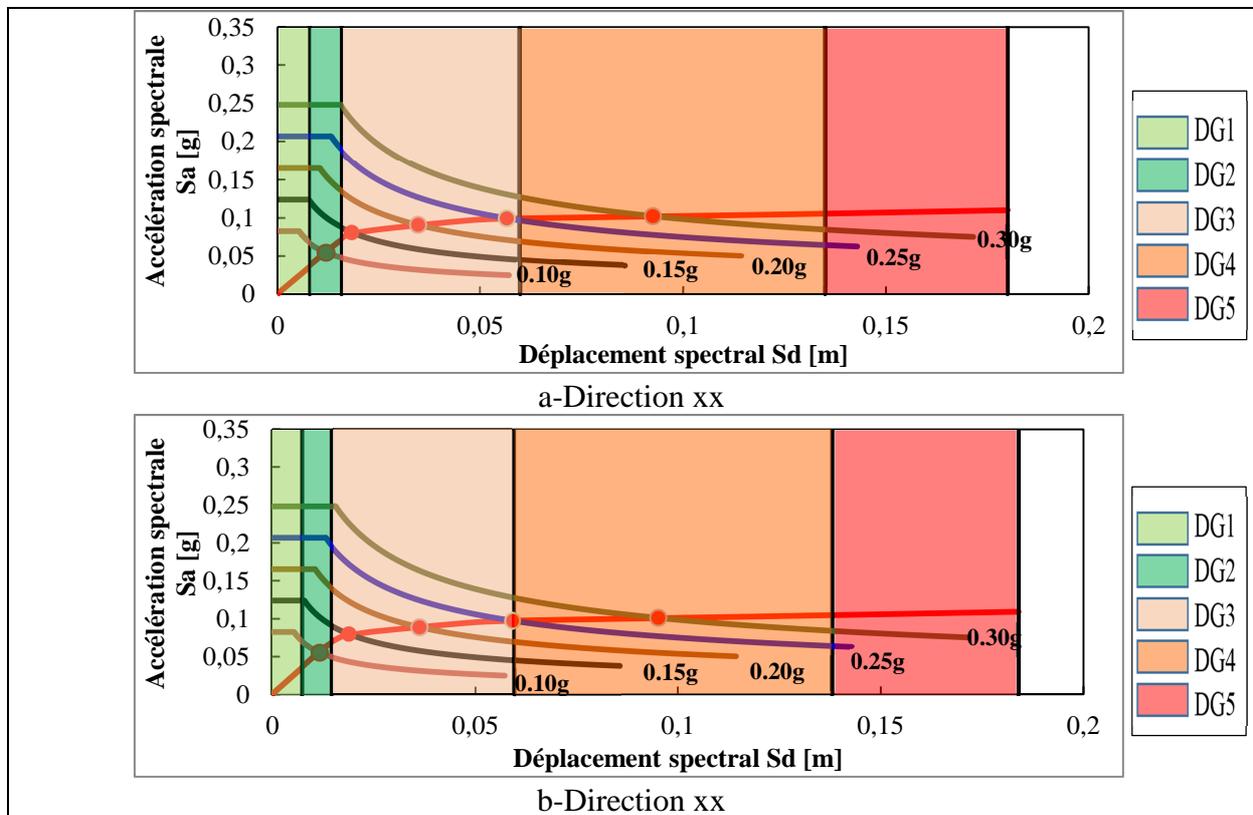


Figure 2.47. Modèle MR30-p30x40 (0.7%) : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique.

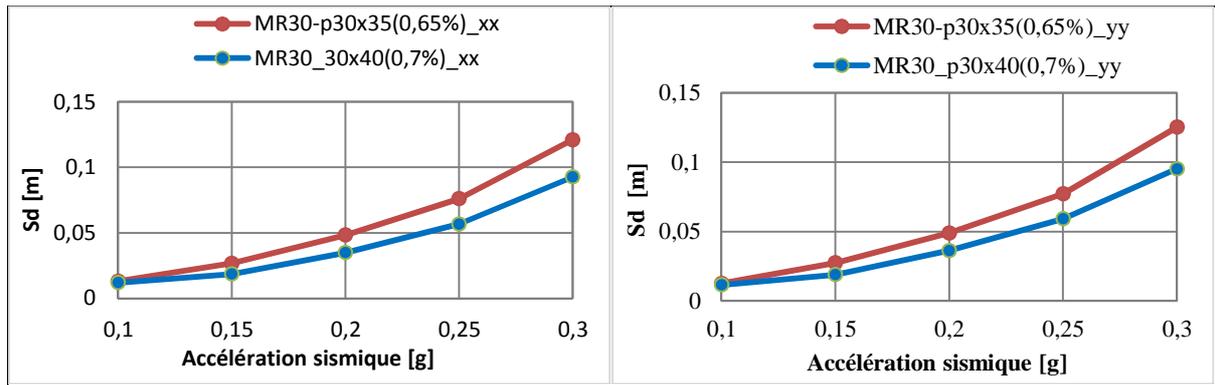


Figure 2.48. Modèles MR30-p30x35 (0.65%) et MR30-p30x40 (0.7%) : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

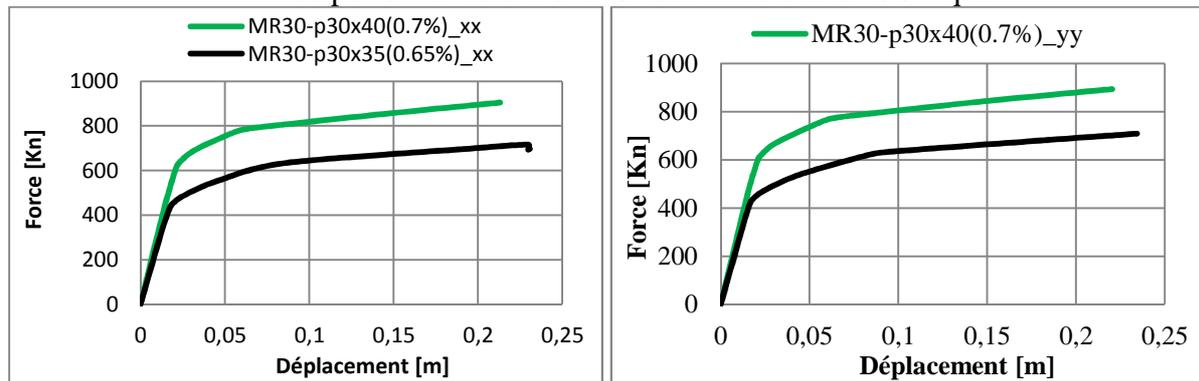


Figure 2.49. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30-p30x35 (0.65%) et MR30-p30x40 (0.7%)

2.4.2.1.-c) Récapitulation des résultats du modèle MR30-p30x40

A	MR30 p30x35 (0,65%) _{xx} (Sd [m])	MR30 p30x40 (0,57%) _{xx} (Sd [m])	Var./MR30 (%)	MR30 30x40(0,7%) _{xx} (Sd [m])	Var./MR30 (%)
0,10	0,0130	0,0119	8	0,0119	8
0,15	0,0266	0,0238	11	0,0185	31
0,20	0,0481	0,0433	10	0,0348	28
0,25	0,0760	0,0706	7	0,0566	25
0,30	0,1209	0,1133	6	0,0925	23

Tableau 2.10. Point de performance : Évolution chiffrée suivant xx, du modèle MR30 (avec des poutres de 30x40 [cm²]).

A	MR30 p30x35 (0,65%) _{yy} (Sd [m])	MR30 p30x40 (0,57%) _{yy} (Sd [m])	Var./MR30 (%)	MR30 30x40 (0,7%) _{yy} (Sd [m])	Var./MR30 (%)
0,10	0,0126	0,0116	8	0,0116	8
0,15	0,0275	0,0244	11	0,0190	31
0,20	0,0490	0,0445	9	0,0363	26
0,25	0,0771	0,0728	6	0,0592	23
0,30	0,1251	0,1168	7	0,0952	24

Tableau 2.11. Point de performance : Évolution chiffrée suivant yy, du modèle MR30 (avec des poutres de 30x40 [cm²]).

Modèle	Force [KN]	Var./MR30 (%)	Déplacement Correspondant [m]	Var./MR30 (%)
MR30-p30x35 (0.65%)_xx	716,201		0,2298	
MR30-p30x40 (0.57%)_xx	790,0897	10%	0,2264	-1%
MR30-p30x40 (0.7%)_xx	904,5742	26%	0,2133	-7%
MR30-p30x35 (0.65%)_yy	708,6631		0,2344	
MR30-p30x40 (0.57%)_yy	780,4125	10%	0,2307	-2%
MR30-p30x40 (0.7%)_yy	893,5699	26%	0,2205	-6%

Tableau 2.12. Capacité ultime : Évolution chiffrée du modèle MR30-p30x40 (renforcement des poutres) par rapport au modèle de référence MR30.

2.4.2.2. Modèle MR30-p30x45

L'objectif de cette partie des travaux est d'essayer d'améliorer le modèle MR30-p30x40 précédent qui n'a pas donné de résultats escomptés. Ainsi, la hauteur de la section transversale de la poutre a été augmentée jusqu'à 45 [cm], tout en assurant un ferrailage conséquent. Deux cas sont présentés, l'un avec une section d'armature de 6HA12 (0.5%) correspondant au ferrailage minimal réglementaire, l'autre de 4HA14+2HA12 (0.62%) pour estimer l'influence apportée par les aciers.

2.4.2.2.-a) Résultats du modèle MR30-p30x45 (0.5%)

La section brute de béton n'a apparemment pas d'influence à ce stade sur le comportement global de la structure. Les dommages relevés pour ce modèle (Figure 2.50) sont similaires à ceux des modèles MR30-p30x55 (0.65%) et MR30-p30x40 (0.57%). Le même ferrailage (6HA12) a été utilisé pour ces trois modèles.

L'évolution du point de performance (Figure 2.51, Tableaux 2.10 et 2.11) et la variation de la capacité sismique ultime (Figure 2.52 et Tableau 2.12), est sans considération du moment que la performance souhaitée n'est pas atteinte.

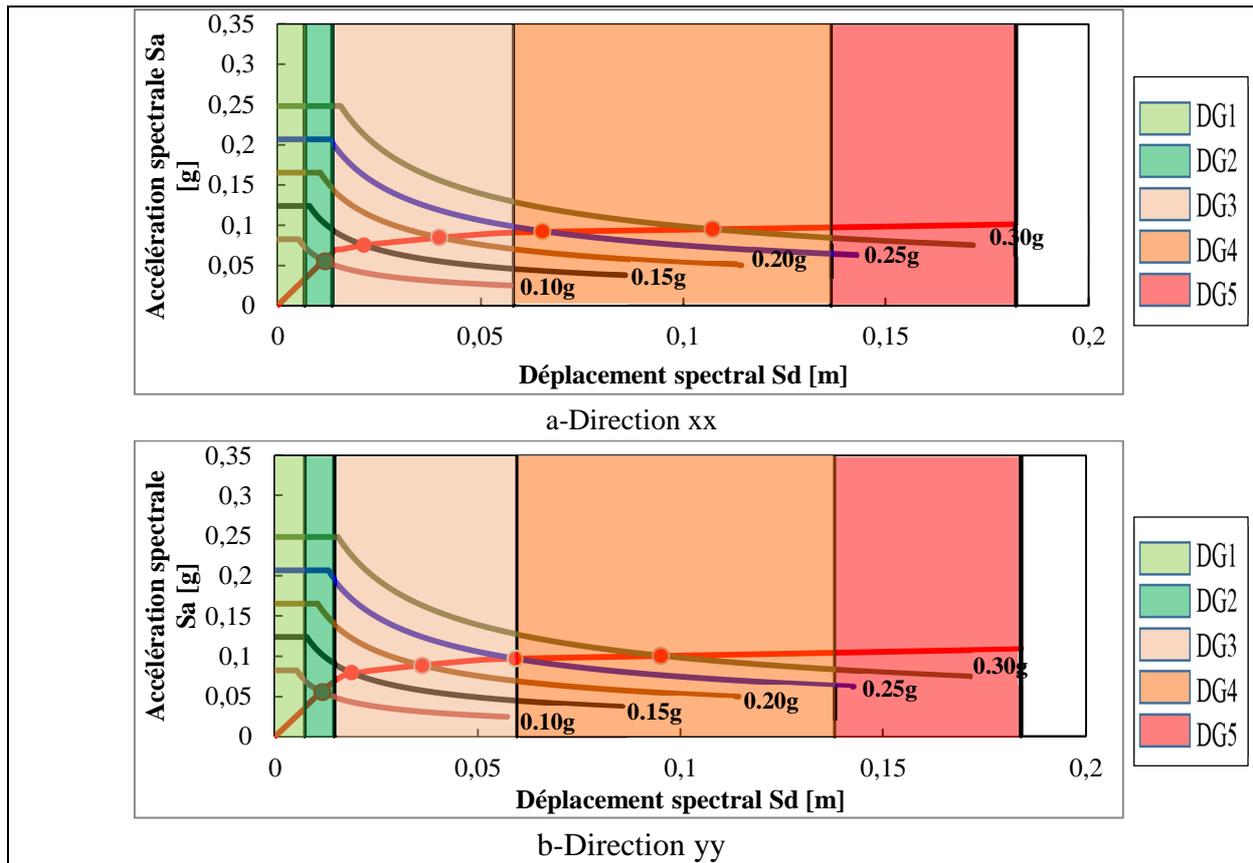


Figure 2.50. Modèle MR30-p30x45 (0.5%) : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique.

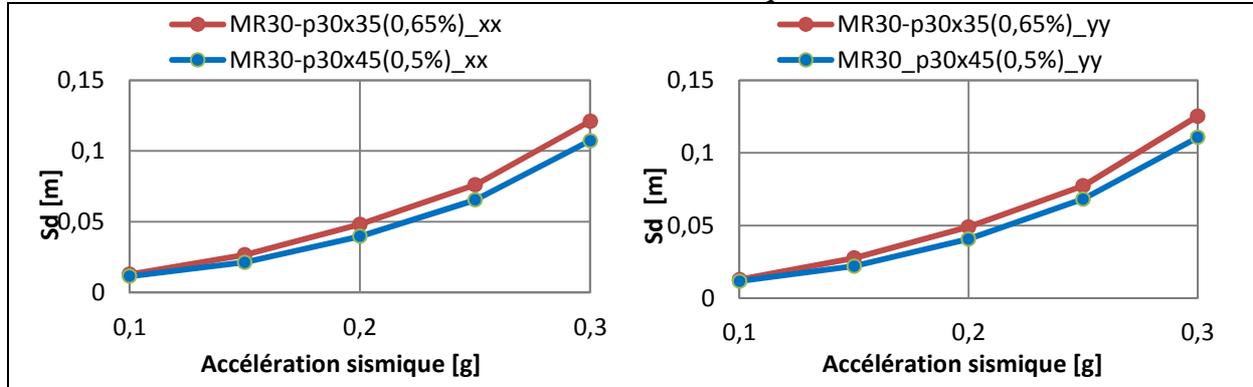


Figure 2.51. Modèles MR30-p30x35 (0.65%) et MR30-p30x45 (0.5%) : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

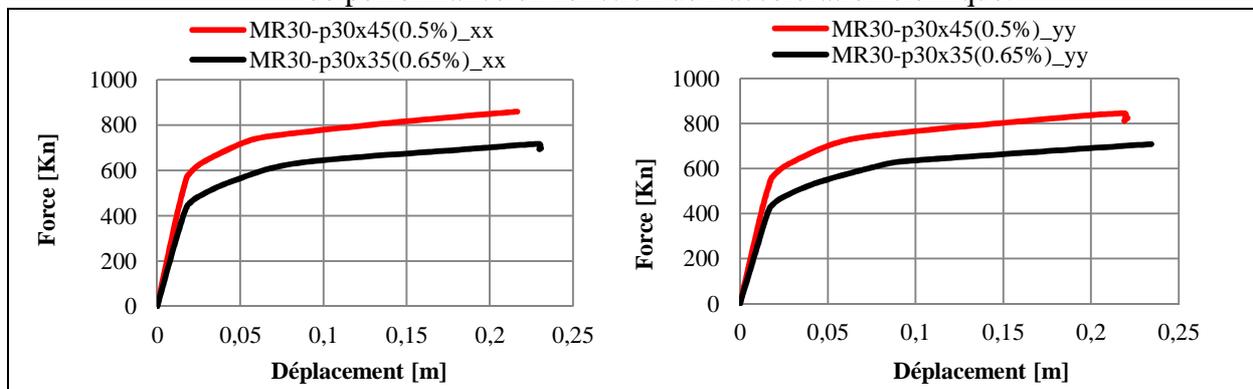


Figure 2.52. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30-p30x35 (0.65%) et MR30-p30x45 (0.5%)

2.4.2.2.-b) Résultats du modèle MR30-p30x45 (0.62%)

Le même phénomène se répète, comparativement au modèle MR30-p30x40. La variation de la section transversale de béton n'a été d'aucun apport, et l'augmentation (24.19%) de la section d'armatures, reste insuffisante pour assurer une performance adéquate (Figure 2.53).

On remarque toutefois, une évolution suivant les deux directions xx et yy, de l'ordre de 35% pour le point de performance en zone IIa (Figure 2.54, Tableaux 2.13 et 2.14), et de 37% globalement pour la capacité sismique ultime (Figure 2.55 et Tableau 2.15).

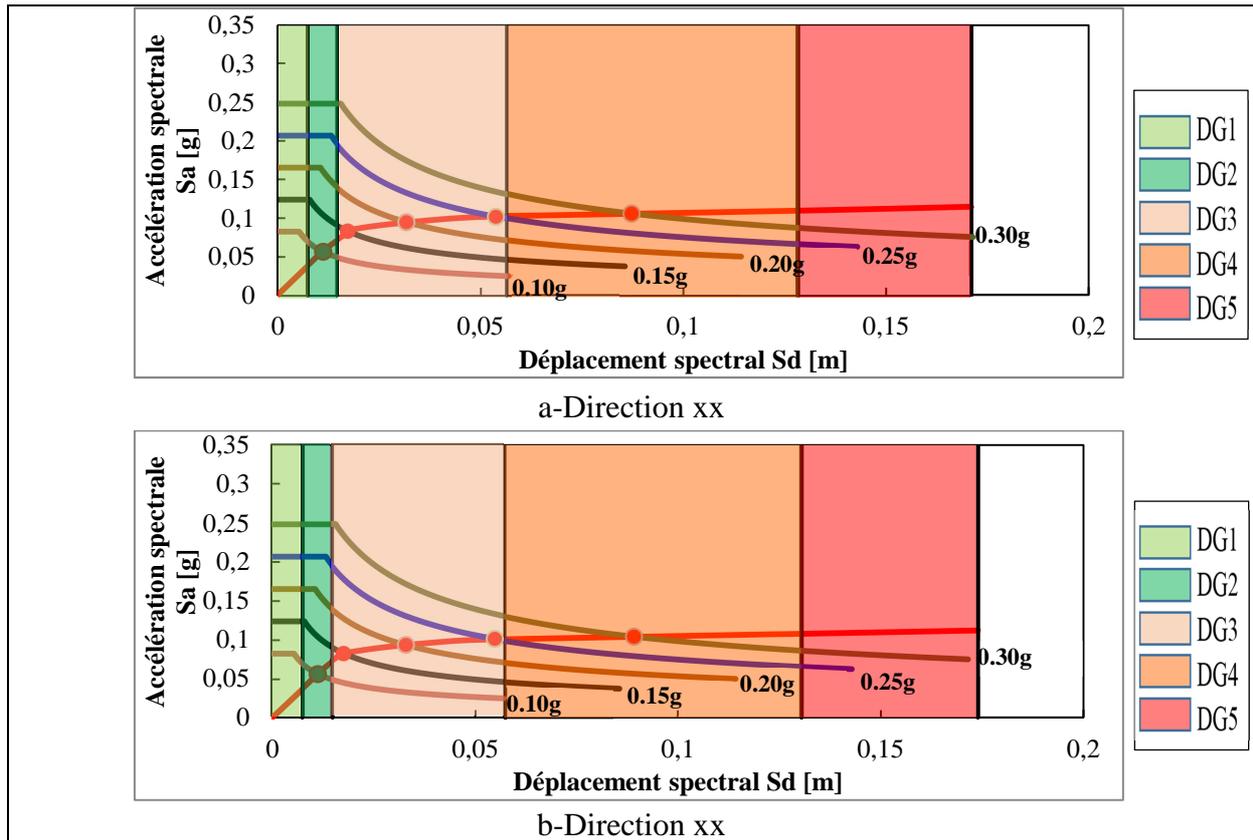


Figure 2.53. Modèle MR30-p30x45 (0.62%) : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique.

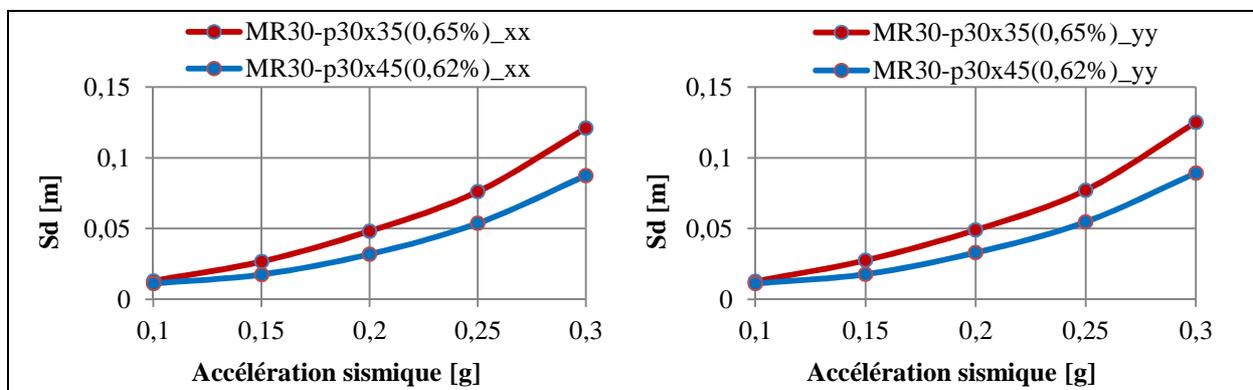


Figure 2.54. Modèles MR30-p30x35 (0.65%) et MR30-p30x45 (0.62%) : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

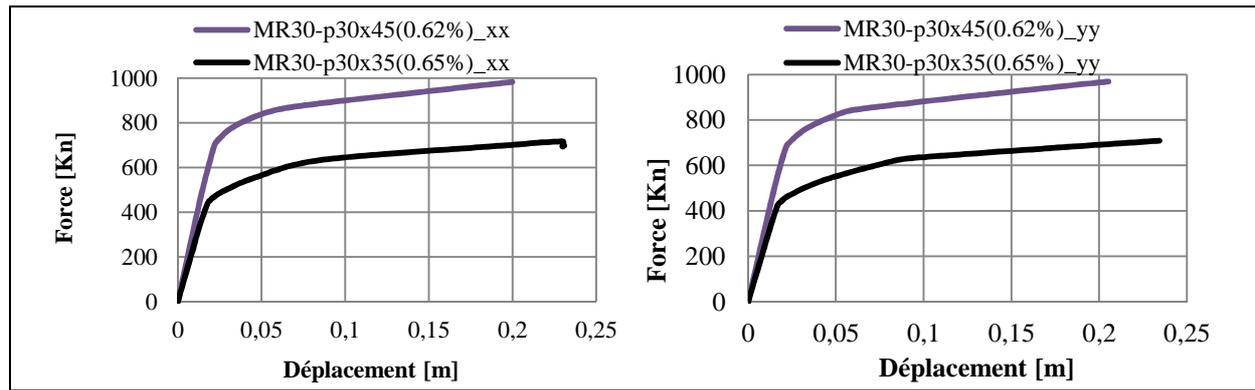


Figure 2.55. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30-p30x35 (0.65%) et MR30-p30x45 (0.62%)

2.4.2.2.-c) Récapitulation des résultats du modèle MR30-p30x45

A	MR30 p30x35 (0,65%)_xx (Sd [m])	MR30 p30x45 (0,5%)_xx (Sd [m])	Var./MR30 (%)	MR30 p30x45 (0,62%)_xx (Sd [m])	Var./MR30 (%)
0,10	0,0130	0,0116	11	0,0111	15
0,15	0,0266	0,0214	20	0,0174	35
0,20	0,0481	0,0397	17	0,0318	34
0,25	0,0760	0,0654	14	0,0536	29
0,30	0,1209	0,1072	11	0,0873	28

Tableau 2.13. Point de performance : Évolution chiffrée suivant xx, du modèle MR30 (avec des poutres de 30x45[cm²]).

A	MR30 p30x35 (0,65%)_yy (Sd [m])	MR30 p30x45 (0,5%)_yy (Sd [m])	Var./MR30 (%)	MR30 p30x45 (0,62%)_yy (Sd [m])	Var./MR30 (%)
0,10	0,0126	0,0116	8	0,0111	12
0,15	0,0275	0,0219	20	0,0177	36
0,20	0,0490	0,0405	17	0,0329	33
0,25	0,0771	0,0680	12	0,0546	29
0,30	0,1251	0,1106	12	0,0893	29

Tableau 2.14. Point de performance : Évolution chiffrée suivant yy, du modèle MR30 (avec des poutres de 30x45[cm²]).

Modèle	Force [KN]	Var. /MR30 (%)	Dépl. Corresp. [m]	Var./MR30 (%)
MR30-p30x35 (0.65%)_xx	716,201		0,2298	
MR30-p30x45 (0.5%)_xx	859,0757	20%	0,2166	-6%
MR30-p30x45 (0.62%)_xx	982,1984	37%	0,1999	-13%
MR30-p30x35 (0.65%)_yy	708,6631		0,2344	
MR30-p30x45 (0.5%)_yy	846,0315	19%	0,219	-7%
MR30-p30x45 (0.62%)_yy	968,9725	37%	0,2054	-12%

Tableau 2.15. Capacité ultime : Évolution chiffrée des modèles MR30-p30x45 (renforcement des poutres) par rapport au modèle de référence MR30.

2.4.2.3. Modèle MR30-p30x50

2.4.2.3.-a) Résultats du modèle MR30-p30x50 (0.56%)

Ce modèle présente les meilleurs résultats, relatif au renforcement au niveau des poutres du modèle de référence MR30. L'analyse des résultats montre que les dommages prévus peuvent être tolérés d'une certaine manière, même en zone IIa. Le point de performance correspondant étant localisé à la jonction entre les bandes Vert 2 et Orange 3 (Figure 2.56).

A la lecture des résultats (Figure 2.57, Tableaux 2.16 et 2.17), on constate une évolution du point de performance de l'ordre de 37% en zone IIa. Cette amélioration est corroborée par la capacité sismique ultime estimée à 1053.838 [KN] (pour un déplacement de 0.187 [m]) suivant xx et à 1041.159 [KN] (correspondant à un déplacement de 0.195 [m]), soit une augmentation globale 47% (Figure 2.58 et Tableau 2.18).

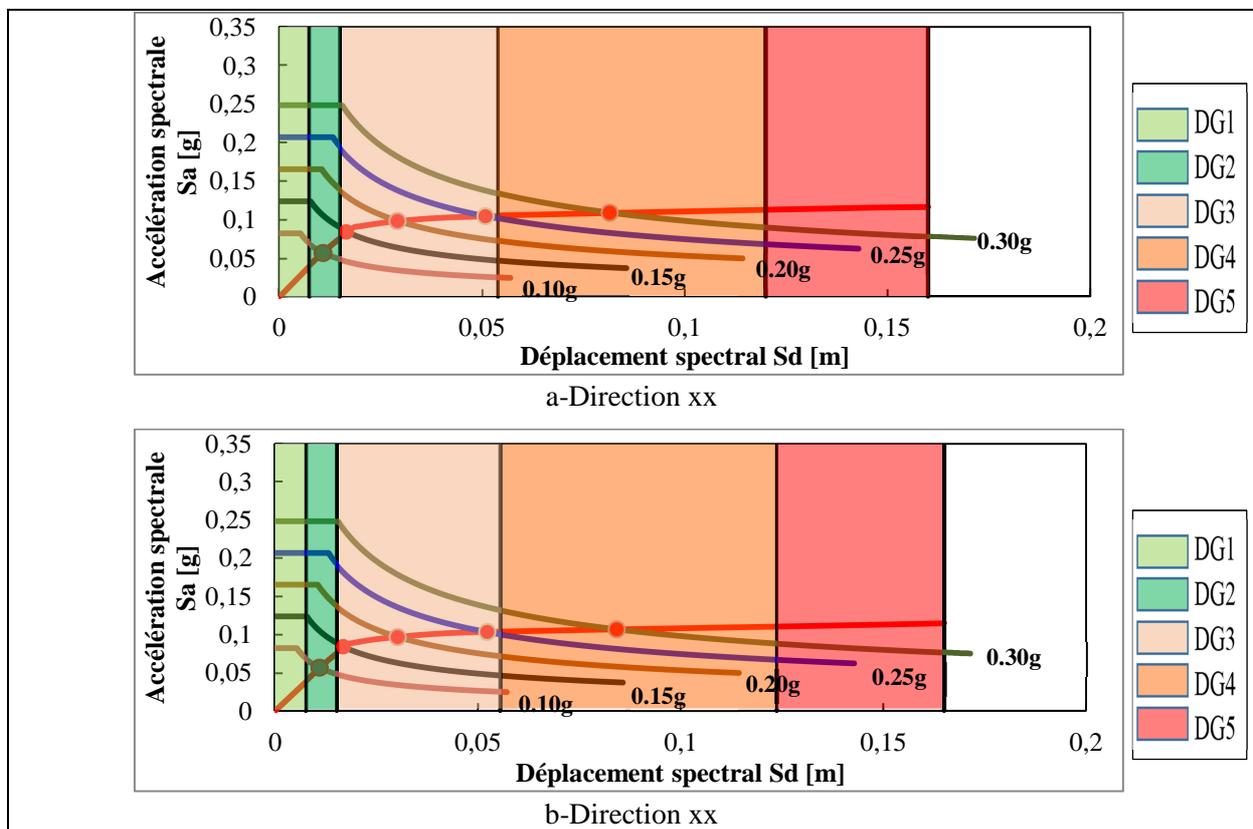


Figure 2.56. Modèle MR30-p30x50 (0.56%) : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique.

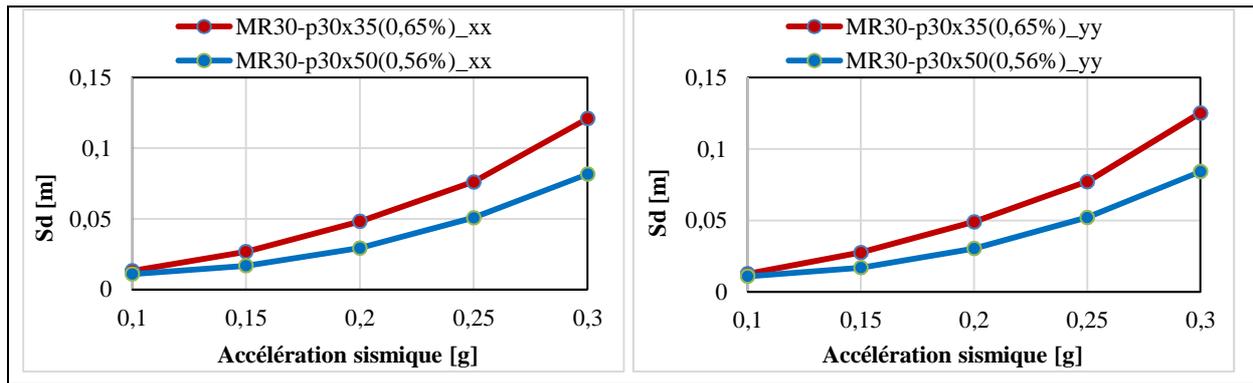


Figure 2.57. Modèles MR30-p30x35 (0.65%) et MR30-p30x50 (0.56%) : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

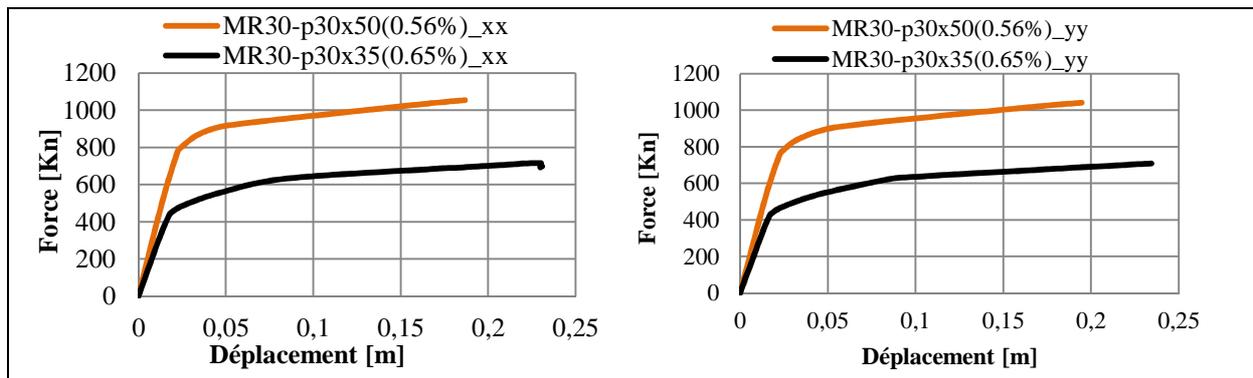


Figure 2.58. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30-p30x35 (0.65%) et MR30-p30x50 (0.56%)

2.4.2.3.-b) Récapitulation des résultats du modèle MR30-p30x50

A	MR30-p30x35 (0,65%)_xx (Sd [m])	MR30-p30x50 (0,56%)_xx (Sd [m])	Var/MR30 (%)
0,10	0,0130	0,0108	17
0,15	0,0266	0,0167	37
0,20	0,0481	0,0292	39
0,25	0,0760	0,0507	33
0,30	0,1209	0,0816	33

Tableau 2.16. Point de performance : Évolution chiffrée suivant xx, du modèle MR30 (avec des poutres de 30x50 [cm²]).

A	MR30 p30x35 (0,65%)_yy (Sd [m])	MR30 p30x50 (0,56%)_yy (Sd [m])	Var./MR30 (%)
0,10	0,0126	0,0109	14
0,15	0,0275	0,0169	38
0,20	0,0490	0,0303	38
0,25	0,0771	0,0522	32
0,30	0,1251	0,0841	33

Tableau 2.17. Point de performance : Évolution chiffrée suivant yy, du modèle MR30 (avec des poutres de 30x50 [cm²]).

Modèle	Force [KN]	Var./MR30 (%)	Dépl. Corresp.[m]	Var./MR30(%)
MR30-p30x35 (0.65%)_xx	716,201		0,229	
MR30-p30x50 (0.56%)_xx	1053,837	47	0,186	-19
MR30-p30x35 (0.65%)_yy	708,663		0,234	
MR30-p30x50 (0.56%)_yy	1041,158	47	0,194	-17

Tableau 2.18. Capacité ultime : Évolution chiffrée des modèles MR30-p30x50 (renforcement des poutres) par rapport au modèle de référence MR30.

2.4.2.4. Modèle CPCA-p30x50

À travers les résultats obtenus pour les modèles renforcés au niveau des poutres, il ressort que la performance n'est pas à la hauteur du niveau exigé par la réglementation en vigueur pour la zone sismique IIa. Dans ce contexte, il a été décidé de renforcer les modèles CPCA (voir paragraphe 3.3.2.1.C) avec la poutre renforcée ayant donné le meilleur résultat (p30x50 (0.56%)). Trois modèles supplémentaires sont élaborés à savoir : CPCA40-p30x50 (0.56%), CPCA50-p30x50 (0.56%), et CPCA55-p30x50 (0.56%).

2.4.2.4.-a) Résultats du modèle CPCA40-p30x50 (0.56%)

Cette association, bien que ses résultats soient meilleurs, ne permet pas d'affirmer que la performance sismique désirée est atteinte. C'est vrai que par rapport au modèle de référence MR30 et même par rapport aux autres types de renforcement et en particulier au précédent CPCA, une évaluation positive est notée. Seulement, les dommages prévus pour la zone IIa, donc pour une accélération sismique de 0.15g, ne peuvent qu'être tolérés (Figure 2.59).

L'évolution du point de performance est estimée à 44% pour l'accélération sismique de 0.15g (Figure 2.60, Tableaux 2.19 et 2.20).

La capacité ultime a augmenté de 61% (Figure 2.61 et Tableau 2.21) pour atteindre les 1149.927 [KN] (correspondant à un déplacement de 0.185 [m]) suivant xx et 1137.452 [KN] (pour un déplacement équivalent à 0.203 [m]) suivant yy.

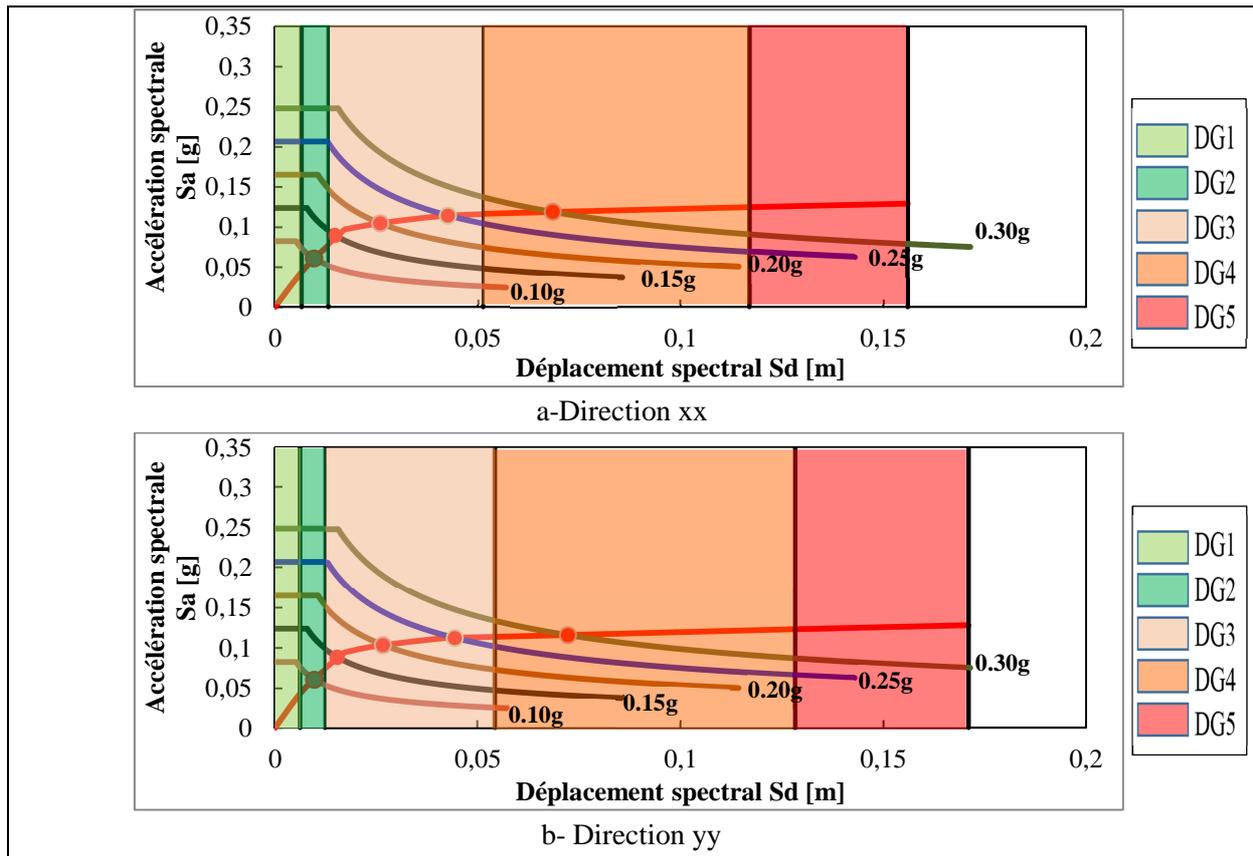


Figure 2.59. Modèle CPCA40-p30x50 (0.56%) : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique.

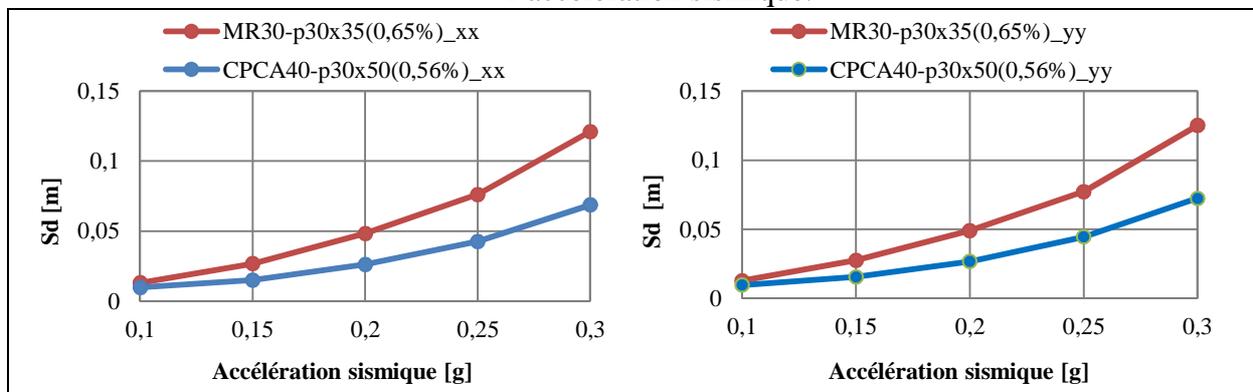


Figure 2.60. Modèles MR30-p30x35 (0.65%) et CPCA40-p30x50 (0.56%) : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

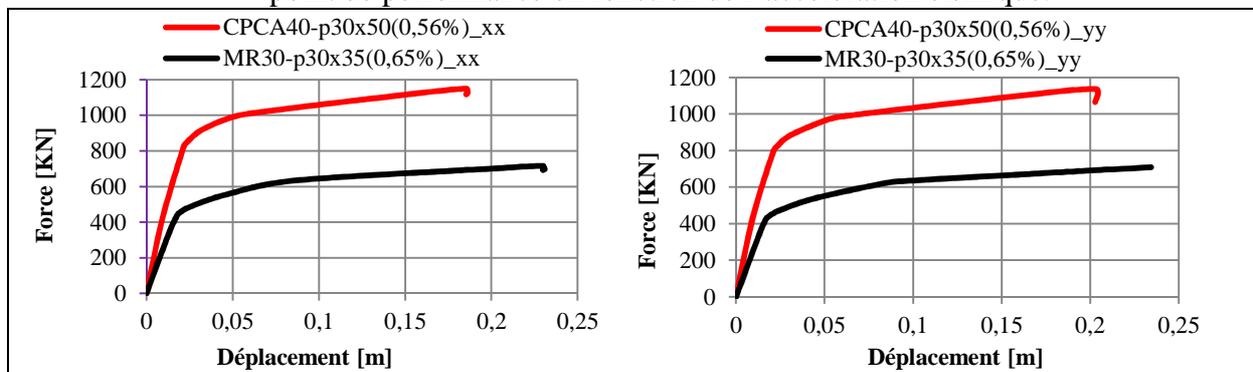


Figure 2.61. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30-p30x35 (0.65%) et CPCA40-p30x50 (0.56%).

2.4.2.4.-b) Résultats du modèle CPCA50-p30x50 (0.56%)

Une analyse similaire au modèle précédent peut être faite, dans le sens où, l'évolution du point de performance est constatée, ainsi que, la croissance de la capacité sismique. On note 47% d'évolution du point de performance (Figure 2.62, Tableaux 2.19 et 2.20) ; 86% et 83% d'accroissement de la capacité sismique ultime suivant les deux directions xx et yy, correspondant à 1330.947 [KN] (équivalent à un déplacement de 0.193 [m]) et 1297.833 [KN] (correspondant à un déplacement de 0.224 [m]) respectivement.

Cependant, malgré ce changement, les dommages sont toujours localisés à la frontière entre la bande Vert 2 et Orange 3 (Figure 2.62). En d'autres termes, la vulnérabilité de la structure n'est pas totalement levée.

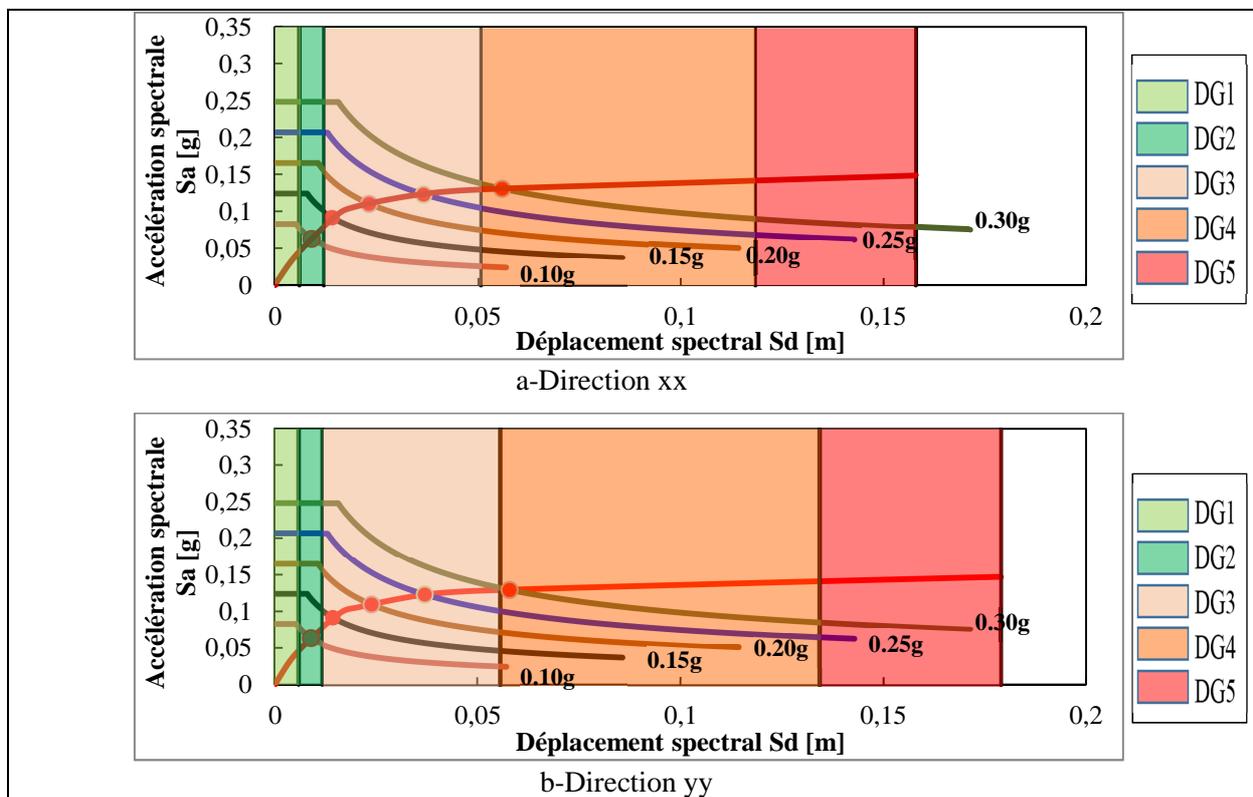


Figure 2.62. Modèle CPCA50-p30x50 (0.56%) : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique.

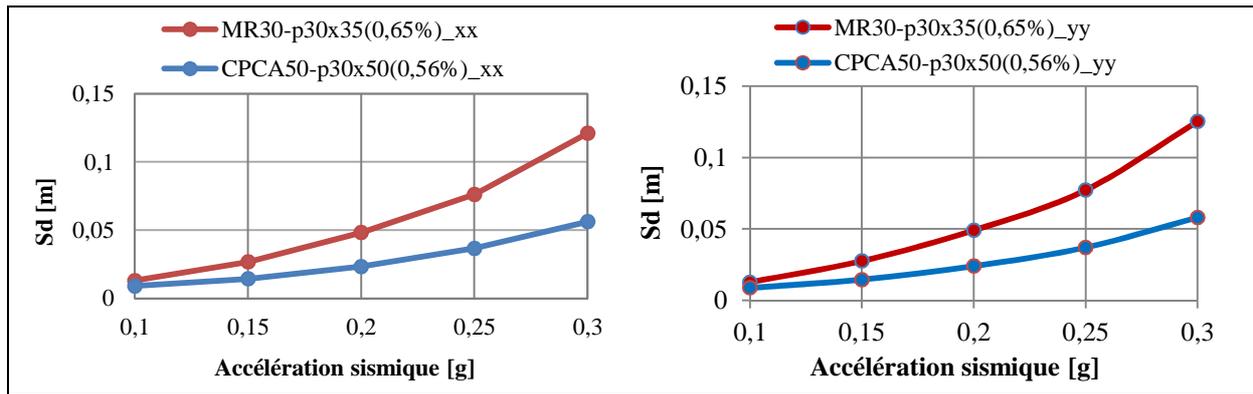


Figure 2.63. Modèles MR30-p30x35 (0.65%) et CPCA50-p30x50 (0.56%) : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

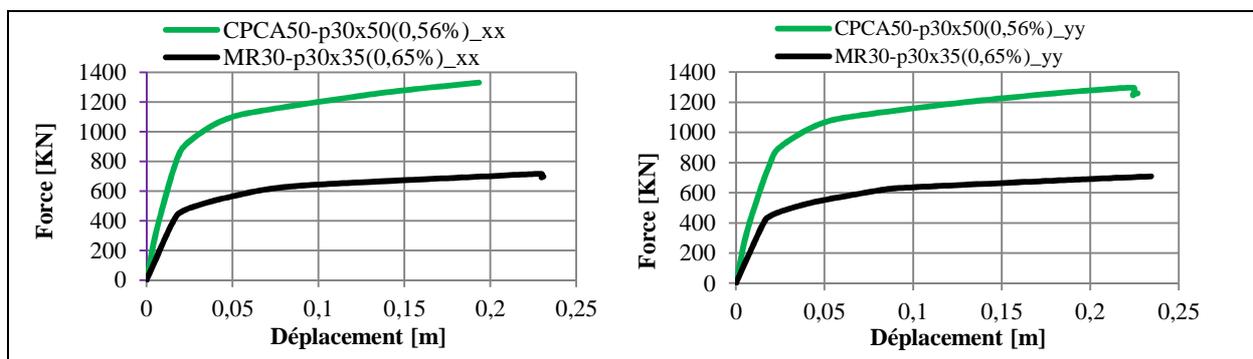


Figure 2.64. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30-p30x35 (0.65%) et CPCA50-p30x50 (0.56%).

2.4.2.4.-c) Résultats du modèle CPCA55-p30x50 (0.56%)

La figure 2.65 illustre l'évaluation des dommages relatifs au modèle CPCA55-p30x50 (0.56%). Globalement, on peut accepter que les dommages soient réversibles dans une certaine mesure. Les points de performance sont en majorité localisés dans la bande Orange 3 (à l'exception de l'accélération sismique de 0.30g suivant xx, où les dommages sont répertoriés dans la bande Orange 4). Cette évolution reste insuffisante pour la conformité globale de l'ouvrage considéré.

On note 48% d'évolution favorable du point de performance (Figure 2.66, Tableaux 2.19 et 2.20) ; 92% et 89% d'accroissement de la capacité sismique ultime suivant les deux directions xx et yy, correspondant à 1375.168 [KN] (équivalent à un déplacement de 0.192 [m]) et 1339.499 [KN] (correspondant à un déplacement de 0.233 [m]) respectivement.

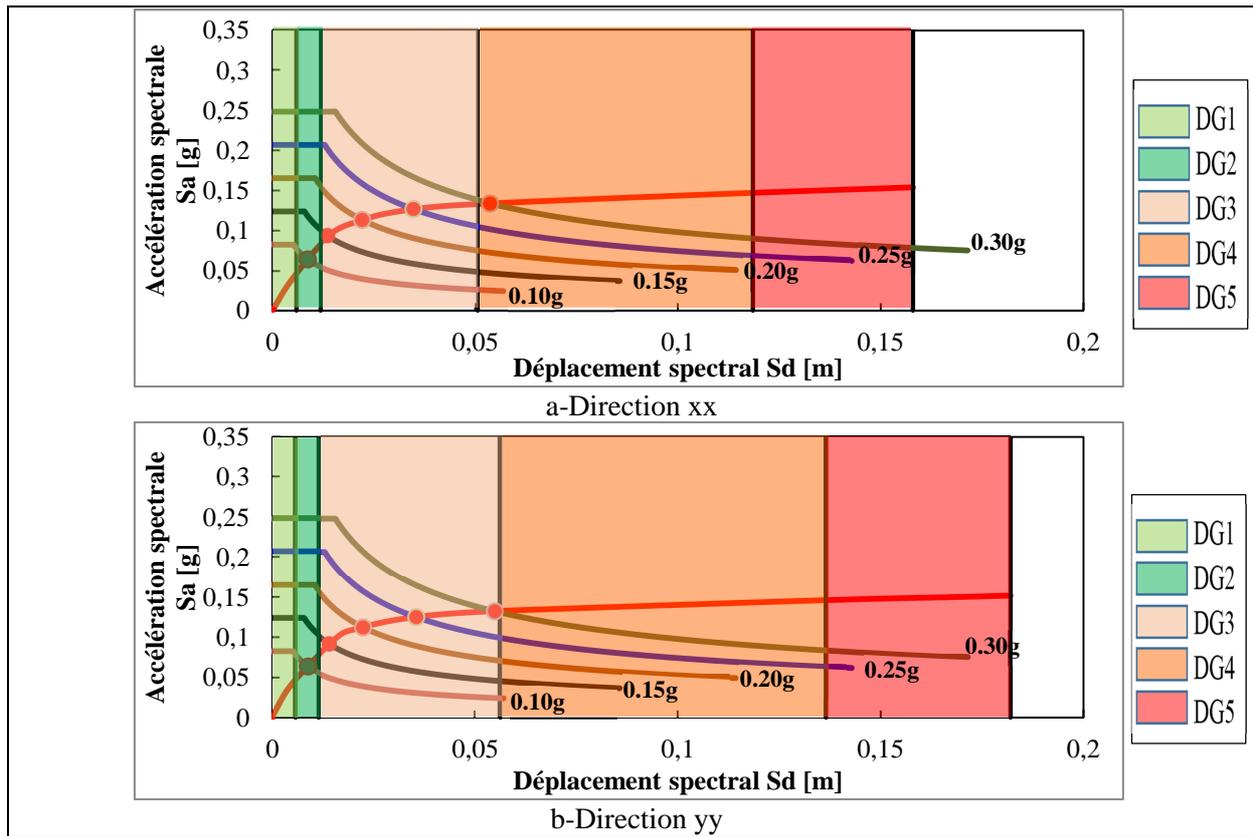


Figure 2.65. Modèle CPCA55-p30x55 (0.56%) : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique.

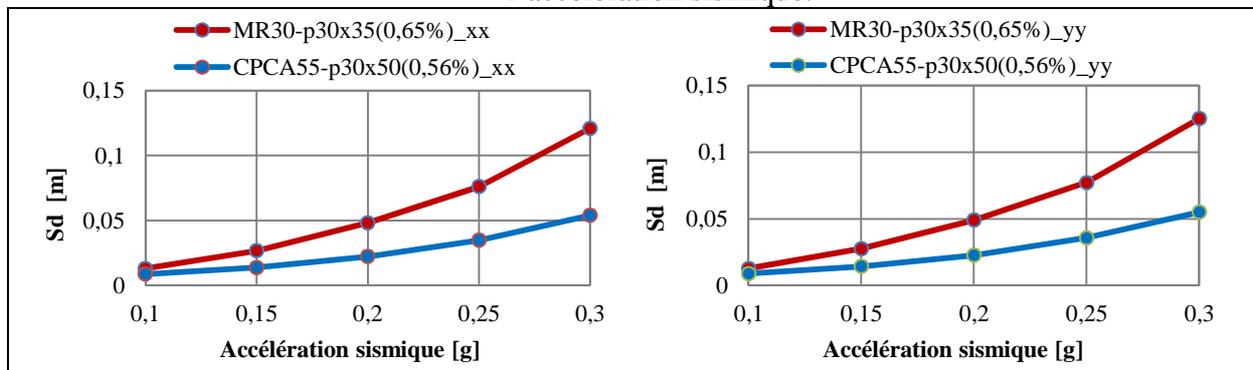


Figure 2.66. Modèles MR30-p30x35 (0.65%) et CPCA55-p30x55 (0.56%) : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

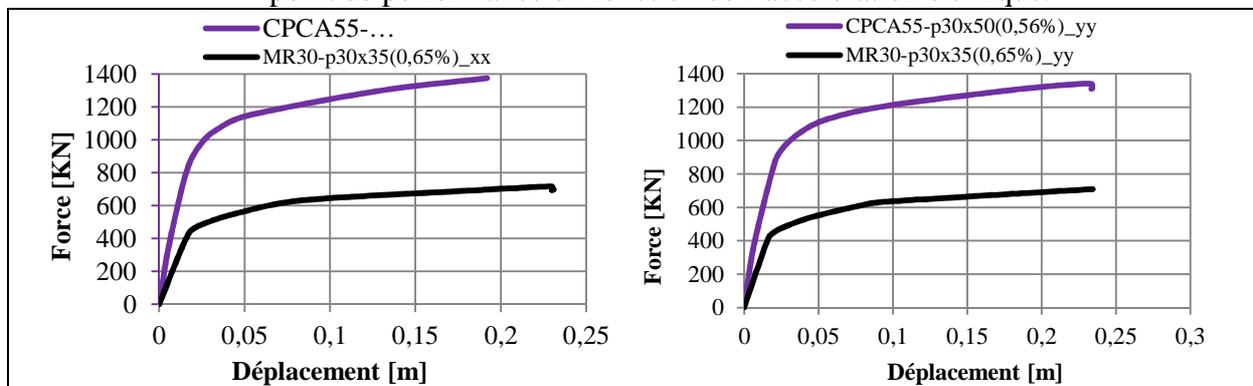


Figure 2.67. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30-p30x35 (0.65%) et CPCA55-p30x55 (0.56%).

2.4.2.4.-d) Récapitulatif des résultats du modèle CPCA-p30x50

A	MR30 p30x35 (0,65%) _{xx} Sd [m]	MR30 p30x50 (0,56%) _{xx} Sd [m]	Var/MR30 (%)	CPCA40 p30x50 (0,56%) _{xx} Sd [m]	Var/MR30 (%)
0,10	0,0130	0,0108	17	0,0096	26
0,15	0,0266	0,0167	37	0,0149	44
0,20	0,0481	0,0292	39	0,0260	46
0,25	0,0760	0,0507	33	0,0425	44
0,30	0,1209	0,0816	33	0,0686	43
		CPCA50 p30x50 (0,56%) _{xx} Sd [m]	Var/MR30 (%)	CPCA55 p30x50 (0,56%) _{xx} Sd [m]	Var/MR30 (%)
		0,0089	31	0,0086	33
		0,0142	47	0,0137	48
		0,0232	52	0,0222	54
		0,0365	52	0,0347	54
		0,0562	54	0,0539	55

Tableau 2.19. Point de performance : Évolution chiffrée suivant xx, du modèle CPCA (Avec des poutres de 30x50 [cm²]).

A	MR30 p30x35 (0,65%) _{yy} (Sd [m])	MR30 p30x50 (0,56%) _{yy} (Sd [m])	Var/MR30 (%)	CPCA40 p30x50 (0,56%) _{yy} (Sd [m])	Var/MR30 (%)
0,10	0,0126	0,0109	14	0,0096	24
0,15	0,0275	0,0169	38	0,0154	44
0,20	0,0490	0,0303	38	0,0267	45
0,25	0,0771	0,0522	32	0,0444	42
0,30	0,1251	0,0841	33	0,0722	42
		CPCA50 p30x50 (0,56%) _{yy} (Sd [m])	Var/MR30 (%)	CPCA55 p30x50 (0,56%) _{yy} (Sd [m])	Var/MR30 (%)
		0,0088	30	0,0088	30
		0,0144	47	0,0142	48
		0,0239	51	0,0226	54
		0,0370	52	0,0356	54
		0,0579	54	0,0550	56

Tableau 2.20. Point de performance : Évolution chiffrée suivant yy, du modèle CPCA (avec des poutres de 30x50 [cm²]).

Modèle	Force [KN]	Var./MR30 (%)	Dépl. Corresp. [m]	Var./MR30 (%)
MR30-p30x35 (0,65%)_xx	716,201		0,229	
MR30-p30x50 (0.56%)_xx	1053,837	47	0,186	-19
CPCA40-p30x50 (0,56%)_xx	1149,927	61	0,185	-19
CPCA50-p30x50 (0,56%)_xx	1330,947	86	0,193	-16
CPCA55-p30x50 (0,56%)_xx	1375,168	92	0,191	-16
MR30-p30x35 (0,65%)_yy	708,663		0,234	
MR30-p30x50 (0.56%)_yy	1041,158	47	0,194	-17
CPCA40-p30x50 (0,56%)_yy	1137,451	61	0,202	-13
CPCA50-p30x50 (0,56%)_yy	1297,832	83	0,224	-4
CPCA55-p30x50 (0,56%)_yy	1339,498	89	0,233	-0,4

Tableau 2.21. Capacité ultime : Évolution chiffrée, du modèle CPCA (avec des poutres de 30x50).

2.4.2.5. Récapitulation des résultats des modèles renforcés au niveau des poutres

Modèle	Accélération sismique				
	0.10g	0.15g	0.20g	0.25g	0.30g
MR30	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3(Orange3)	DG4(Orange4)	DG4(Orange4)
MR30-p30x40 (0.57%)	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3(Orange3)	DG4(Orange4)	DG4(Orange4)
MR30-p30x40 (0.7%)	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3(Orange3)	DG3(Orange3)	DG4(Orange4)
MR30-p30x45 (0.5%)	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3(Orange3)	DG4(Orange4)	DG4(Orange4)
MR30-p30x45 (0.62%)	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3(Orange3)	DG3(Orange3)	DG4(Orange4)
MR30-p30x50 (0.56%)	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3(Orange3)	DG3(Orange3)	DG4(Orange4)
CPCA40-p30x50 (0.56%)	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3(Orange3)	DG3(Orange3)	DG4(Orange4)
CPCA50-p30x50 (0.56%)	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3(Orange3)	DG3(Orange3)	DG4(Orange4)
CPCA55-p30x50 (0.56%)	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3(Orange3)	DG3(Orange3)	DG4(Orange4)

Tableau 2.22. Niveaux de dommages pressentis pour les modèles renforcés au niveau des poutres.

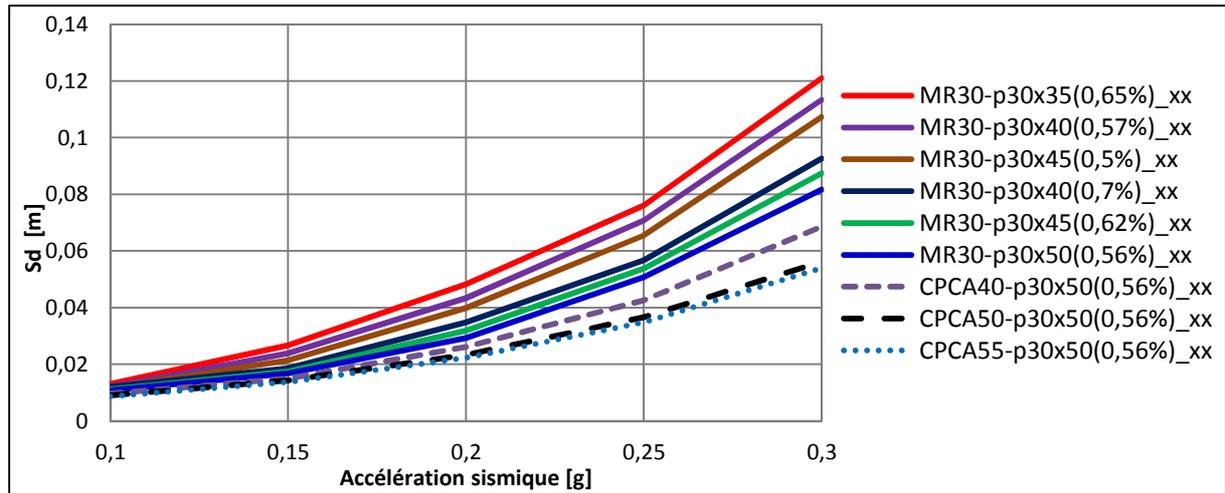


Figure 2.68. Évolution du point de performance dans le cas de renforcement des poutres : superposition finale des courbes suivant la direction xx.

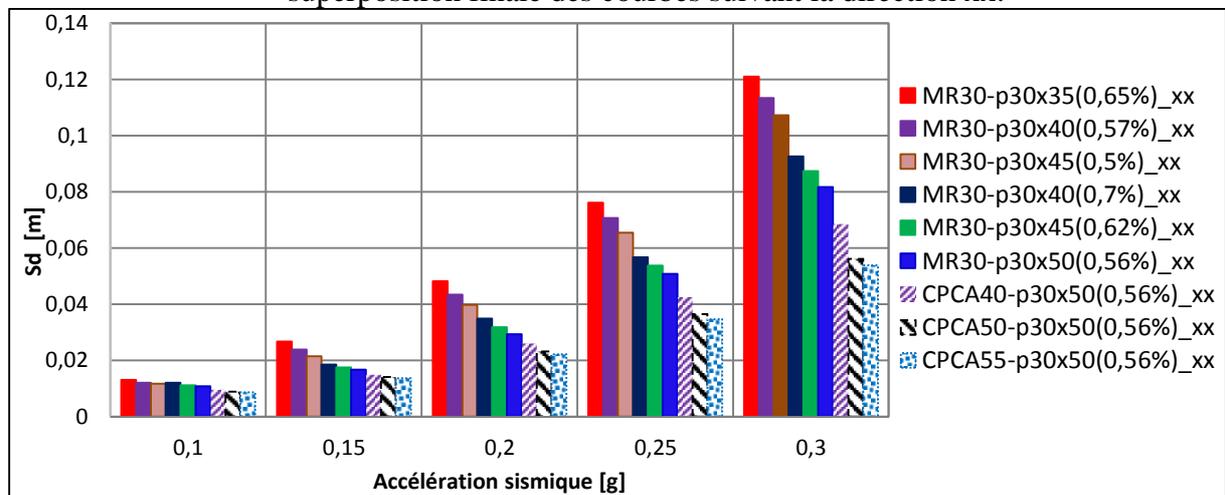


Figure 2.69. Évolution du point de performance dans le cas de renforcement des poutres : Histogramme suivant la direction xx.

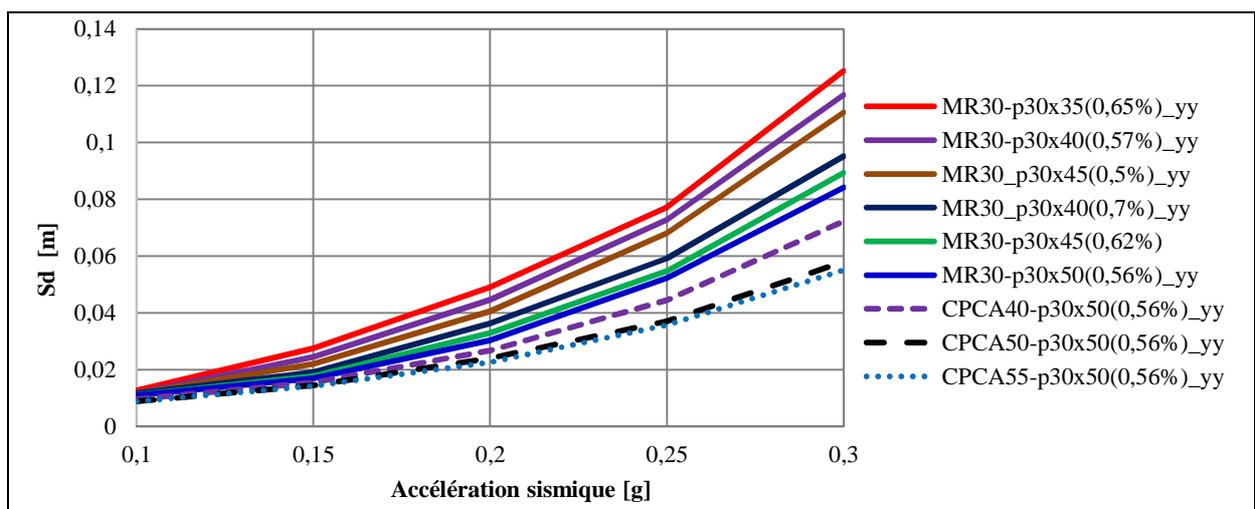


Figure 2.70. Évolution du point de performance dans le cas de renforcement des poutres : superposition finale des courbes suivant la direction yy

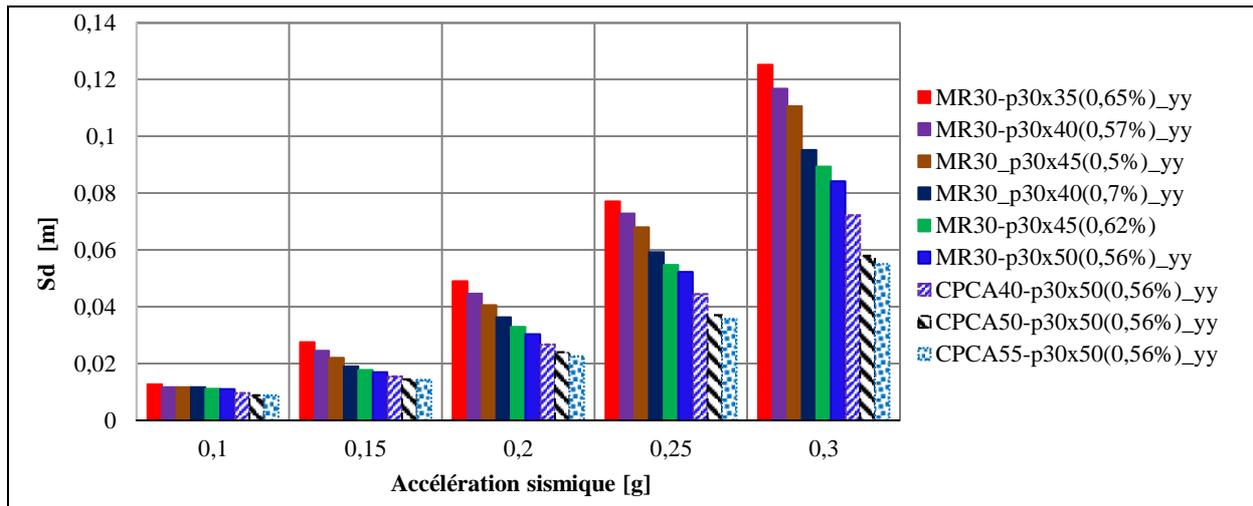


Figure 2.71. Évolution du point de performance dans le cas de renforcement des poutres : Histogramme suivant la direction yy.

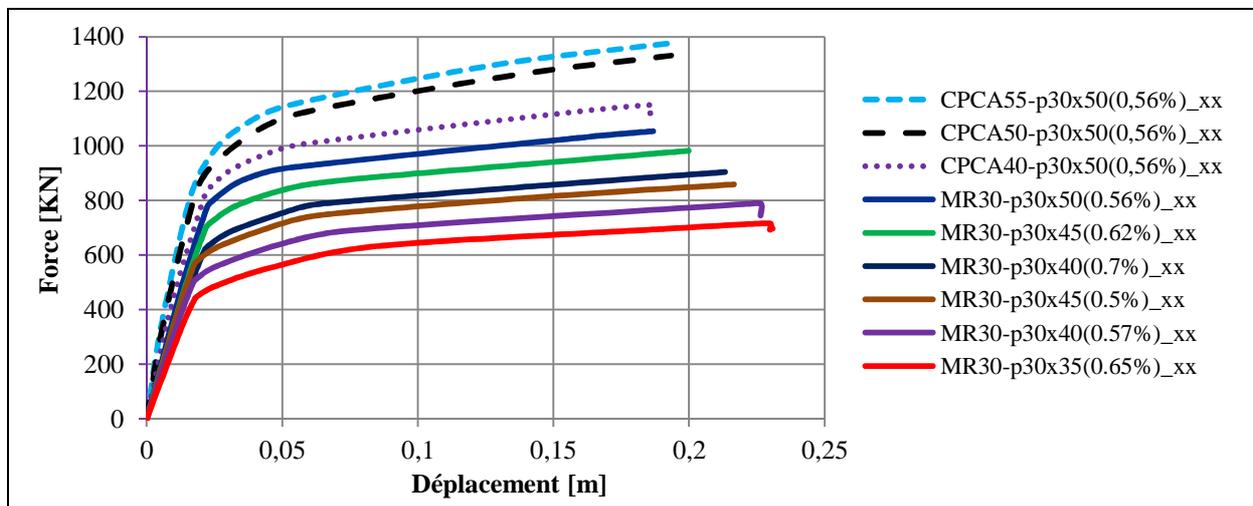


Figure 2.72. superposition des courbes de capacité dans les cas de renforcement des poutres, suivant la direction xx

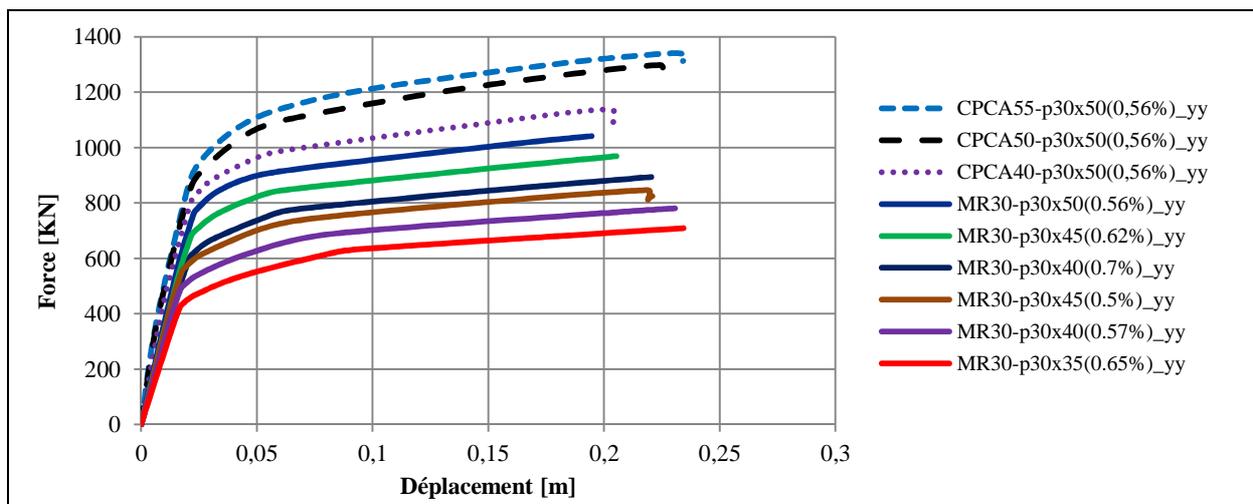


Figure 2.73. superposition des courbes de capacité dans le cas de renforcement des poutres, suivant la direction yy

2.4.2.6. Conclusion relative au renforcement des poutres

1. Du point de vue des dommages (Tableau 2.22) :
 - La structure est vulnérable à l'exception du cas où l'accélération sismique est de 0.10g. Les dommages sont classés dans le Vert 2 dans ce cas.
 - Les dommages sont classés dans la bande Orange 3 pour l'accélération sismique de 0.15g, correspondant à la zone IIa selon le RPA2003.
 - L'influence de la hauteur de la section des poutres n'est importante dans ce cas d'étude.
 - La section d'armatures a amélioré le comportement de la structure, mais son influence est mitigée à cause du pourcentage d'acier insuffisant utilisé dans le cas d'étude.
 - Les dommages sont irréversibles pour l'accélération sismique maximale considérée. Les dommages sont localisés dans la bande Orange 4 (DG4) pour 0.30g.

2. Du point de vue de l'évolution du point de performance (Figures 2.68 à 2.71) :
 - L'évolution du point de performance des modèles CPCA-p30x50 est beaucoup plus conséquente que pour ceux du MR30-p (modèle de référence renforcé au niveau des poutres).
 - L'influence de la quantité d'armatures adoptée est plus significative que la variation de la section transversale de béton des poutres. Le modèle MR30-p30x40 (0.7%) (poutre de hauteur 40[cm] et de section d'armatures de 0.7% (équivalente à 4HA14+2HA12) est plus performant que le modèle MR30-p30x45 (0.5%) (poutre de hauteur 45[cm] et de section d'armatures de 0.5% (équivalente à 6HA12).
 - L'évolution du point de performance des modèles étudiés reste insuffisante, car s'inscrivant dans la majorité des cas à l'intérieur d'une bande de dommages. En conséquence, la performance sismique souhaitée n'étant pas satisfaite.

3. Du point de vue de capacité (Figures 2.72 et 2.73) :
 - La capacité sismique ultime du modèle CPCA55-p30x50 (0.56%) atteint les 1375.168 [KN] suivant xx et 1339.499 [KN] selon yy, et émerge comme le plus performant dans ce cas d'étude.
 - Les modèles CPCA-p30x50 présentent une capacité supérieure à ceux du MR30-p (modèle de référence MR30 renforcé au niveau des poutres).

Le comportement de la structure renforcée dans ce cas d'étude, ne présente pas de garantie suffisante vis-à-vis de la sécurité en vigueur dans la zone sismique IIa.

2.4.3. Confortement par ajout de palées de stabilité

Au vu des résultats obtenus lors du premier renforcement, il est nécessaire de choisir des caractéristiques différentes (de matériaux et/ou d'exécution des travaux) pour le modèle à adopter pour conforter le bâtiment.

Le choix s'est porté sur des palées de stabilité, pour leur coût abordable et peuvent non seulement être adoptés pour des cas de réhabilitation, mais également comme alternative viable pour les voiles en béton armé [Maheri et Akbari 2003]. Ils sont constitués par des profilés métalliques de type IPE (100 et 120) disposés en croix. L'étude sur le niveau de performance du bâtiment porte sur trois variantes (différentes par la disposition de ces palées de stabilité dans le bâtiment) élaborées pour chaque modèle IPE. Le comportement étant intégré en considérant des rotules plastiques de type P (effort normal et déplacement axial). Les paramètres de comportement global du bâtiment ($R=9.7$) et d'amortissement ($\xi=7\%$) sont tirés de l'étude ci-dessus.

2.4.3.1. Modèle IPE100

2.4.3.1.-a) IPE100-Variante n°01

Les figures 2.74 et 2.75 illustrent les dispositions en plan et en élévation des palées de stabilité, relatifs à la variante n°01 du modèle IPE100. Celui-ci étant un profilé métallique en forme de (I) dont les caractéristiques géométriques sont données par la figure 2.76.

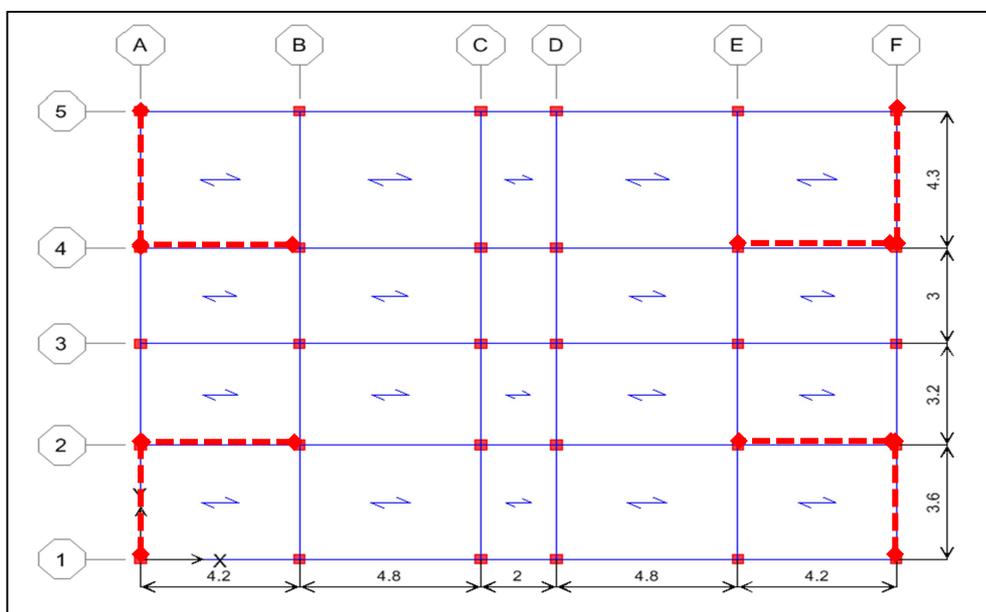


Figure 2.74. Modèle IPE100-variante n°01 : Disposition en plan des palées de stabilité.

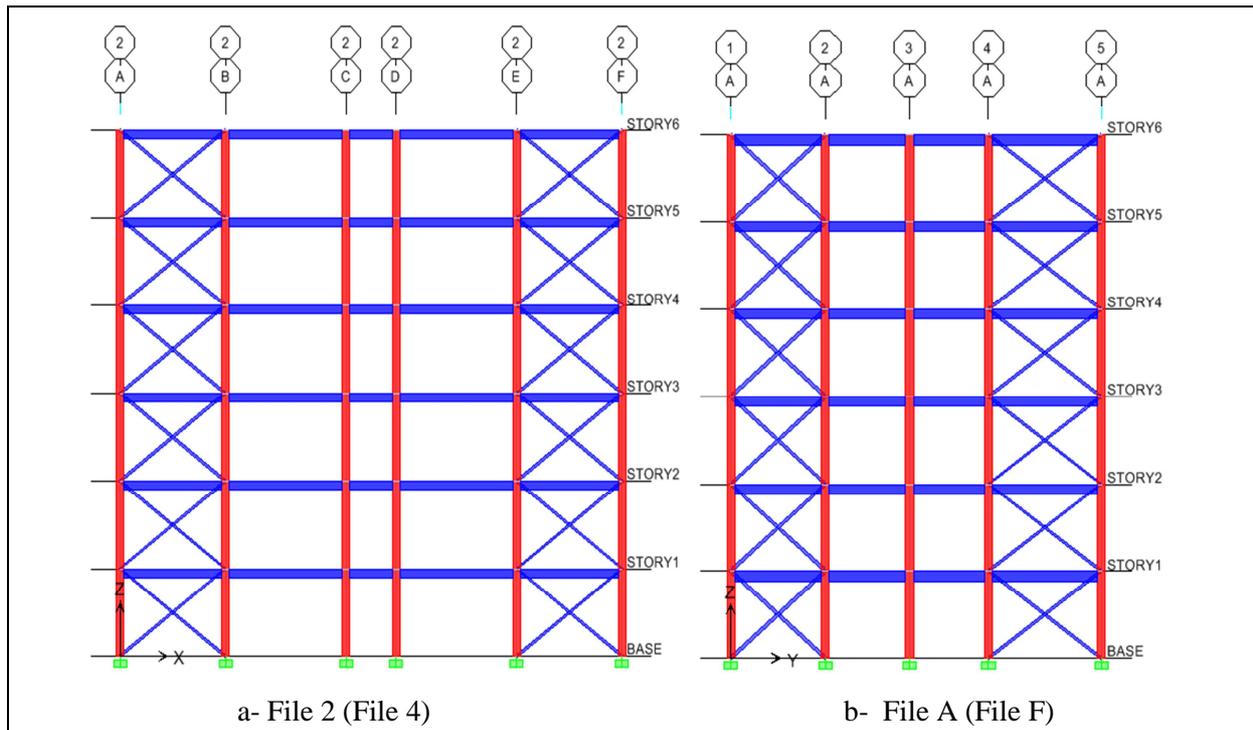


Figure 2.75. Modèle IPE100-variante n°01 : Répartition en élévation des palées de stabilité

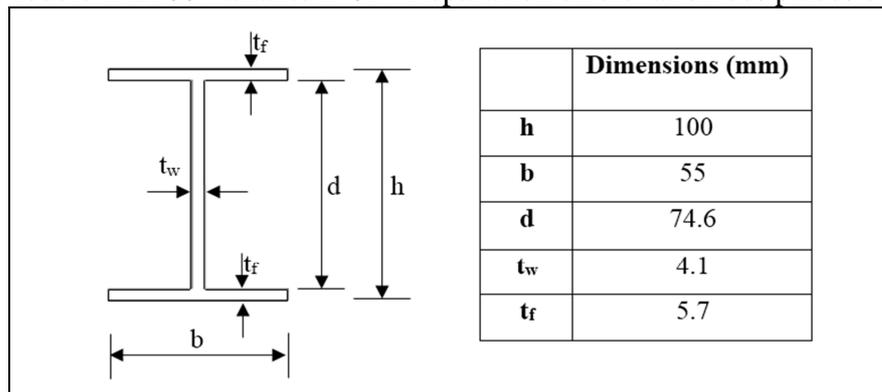


Figure 2.76. Caractéristiques géométriques de l'IPE 100

A l'inverse du renforcement de la section transversale des poteaux, l'incorporation de palées de stabilité relative à la première variante apporte un changement qualitatif conséquent. En effet, les dommages les plus importants sont localisés dans la zone Orange 3 (DG3), suivant les deux directions, pour des accélérations sismiques supérieures ou égales à 0.20g (Figure 2.77). Les dommages relatifs à l'accélération de 0.15g sont acceptables (les points de performance sont localisés à la jonction des bandes orange 3 et Vert 2).

L'évolution du point de performance est très importante (Figure 2.78, Tableaux 2.23 et 2.24), on peut noter pour la zone considérée (Zone IIa) une amélioration de 86%. Cette variation est vérifiée pour des accélérations sismiques d'ordre supérieur (on relève 92% et 94%, pour les accélérations sismiques de 0.25g et 0.30g respectivement).

Cette tendance est confirmée par l'évolution du comportement global de la structure où la

capacité ultime de la structure a bondi de 79% (charge ultime de 1283,08 [KN] correspondant à un déplacement de 0.025 [m]) et 69% (1195,5981[KN] pour un déplacement de 0.025 [m]), suivant les directions xx et yy, respectivement (Figure 2.79 et Tableau 2.25).

Toutefois, le comportement global de la structure est influencé par l'incorporation des palées de stabilité. La structure est sujette à une rupture fragile au-delà de la capacité ultime.

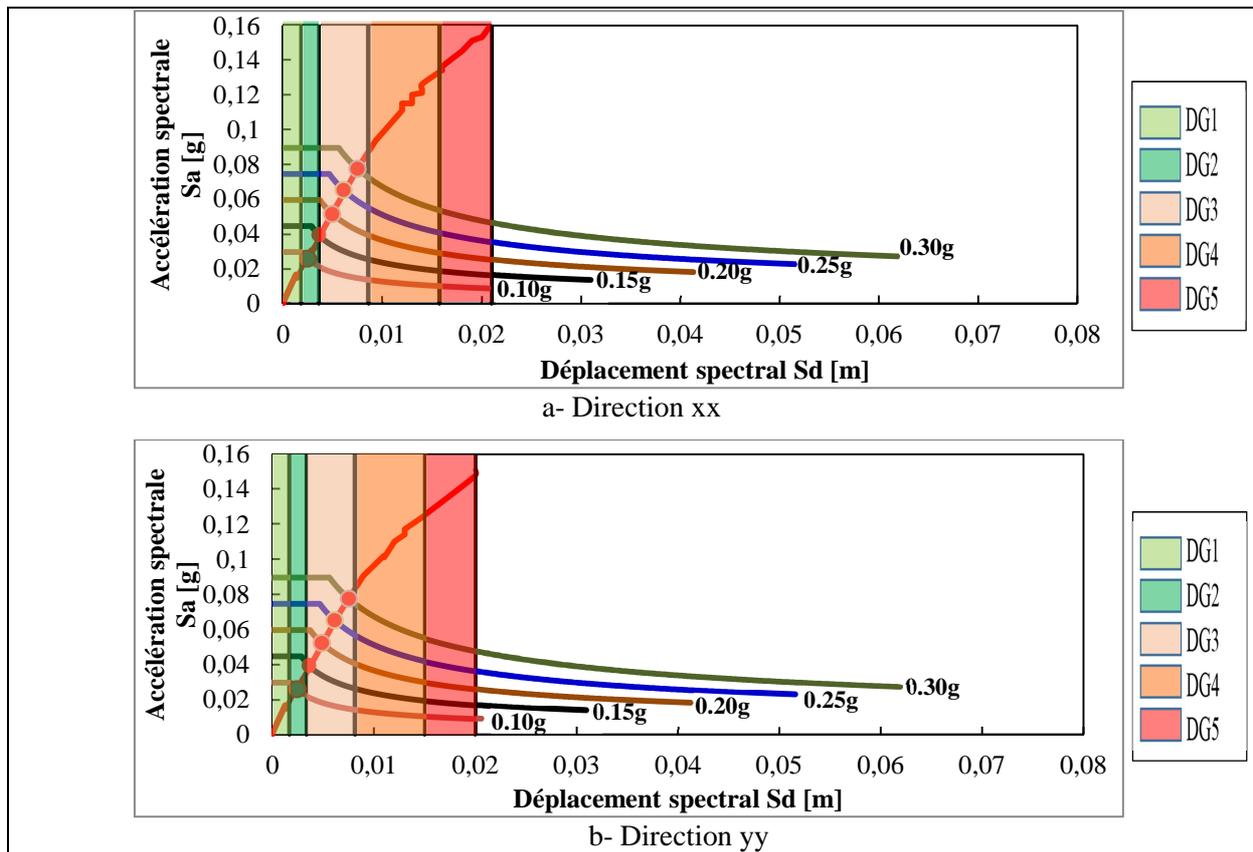


Figure 2.77. IPE100 -Variante n°01 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique

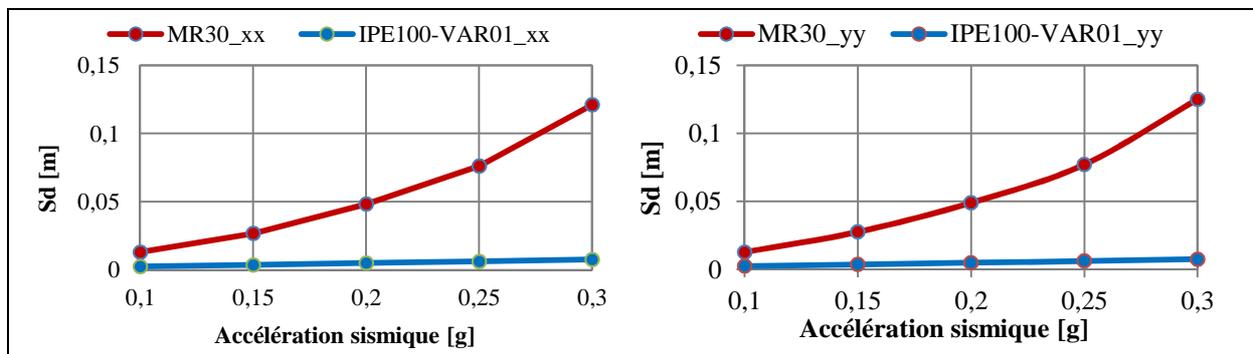


Figure 2.78. Modèles MR30 et IPE100-Variante n°01 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

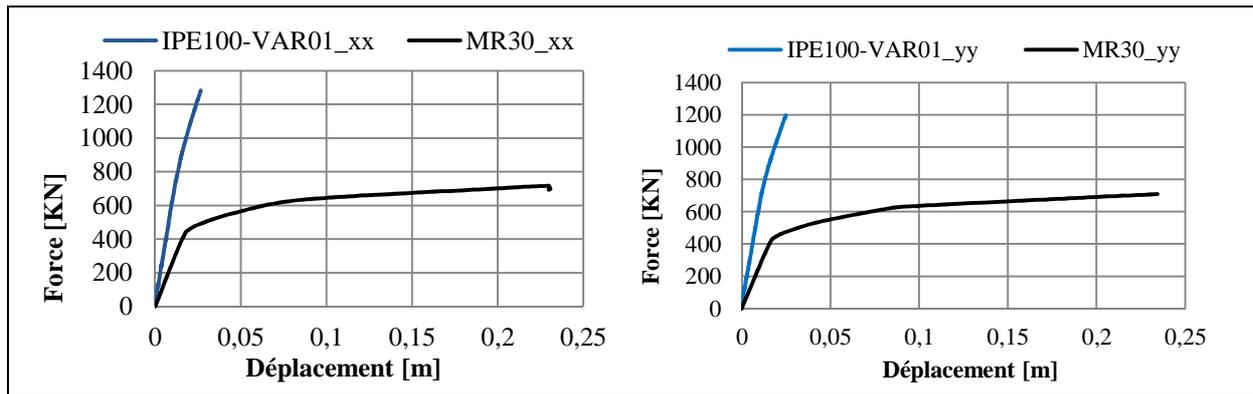


Figure 2.79. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et IPE100-Variante n°01.

2.4.3.1.-b) IPE100-Variante n°02

Les dispositions en plan et en élévation relatives à la variante n°02 du modèle IPE100 sont représentées sur les figures 2.79 et 2.80.

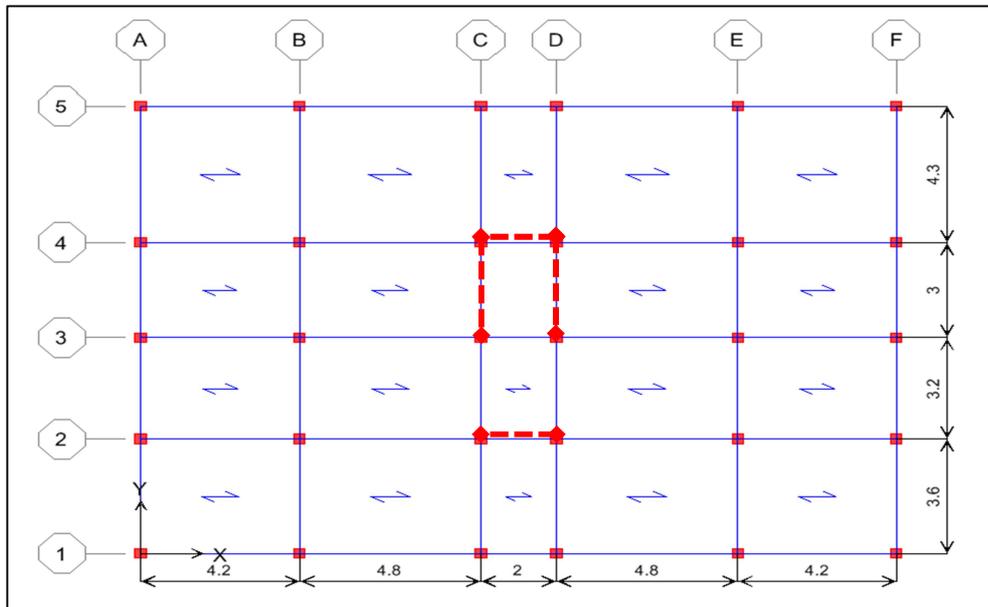


Figure 2.80. IPE100-Variante n°02 : Disposition en plan des palées de stabilité.

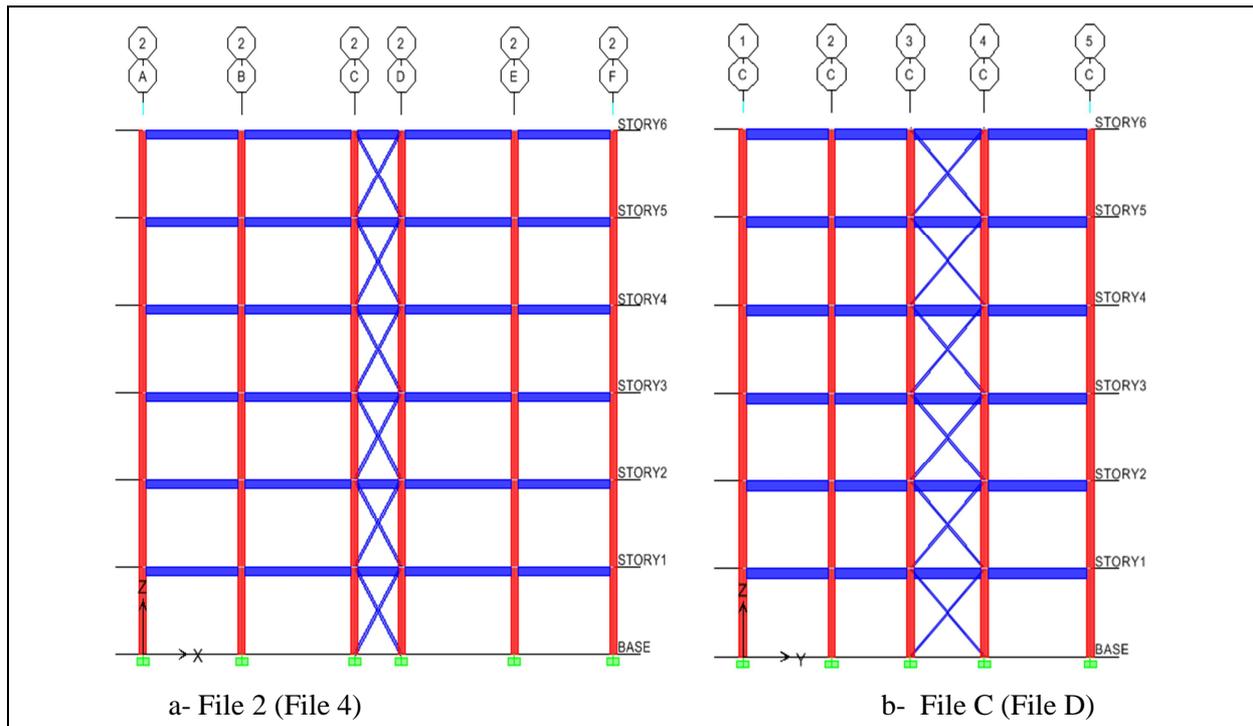


Figure 2.81. Modèle IPE100- variante n°02 : Répartition en élévation des palées de stabilité

La deuxième variante apporte un changement plus significatif. Le choix, l'emplacement et l'orientation des palées de stabilité est plutôt judicieux au vu de la réduction des dommages (Figure 2.82). La structure n'est plus vulnérable pour la zone sismique IIa ($A = 0.15g$). On peut même affirmer que le bâtiment est sain pour une accélération sismique de l'ordre de $0.20g$. Pour ces deux accélérations les dommages sont classés dans la bande Vert 2 (DG2).

Ainsi, on note une évolution des points de performance de l'ordre de 90% et 92% suivant xx et de 91% et 93% selon yy, pour des accélérations sismiques de $0.25g$ et $0.30g$ respectivement (Figure 2.83, Tableaux 2.23 et 2.24). La variation correspondante à la zone IIa étant de 83% et 85% suivant les mêmes directions.

La capacité sismique ultime du bâtiment a évolué approximativement de 29% et 48% par rapport au modèle de référence, suivant les deux directions xx et yy (Figure 2.84 et Tableau 2.25). Il est à noter que, malgré la diminution de capacité (les valeurs relevées sont de 921.713 [KN] et 1052.287 [KN], soit une diminution de 39% et 14% respectivement), la Variante n°02 présente un meilleur comportement que le modèle précédent. En effet la structure est plus souple, les déplacements correspondants sont de l'ordre de 0.037 [m] (soit une augmentation de 41% et 52% respectivement par rapport à la variante 01).

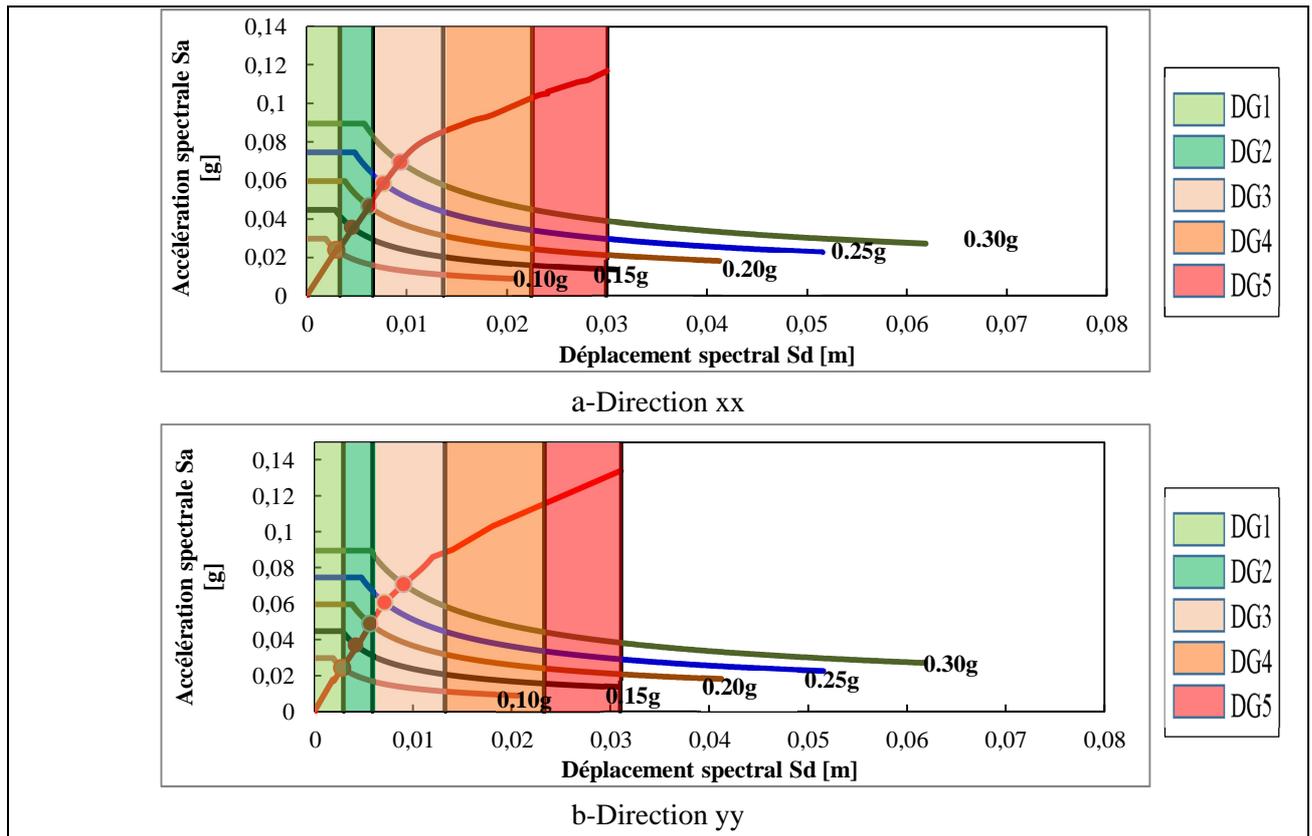


Figure 2.82. IPE100-Variante n°02 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique.

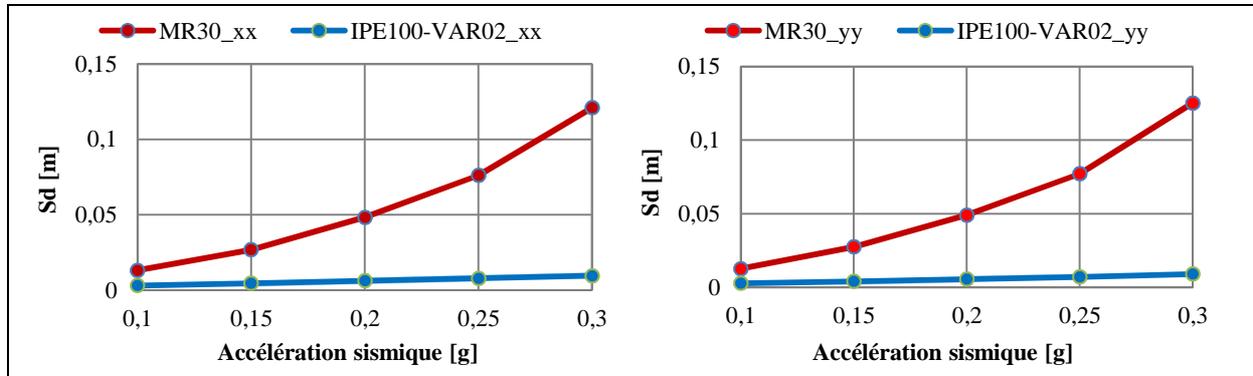


Figure 2.83. Modèles MR30 et IPE100 -Variante n°02 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

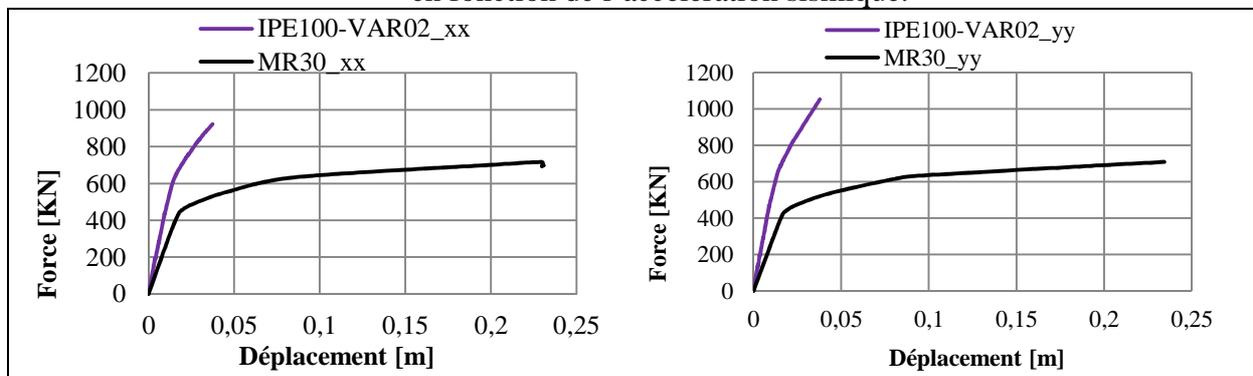


Figure 2.84. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et IPE100-Variante n°02.

2.4.3.1.-c) IPE100-Variante n°03

Les figures 2.85 et 2.86 illustrent la répartition en plan et en élévation des palées de stabilité.

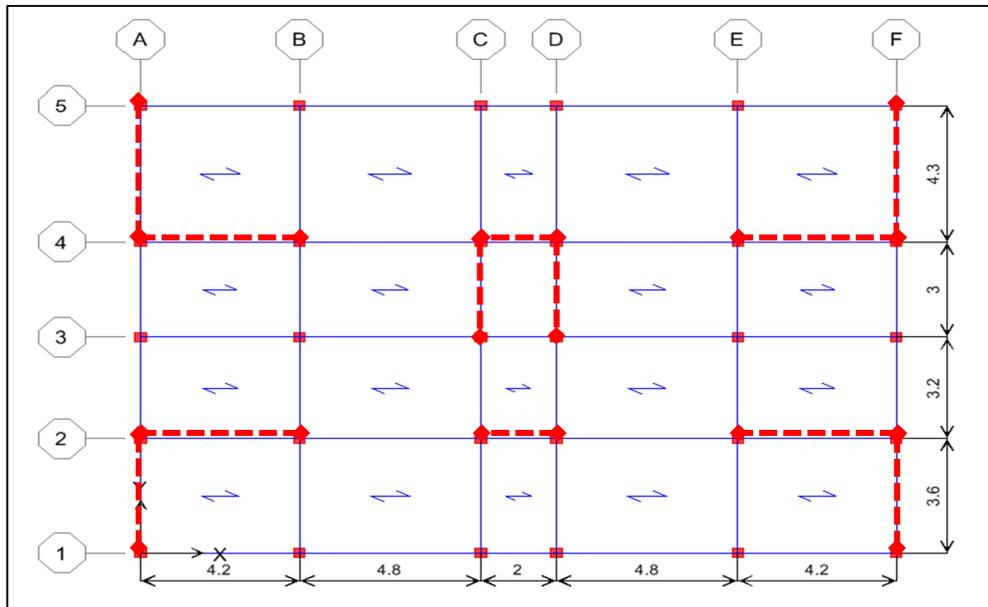


Figure 2.85. IPE100-Variante n°03 : Disposition en plan des palées de stabilité.

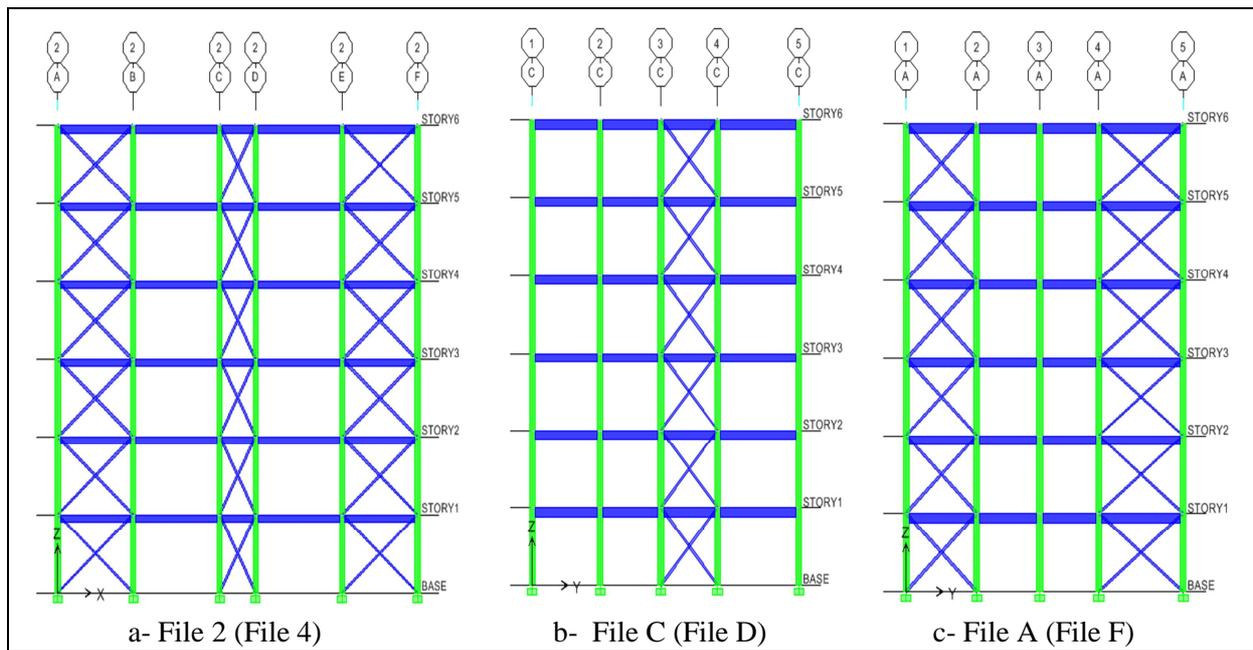


Figure 2.86. Modèle IPE100- variante n°03 : Répartition en élévation des palées de stabilité.

La performance sismique relative à cette variante n°3, est similaire à celle trouvée pour la variante n°1, en ce sens que les dommages majeurs sont localisés dans la bande Orange 3 (DG3) pour des accélérations sismiques prépondérantes (Figure 2.87).

L'évolution du point de performance corrobore un peu plus le constat fait ci-dessus. Les pourcentages de variation sont voisins de ceux relevés pour la variante n°01 (Figure 2.88, Tableaux 2.23 et 2.24).

La capacité ultime relevée (Figure 2.89 et Tableau 2.25) suivant xx est de 1039.702 [KN] (correspondant à un déplacement de 0.016 [m]), elle est de 1378.127 [KN] selon yy (pour un déplacement de 0.023 [m]).

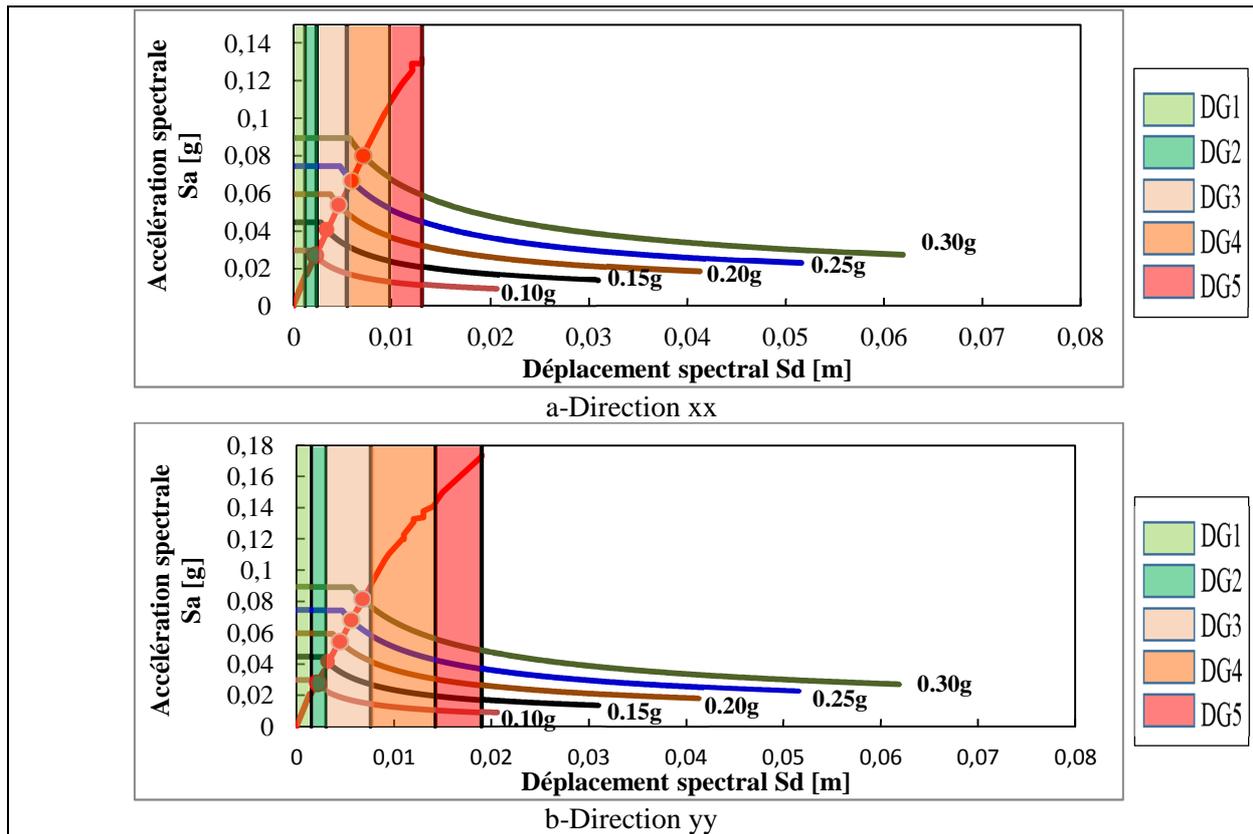


Figure 2.87. IPE100 -Variante n°03 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique

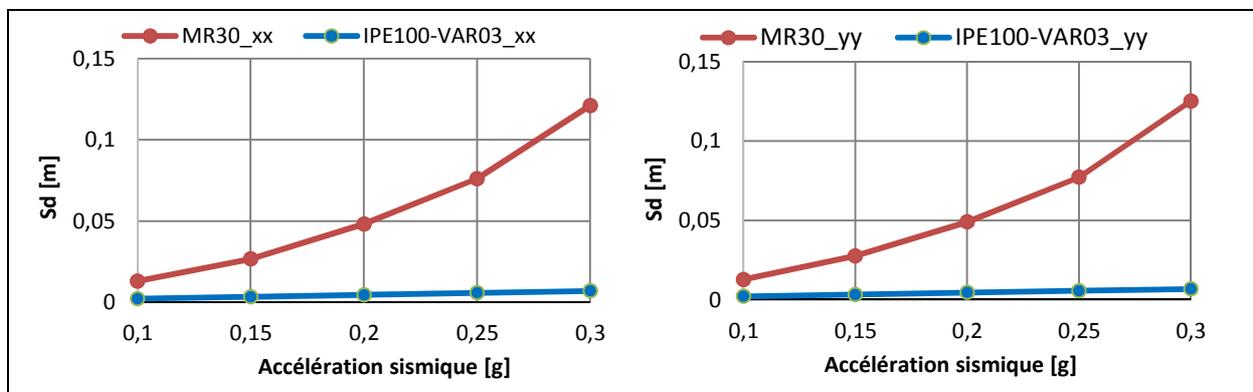


Figure 2.88. Modèles MR30 et IPE100 -Variante n°03 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

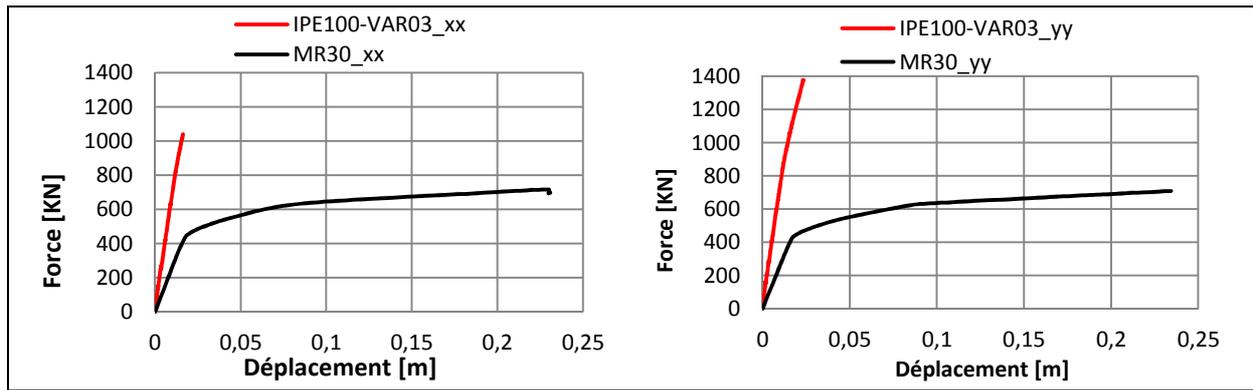


Figure 2.89. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et IPE100 -Variante n°03.

2.4.3.1.-d) Récapitulatif des résultats du modèle IPE100

A		0,1	0,15	0,2	0,25	0,3
MR30_xx (Sd [m])		0,0130	0,0266	0,0481	0,0760	0,1209
IPE100 VAR01_xx	Sd [m]	0,0024	0,0036	0,0050	0,0062	0,0075
	Var./MR30 (%)	81	86	90	92	94
IPE100 VAR02_xx	Sd [m]	0,0029	0,0044	0,0061	0,0076	0,0093
	Var./MR30 (%)	78	83	87	90	92
IPE100 VAR03_xx	Sd [m]	0,0022	0,0033	0,0047	0,0058	0,00707
	Var./MR30 (%)	83	87	90	92	94

Tableau 2.23. Point de performance : Évolution chiffrée du modèle IPE100 suivant xx.

A		0,1	0,15	0,2	0,25	0,3
MR30_yy (Sd [m])		0,0126	0,0275	0,0490	0,0771	0,1251
IPE100 VAR01_yy	Sd [m]	0,0024	0,0036	0,0049	0,0061	0,0075
	Var./MR30 (%)	81	87	90	92	94
IPE100 VAR02_yy	Sd [m]	0,0028	0,0041	0,0056	0,0072	0,0090
	Var./MR30 (%)	78	85	88	91	93
IPE100 VAR03_yy	Sd [m]	0,0021	0,0032	0,0045	0,0056	0,0069
	Var./MR30 (%)	83	88	91	93	94

Tableau 2.24. Point de performance : Évolution chiffrée du modèle IPE100 suivant yy.

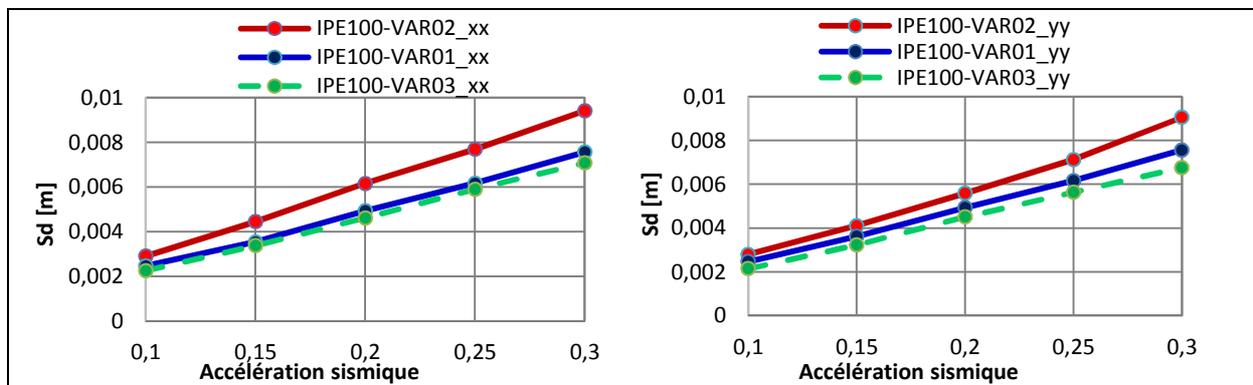


Figure 2.90. Modèle IPE100 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

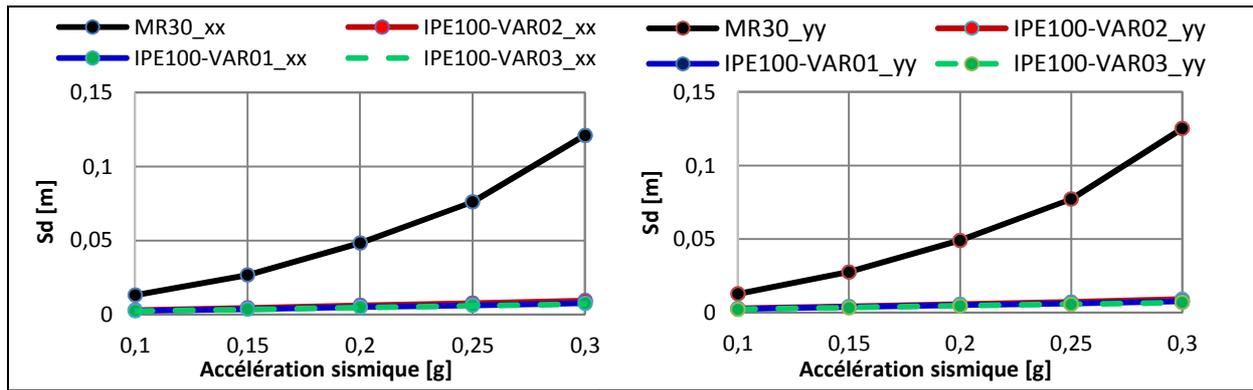


Figure 2.91. Modèles MR30 et IPE100 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

Modèle	Force [kN]	Var./MR30 (%)	Dép. Corresp. [m]	Var./MR30 (%)
MR30-p30x35 (0,65%)_xx	716,201		0,2298	
IPE100-VAR01_xx	1283,08	79	0,0266	-88
IPE100-VAR02_xx	921,712	29	0,0374	-84
IPE100-VAR03_xx	1039,701	45	0,0163	-93
MR30-p30x35 (0,65%)_yy	708,663		0,2344	
IPE100-VAR01_yy	1195,598	69	0,0249	-89
IPE100-VAR02_yy	1052,287	48	0,0378	-84
IPE100-VAR03_yy	1378,127	94	0,0233	-90

Tableau 2.25. Capacité ultime: Évolution chiffrée, du modèle IPE100.

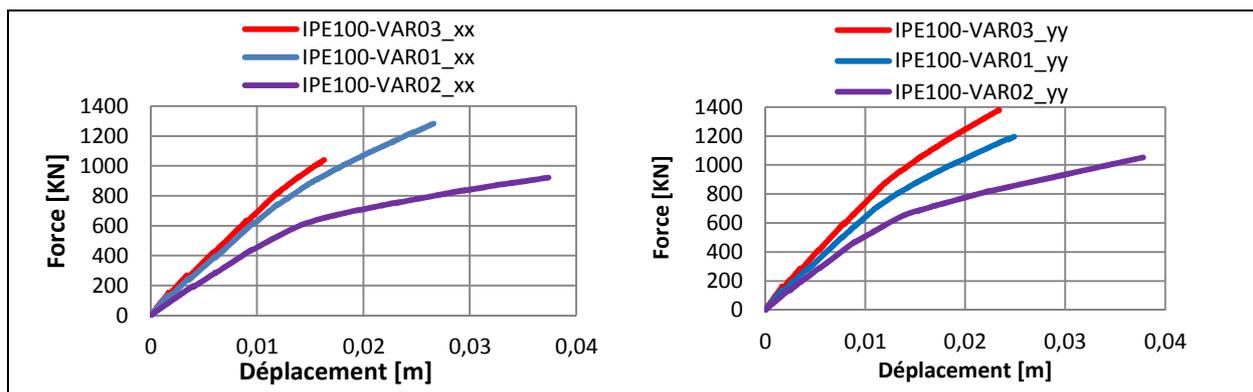


Figure 2.92. Superposition des courbes de capacité du modèle IPE100

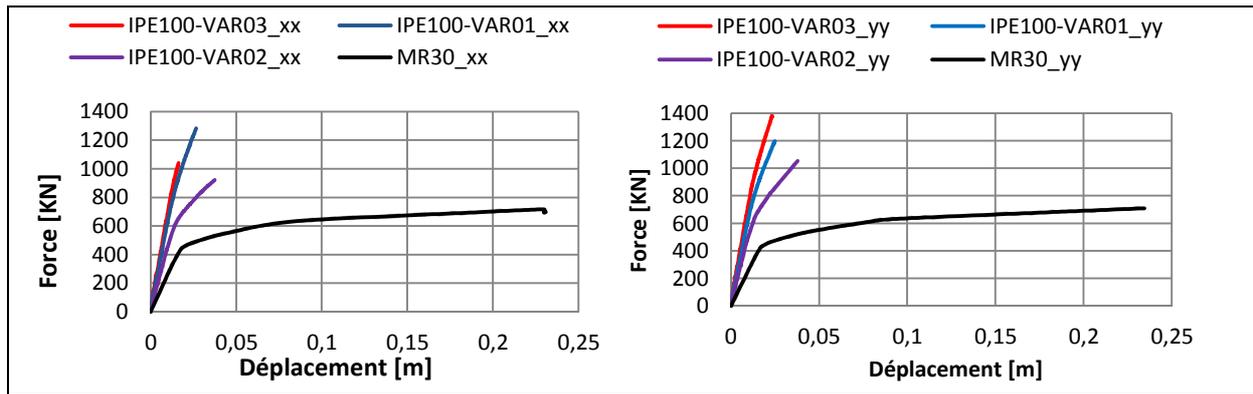


Figure 2.93. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et IPE100

L'examen de la superposition des courbes, que ce soit de l'évolution du point de performance ou de la capacité sismique ultime, montre que (Figures 2.90 à 2.93) les variantes 3 et 1 (classées dans cet ordre) présentent un meilleur rapport en comparaison à la variante 2. Cependant, ces deux variantes citées en premier, sont trop rigides et subissent une rupture brusque et fragile plus prononcée. Leur performance sismique relative à la zone IIa reste insuffisante pour la réglementation en vigueur (les dommages sont classés en Orange 3 (DG3)). Par contre, la performance sismique de la variante 2 est satisfaisante (dommages classés en Vert 2 (DG2)).

2.4.3.2. Modèle IPE120

L'introduction de ce modèle permettra de jauger l'influence des caractéristiques géométriques, dont les valeurs sont illustrées sur la figure 2.94, sur le comportement de la structure.

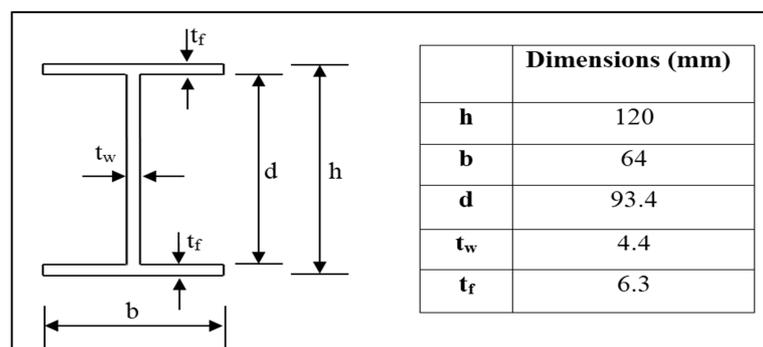


Figure 2.94. Caractéristiques géométriques de l'IPE120

2.4.3.2.-a) IPE120-Variante n°01

L'influence des caractéristiques géométriques du profilé IPE120 sur le comportement de la structure n'est pas significative par rapport à celles du profilé IPE100, spécialement pour l'évolution des dommages (Figure 2.95). Ainsi, le diagnostic déjà formulé pour le

confortement avec des palées de stabilité de type IPE100-Variante n°01 est maintenu.

L'évolution du point de performance (Figure 2.96, tableaux 2.26 et 2.27) ainsi que de la capacité de la structure (Figure 2.97 et Tableau 2.28) pour la zone IIa, par rapport au modèle de référence MR30, peut être chiffrée comme suit :

88% de variation du point de performance suivant les deux directions.

Les capacités ultimes relevées sont de 1353.481 [KN] (soit une augmentation de 89%) suivant xx (correspondant à un déplacement de 0.024 [m]) et de 1220.908 [KN] (soit une variation de 72%) suivant yy (pour un déplacement de 0.022 [m]).

Malgré la variation des caractéristiques géométriques (augmentation de la section transversale de 30.5% par rapport au profilé IPE100), le comportement global du bâtiment n'a pas évolué concrètement.

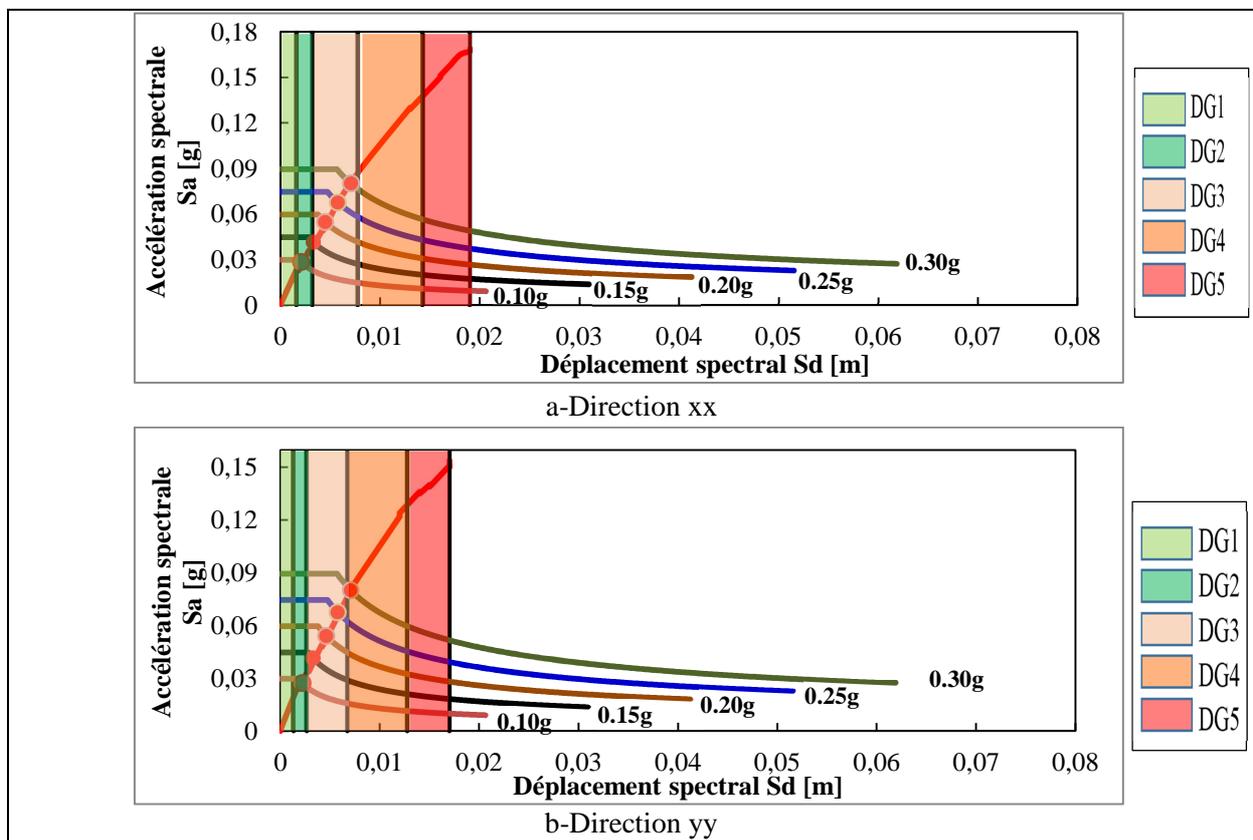


Figure 2.95. IPE120-Variante n°01 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique

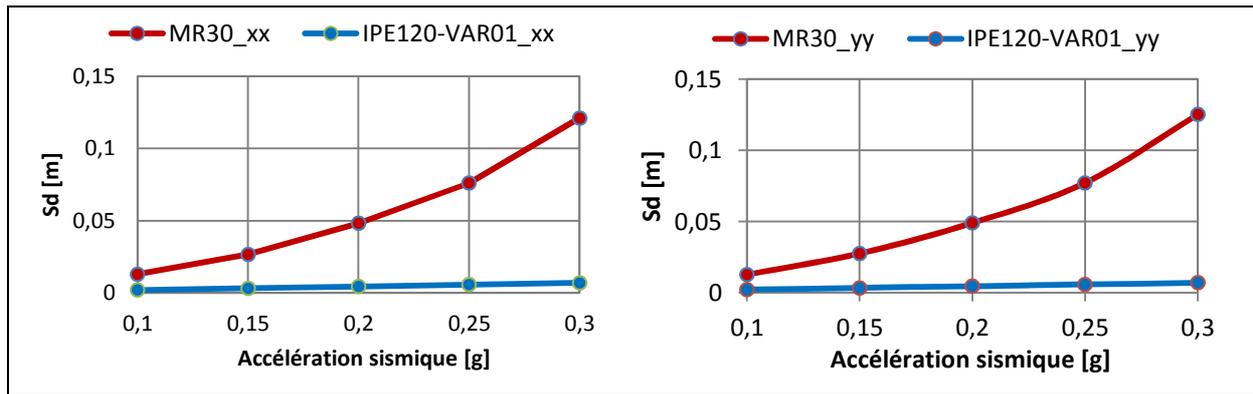


Figure 2.96. Modèles MR30 et IPE120 -Variante n°01 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

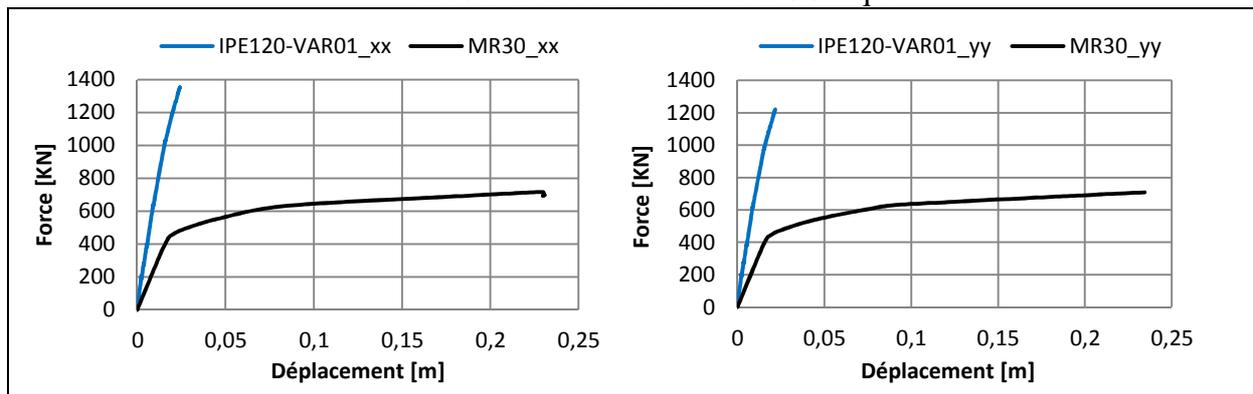


Figure 2.97. IPE120 -Variante n°01 : Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et IPE120-Variante n°01.

2.4.3.2.-b) IPE120-Variante n°02

Comme pour le cas du modèle IPE100, la deuxième variante apporte un changement conséquent en comparaison au modèle de référence MR30. Concrètement, l'adoption de nouvelles caractéristiques (IPE120) n'a pas influé sur le niveau des dommages, ce dernier est identique à celui-ci présenté par la variante équivalente du modèle IPE100. La structure n'est pas vulnérable pour la zone considérée (dommages en Vert 2 (DG2)). On peut même avancer que les dommages sont réversibles (Figure 2.98) même pour des accélérations sismiques prépondérantes de 0.25g et 0.30g (dommages classés en Orange 3 (DG3)).

L'évolution des points de performance est de l'ordre de 90% et 94% suivant xx et de 91% et 93% selon yy, pour des accélérations sismiques de 0.25g et 0.30g respectivement (Figure 2.99 et Tableaux 2.26 et 2.37). Cette évolution est de l'ordre des 85% pour une accélération sismique de 0.15g (zone IIa).

La capacité ultime du bâtiment a évolué approximativement de 35% et 63% suivant les deux mêmes directions (Figure 2.100 et Tableau 2.28). Les valeurs ultimes relevées sont de 965.790 [kN] (déplacement correspondant de 0.037 [m]) et 1153.691 [kN] (pour un déplacement de 0.040 [m]), respectivement.

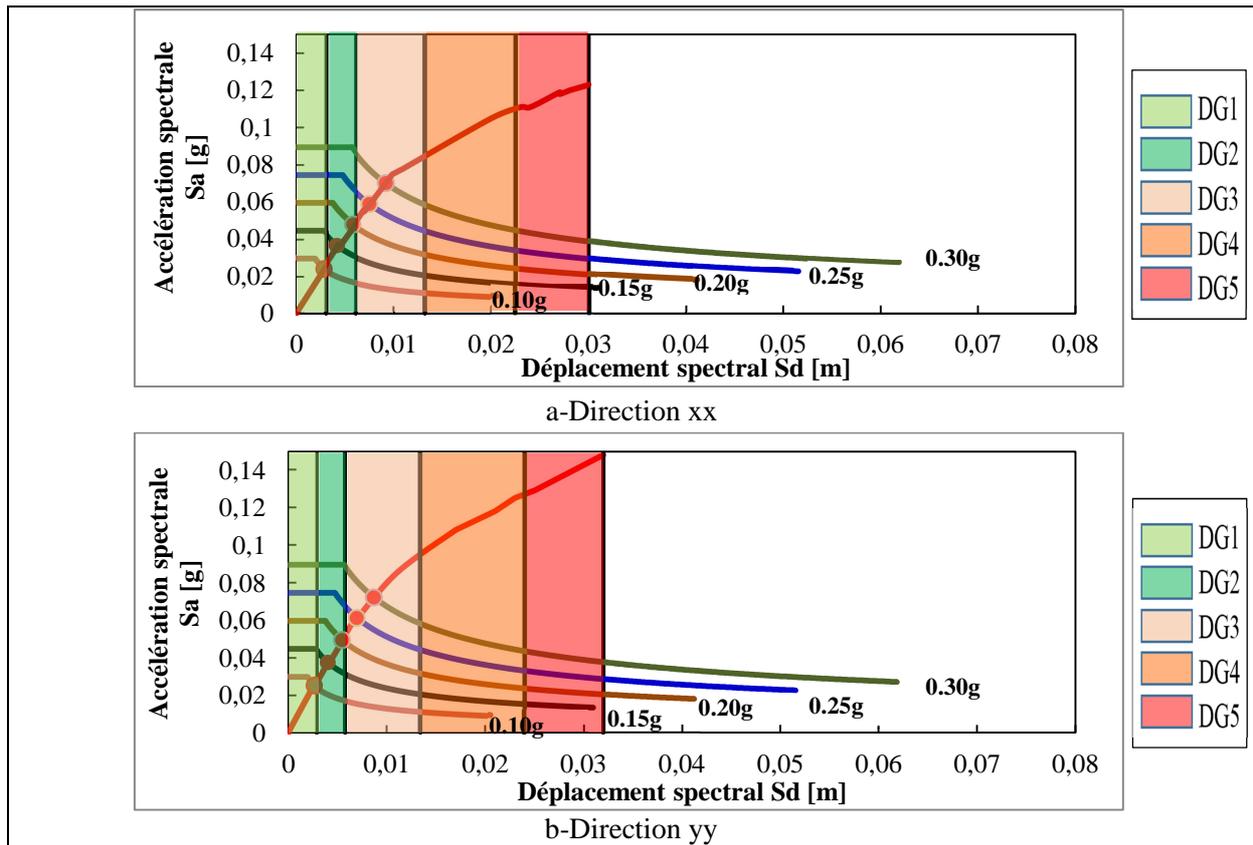


Figure 2.98. IPE120-Variante n°02 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique

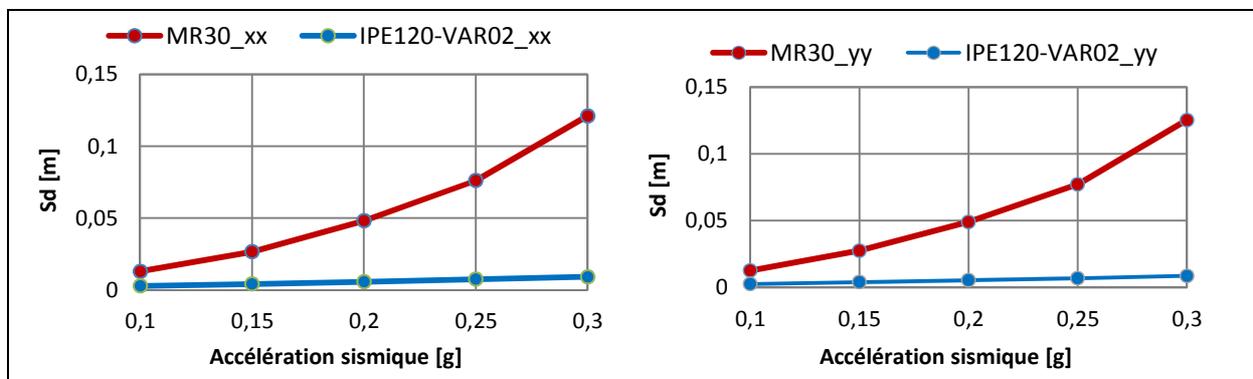


Figure 2.99. Modèles MR30 et IPE120-Variante n°02 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

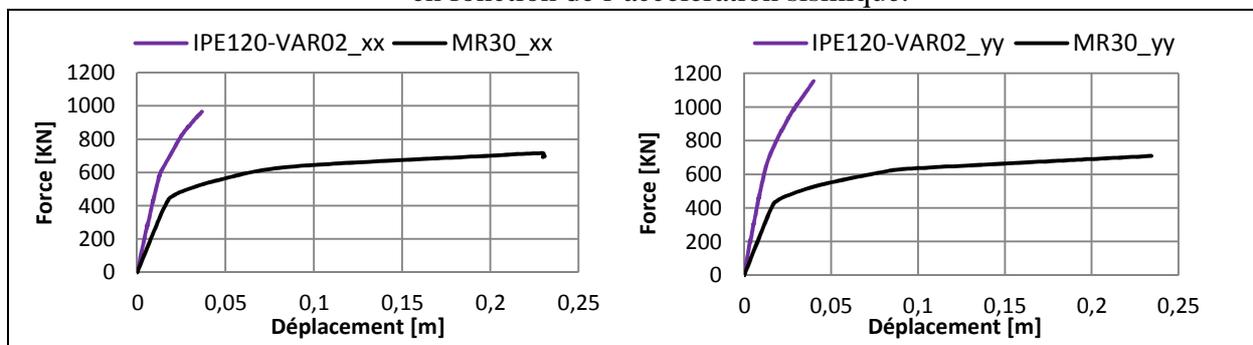


Figure 2.100. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et IPE120-Variante n°02.

2.4.3.2.-c) IPE120-Variante n°03

La structure n'est plus vulnérable (Figure 2.101), pour des accélérations modérées allant jusqu'à 0.20g (les dommages sont localisés dans les bandes « vert 1 et vert 2 » (DG1 et DG2)). Ce modèle présente un comportement similaire à ceux observés avec la variante 02 des palées de stabilité de type IPE100et IPE120. Néanmoins, ce modèle IPE120-variante 03 ne peut être considéré comme le plus performant si l'on s'attarde sur l'aspect économique.

On note une évolution favorable du point de performance (Figure 2.102 et Tableau 2.27 et 2.28) par rapport au modèle de référence MR30 de l'ordre de 93% et 95% globalement pour des accélérations sismiques de 0.25g et 0.30g respectivement.

La capacité ultime a augmenté de 41% et 163% suivant les directions xx et yy (Figure 2.103).

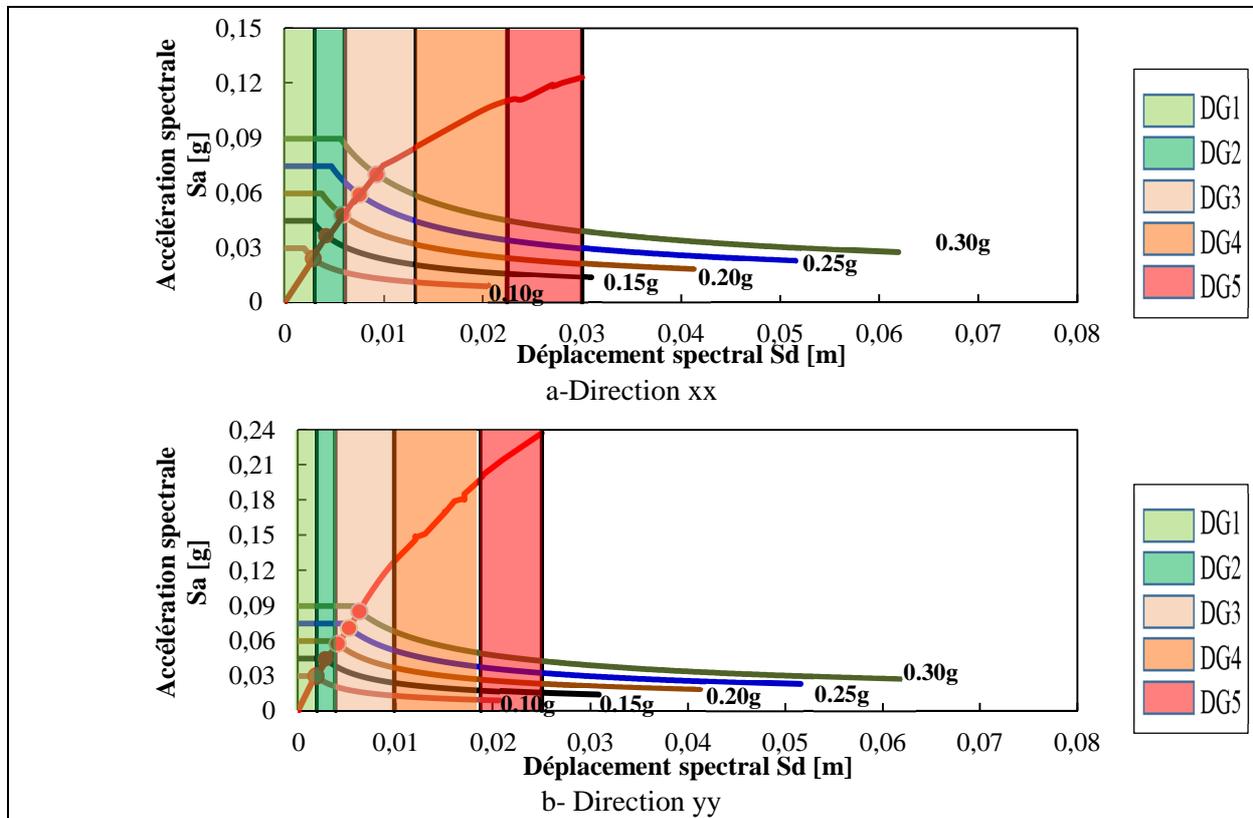


Figure 2.101. IPE120 -Variante n°03 : Évaluation des dommages en fonction de l'accélération sismique

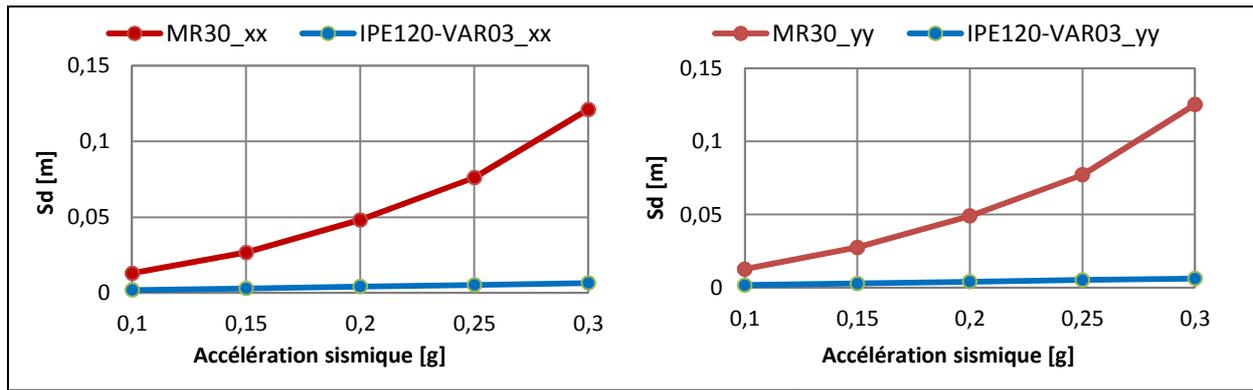


Figure 2.102. Modèles MR30 et IPE120-Variante n°03 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

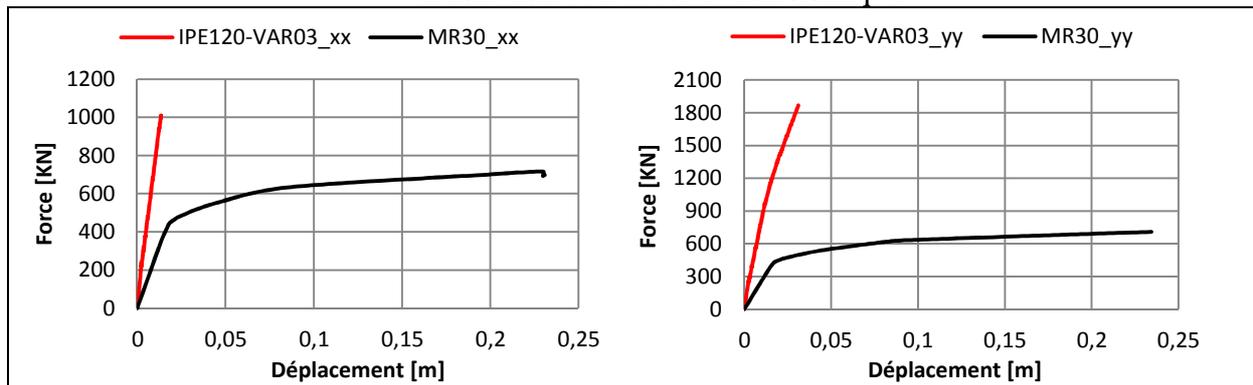


Figure 2.103. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et IPE120 -Variante n°03.

2.4.3.2.-d) Récapitulation des résultats du modèle IPE120

A		0,1	0,15	0,2	0,25	0,3
MR30_xx	(Sd [m])	0,0130	0,0266	0,0481	0,0760	0,1209
IPE120 VAR01_xx	Sd [m]	0,0020	0,0032	0,0045	0,0057	0,0070
	Var./MR30 (%)	84	88	91	92	94
IPE120 VAR02_xx	Sd [m]	0,0028	0,0041	0,0058	0,0075	0,0092
	Var./MR30 (%)	78	84	88	90	92
IPE120 VAR03_xx	Sd [m]	0,0019	0,0029	0,0042	0,0053	0,0065
	Var./MR30 (%)	85	89	91	93	95

Tableau 2.26. Point de performance : Évolution chiffrée du modèle IPE120 suivant xx

A		0,1	0,15	0,2	0,25	0,3
MR30_yy	(Sd [m])	0,0126	0,0275	0,0490	0,0771	0,1251
IPE120 VAR01_yy	Sd [m]	0,0022	0,0032	0,0046	0,0057	0,0070
	Var./MR30 (%)	82	88	91	93	94
IPE120 VAR02_yy	Sd [m]	0,0026	0,0040	0,0054	0,0069	0,0087
	Var./MR30 (%)	79	85	89	91	93
IPE120 VAR03_yy	Sd [m]	0,0018	0,0028	0,0040	0,0052	0,0062
	Var./MR30 (%)	86	90	92	93	95

Tableau 2.27. Point de performance : Évolution chiffrée du modèle IPE120 suivant yy

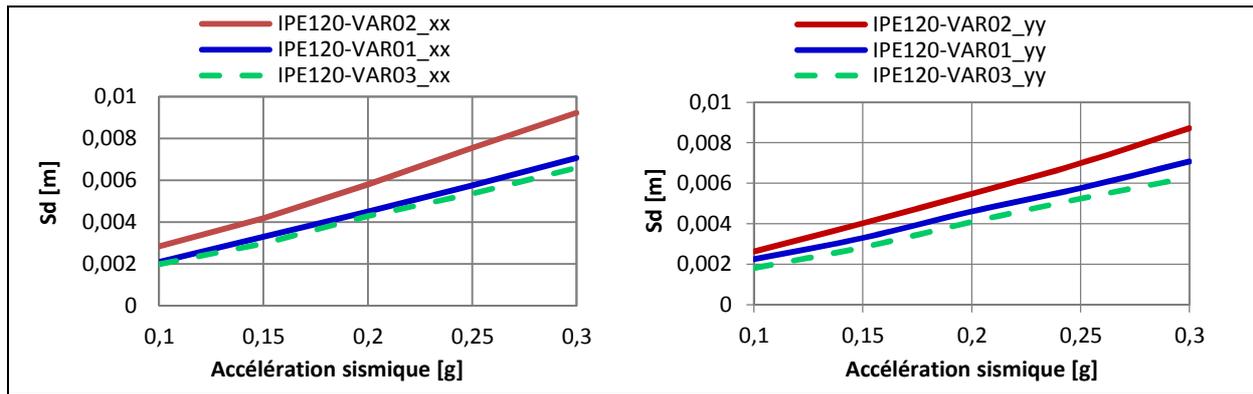


Figure 2.104. Modèle IPE120 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

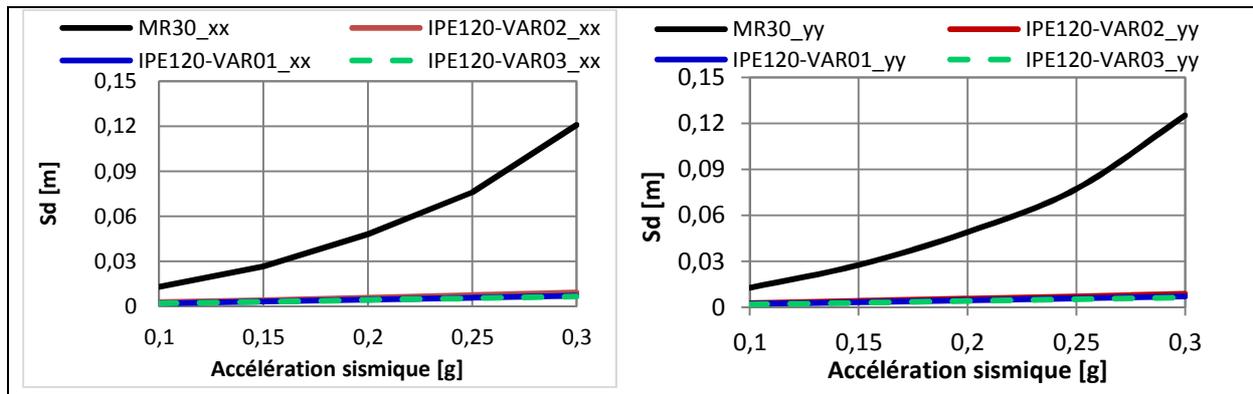


Figure 2.105. Modèles MR30 et IPE120 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique.

Modèle	Force [KN]	Var./MR30 (%)	Dépl. Corresp. [m]	Var./MR30 (%)
MR30-p30x35 (0,65%)_xx	716,201		0,2298	
IPE120-VAR01_xx	1353,481	89	0,0241	-90
IPE120-VAR02_xx	965,790	35	0,0367	-84
IPE120-VAR03_xx	1009,684	41	0,0135	-94
MR30-p30x35 (0,65%)_yy	708,663		0,2344	
IPE120-VAR01_yy	1220,907	72	0,0217	-89
IPE120-VAR02_yy	1153,691	63	0,0399	-83
IPE120-VAR03_yy	1866,935	163	0,0311	-87

Tableau 2.28. Capacité ultime: Évolution chiffrée du modèle IPE120.

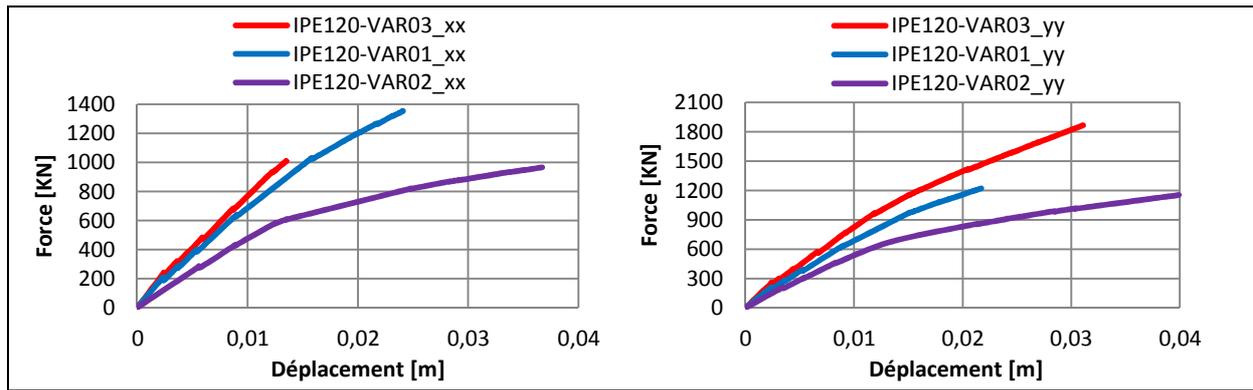


Figure 2.106. Superposition des courbes de capacité du modèle IPE120

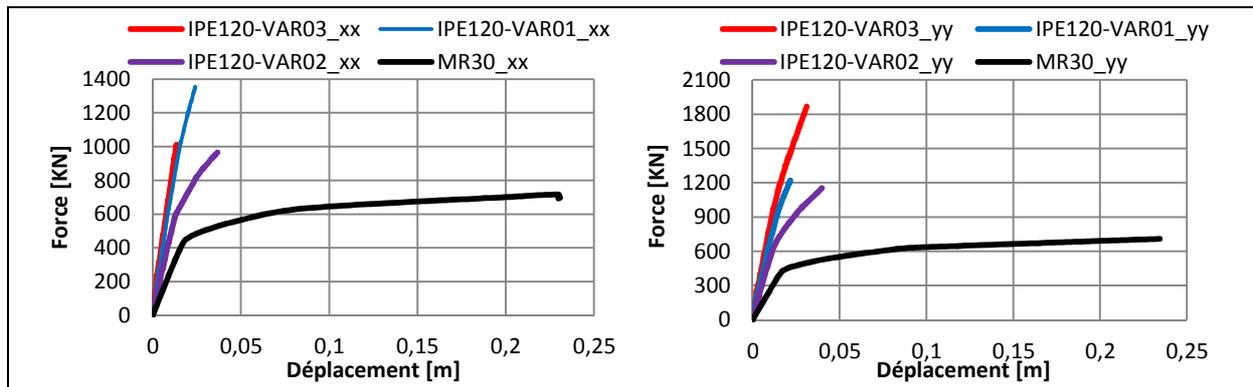


Figure 2.107. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et IPE120

A la faveur des figures 2.102 à 2.105, les variantes 01 et 03 émergent comme les modèles les plus adéquats, en regard à la capacité ultime maximale et à l'évolution conséquente du point de performance. Cependant, la variante 02 affiche une performance sismique au moins égale à celle de ces deux variantes, et pour des raisons économiques évidentes (quantité de matière, exécution...), le modèle IPE120-Variante 02 est considéré comme le plus performant.

2.4.3.3. Récapitulation des résultats du Modèle IPE

Modèle	Accélération sismique				
	0.10g	0.15g	0.20g	0.25g	0.30g
MR30	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)	DG4 (Orange 4)	DG4 (Orange 4)
IPE100-Var01	DG2 (Vert 2)	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)
IPE100-Var02	DG1 (Vert 1)	DG2 (Vert 2)	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)
IPE100-Var03	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)	DG4 (Orange 4)	DG4 (Orange 4)
IPE120-Var01	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)	DG4 (Orange 4)
IPE120-Var02	DG1 (Vert 1)	DG2 (Vert 2)	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)
IPE120-Var03	DG1 (Vert 1)	DG2 (Vert 2)	DG2 (Vert 2)	DG3 (Orange 3)	DG3 (Orange 3)

Tableau 2.29. Niveaux des dommages pressentis pour le cas de confortement avec des palées de stabilité de type IPE.

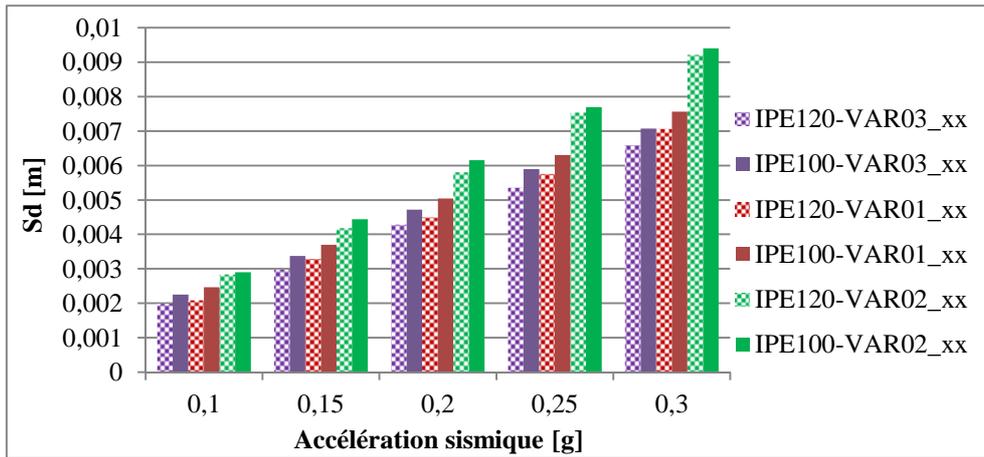


Figure 2.108. Modèle IPE : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique suivant la direction xx.

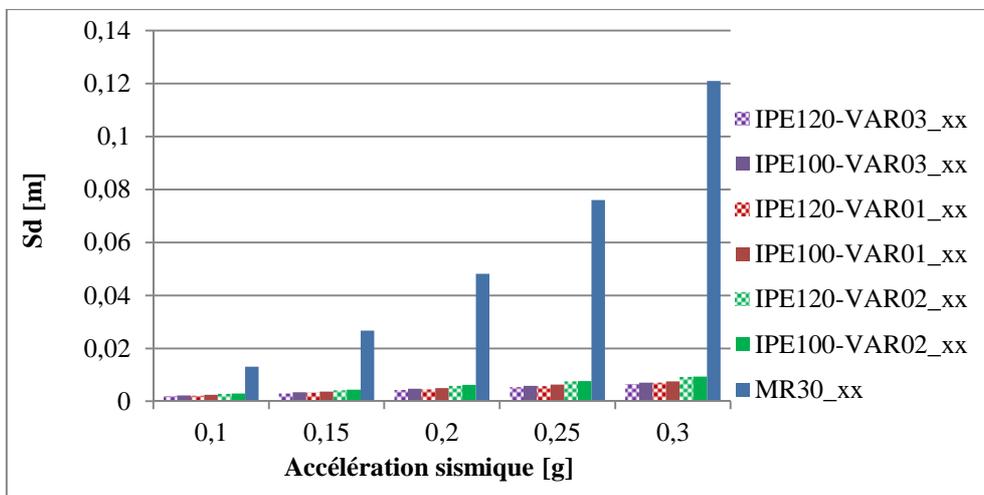


Figure 2.109. Modèles IPE et MR30 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique, suivant la direction xx.

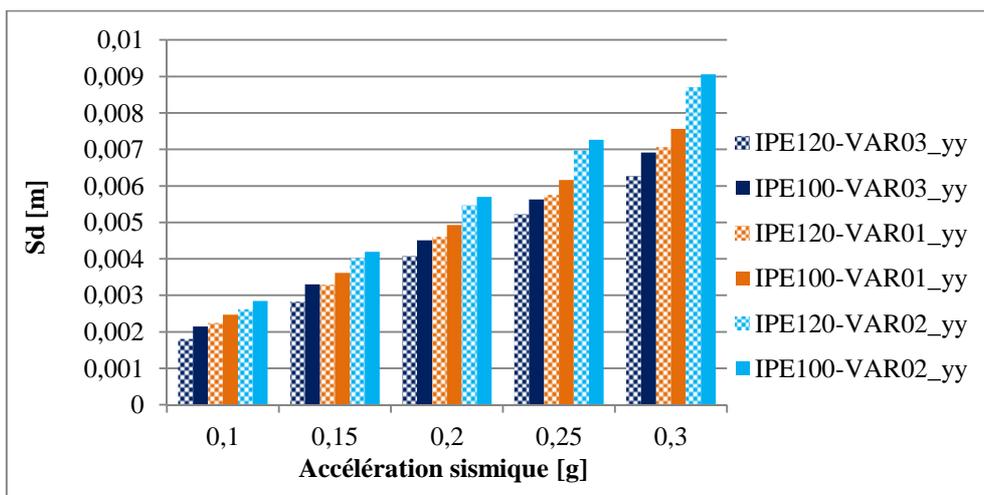


Figure 2.110. Modèle IPE : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique suivant la direction yy.

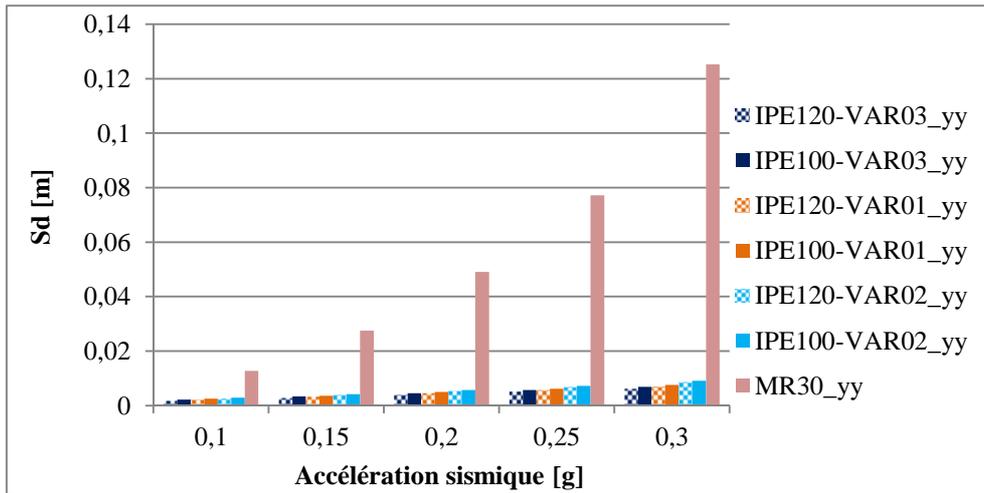


Figure 2.111. Modèles IPE et MR30 : Évolution du point de performance en fonction de l'accélération sismique, suivant la direction yy.

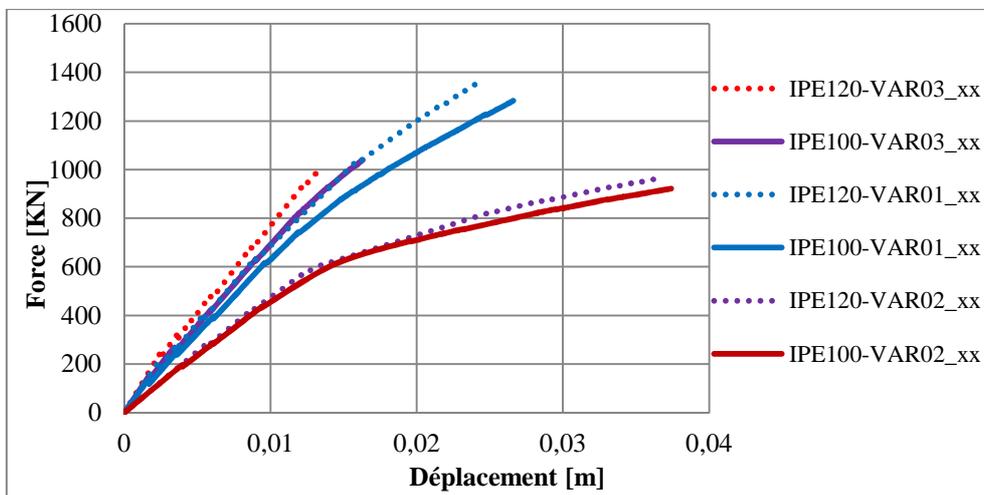


Figure 2.112. Superposition des courbes de capacité du modèle IPE, suivant xx

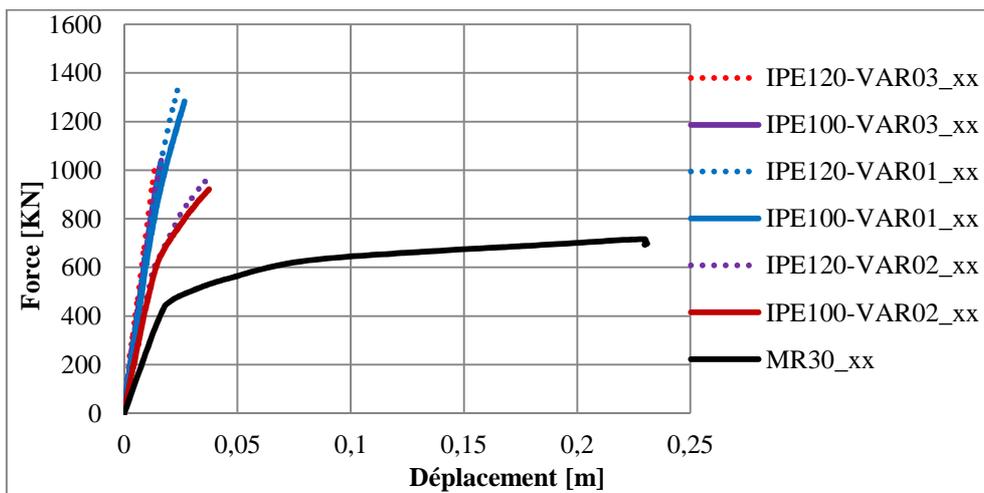


Figure 2.113. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et IPE, suivant xx

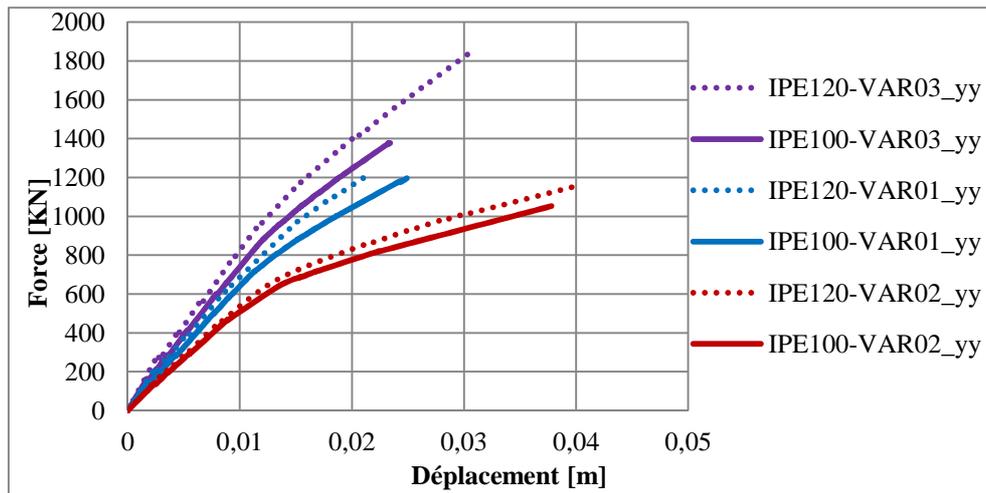


Figure 2.114. Superposition des courbes de capacité du modèle IPE, suivant yy

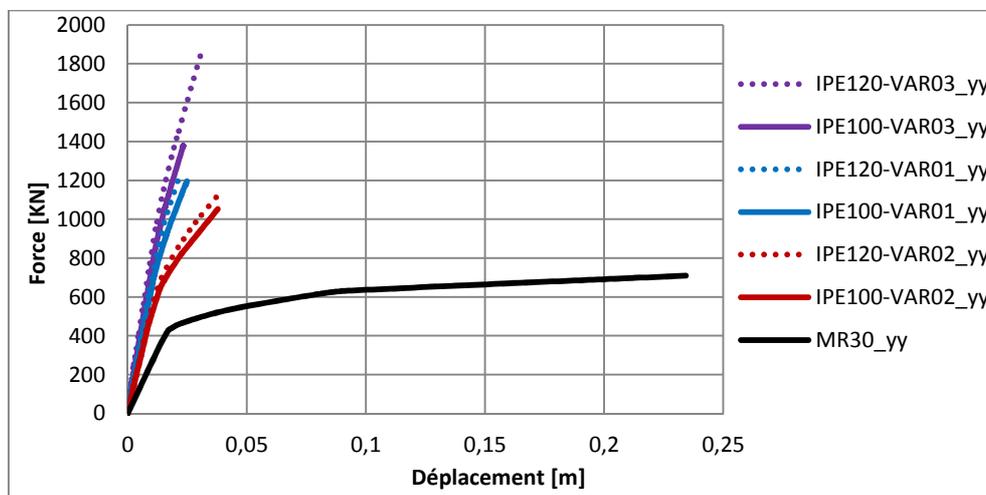


Figure 2.115. Superposition des courbes de capacité des modèles MR30 et IPE, suivant yy

2.4.3.4. Conclusion relative à l'ajout de palées de stabilité

Le confortement du bâtiment par des palées de stabilité a modifié complètement son comportement mécanique. Toutes les variantes subissent des ruptures fragiles. Les courbes de capacité ne présentent pas de palier de ductilité. La ruine de l'ouvrage est guidée par la rupture des palées de stabilité. L'étude sur le confortement par des palées de stabilité a débouché sur les points suivant :

1. Du point de vue des dommages (Tableau 2.29) :

- Les modèles IPE100-Variante 02, IPE120-Varante 02, présentent des similitudes par rapport à la localisation des points de performance. En effet, ces deux variantes subissent des dommages équivalents pour chaque accélération sismique considérée. Les dommages sont classés en Vert1 pour

l'accélération de 0.10g, en Vert 2 pour 0.15g et 0.20g et en Orange 3 pour celles prépondérantes à savoir 0.25g et 0.30g.

- Le modèle IPE100-Variante 02 émerge comme étant le plus adéquat, en regard de la réglementation en vigueur, en tenant compte de l'aspect économique chiffré à 30.5% de gain en matière (section transversale) par rapport à l'usage d'un IPE120.
 - Les modèles IPE100-Variante 02, IPE120-Varantes 02 et 03 sont conformes à la réglementation en vigueur en zone IIa. Les dommages sont classés en Vert 2. Cependant, les palées de stabilité de type IPE120 ne sont pas économiques (relativement à ceux de type IPE100).
 - La structure confortée est conforme pour l'accélération sismique de 0.10g. les dommages sont classés soient en Vert 1 ou Vert 2.
 - Les variantes 01 et 03 présentent des dommages importants (classés en zone Orange 3) pour l'accélération de 0.20g.
 - Tous les modèles confortés par des palées de stabilité sont sujets à des dommages pouvant être irréversibles pour des accélérations sismiques prépondérantes à savoir 0.25g et 0.30g. Leurs dommages sont classés en Orange 3 et 4.
2. Du point de vue de l'évolution du point de performance (Figure 2.106 à 2.111):
- L'évolution du point de performance est impressionnante par rapport au modèle de référence MR30.
 - L'évolution entre les modèles confortés, quantifiée avec le déplacement spectral n'est pas significative (ces déplacement sont relativement petits sous une accélération donnée). Néanmoins, on peut les classés suivant cet ordre : les variantes 03, puis les variantes 01 et en dernier les variantes 02.
3. Du point de vue de capacité (Figures 2.112 à 2.115) :
- Tous les modèles confortés subissent des ruptures fragiles à des degrés différents. On relève l'absence de palier de ductilité.
 - Les palées de stabilité conçus avec la variante 03 sont trop rigides comparativement à ceux de la variante 2.
 - Bien que leurs capacités ne soient pas élevées, les variantes 02 des palées de stabilités offrent un meilleur comportement.

2.5. CONCLUSION

Au vu des résultats obtenus, la performance sismique de la structure n'est assurée qu'avec le confortement avec des palées de stabilité, pour des accélérations sismiques modérées. Toutefois, le comportement mécanique global du bâtiment a complètement changé. Les courbes force-déplacement illustrent un comportement devenu fragile, où le palier de ductilité est presque inexistant. Les palées de stabilité ont grandement contribué à l'augmentation très importante de la capacité sismique de l'ouvrage. La ruine est guidée par la rupture de ces palées de stabilité, d'où le comportement fragile.

On peut relever, que les variantes 02 de types IPE100 et IPE120 émergent comme les modèles les plus performants, mais que celle des palées de stabilité de type IPE100 offre un meilleur compromis (réduction de la section transversale de 30.5% par rapport à IPE120).

Les cas de renforcement au niveau des poutres et des poteaux restent insuffisants vis-à-vis de la réglementation parasismique en vigueur. L'évolution du point de performance est assez élevée, mais à l'intérieur d'une bande de dommages donnée seulement. La structure est considérée globalement vulnérable pour la zone IIa, d'accélération sismique 0.15g. Néanmoins, Il faut noter que l'influence de la variation de la section des armatures est plus significative que celle des dimensions transversales de la section brute du béton dans les poutres.

CHAPITRE III

Proposition d'un modèle élément fini local

Sommaire du chapitre III

3.1. Introduction	92
3.2. Différentes approches de modélisation	92
3.2.1 Échelle globale	92
3.2.2 Échelle locale	92
3.2.3 Échelle semi-locale	93
3.3. Modélisation sous ABAQU	93
3.3.1. Résolution avec ABAQUS Explicit	94
3.3.2. Modélisation des éléments	96
3.3.2.1. Élément fini pour le béton	96
3.3.2.2. Élément fini pour les aciers	97
3.3.3. Modélisation des matériaux	98
3.3.3.1. Modélisation du béton	98
a) Décomposition des déformations	99
b) Relation contrainte-déformation	100
c) Loi d'écrouissage	100
d) Fonction de charge	100
e) Plasticité non associée – loi d'écoulement	102
f) Endommagement et dégradation de la rigidité	103
g) Définition des paramètres du modèle CDP (Concrete Damaged Plasticity)	105
3.3.3.2. Modélisation de l'acier	109
3.4. Validation du modèle	111
3.4.1. Simulation d'un voile	111
3.4.1.1. Description du voile SW 14	111
3.4.1.2. Modélisation géométrique du voile SW 14	112
3.4.1.3. Données numériques des matériaux	113
3.4.1.4. Résultats et discussion de la simulation du voile SW 14	114
3.4.2. Simulation d'un portique	119
3.4.2.1. Description du portique de Vecchio	119
3.4.2.2. Modélisation géométrique du portique	120
3.4.2.3. Données numériques des matériaux	121
3.4.2.4. Résultats de la simulation du portique de Vecchio	122

3.1. Introduction

Les voiles et les portiques en béton armé sont des éléments de structures conçus généralement pour faire face aux charges induites par les séismes dans les constructions de génie civil. La maîtrise de leur comportement qui est fortement non linéaire au-delà du domaine élastique est importante. La prédiction numérique de ce phénomène, exige donc, des modèles fiables et efficaces, qui peuvent prendre en compte le comportement réel des matériaux ainsi que leur interaction et de simuler les conditions réelles des protocoles d'essai, afin de reproduire fidèlement les réponses expérimentales que ce soit au niveau global ou local. Le choix d'une échelle de discrétisation est primordial avant d'entamer toute modélisation. Dans ce chapitre, un modèle élément fini sous une échelle de discrétisation locale est développé et des validations de comportement sont menées sur deux éléments de structure en béton armé, à savoir un voile et un portique.

3.2. Différentes approches de modélisation

Il existe trois approches de modélisation :

3.2.1. Échelle globale

La modélisation du comportement du béton armé se fait par des éléments homogènes en utilisant des variables généralisées formulées à partir des lois de matériaux uni-axiales découplées. Les équations moment-courbure, effort tranchant-cisaillement et effort normal-allongement régissent le comportement des éléments de structure. A l'heure actuelle les modèles globaux semblent pouvoir reproduire fidèlement le comportement des poutres et poteaux donc ceux des portiques, tandis que pour les voiles ces modèles n'arrivent pas à estimer correctement les réponses. Cela est dû au comportement non linéaire en cisaillement. Plusieurs modèles comportant des systèmes de ressort en parallèle avec une loi de fonctionnement non linéaire moment-rotation, effort normal allongement axial et effort tranchant-cisaillement ont été proposés par Vulcano [Vulcano et al 1986-1988], Azzato [Azzato 1996] et Takeda [Takeda et al 1970]. Le plus grand avantage de cette échelle ce qu'elle permet des temps de calcul très réduits, mais elle ne permet pas de définir le comportement local comme la fissuration.

3.2.2. Échelle locale

Le matériau béton est modélisé par des éléments bidimensionnels ou tridimensionnels de la mécanique des milieux continus. La rhéologie est exprimée en variables locales : contrainte-déformation. La loi de comportement est indépendante de la géométrie de la structure. Cette échelle de modélisation permet d'obtenir des informations locales concernant l'état de fissuration, d'endommagement et celui de la plastification du matériau car l'état de ce dernier

est pris en compte en chaque point d'intégration de l'élément fini. Cette approche rend le résultat très complet et donne accès aux déformations en tout point de la structure et les contraintes correspondantes sont intégrées sur le volume de l'élément pour avoir accès aux forces internes. Cependant, cette échelle nécessite des stockages et des temps de calcul importants [Saanouni 2003]. Du point de vue des ressources informatiques disponibles aujourd'hui pour l'étude des éléments de structures en béton armé, Il a été noté qu'une approche 2D est bien adaptée pour la modélisation de la structure à des échelles réelles, par contre des échelles réduites sont mieux adaptées dans le cas d'une modélisation tridimensionnelle. Les résultats de cette approche sont complets et performants aussi bien en statique qu'en dynamique.

3.2.3. Échelle semi-locale

Cette échelle se présente comme un compromis des deux précédentes. Les matériaux béton et acier sont traités au niveau local (des lois 2D ou 3D sont utilisées) et la cinématique du modèle est décrite par les déplacements et les rotations des éléments finis poutres, plaques et coques. Cette échelle permet de réduire la taille du problème et de favoriser une intégration rapide de lois de comportement. Plusieurs travaux ont été développés dans ce sens, on peut citer les éléments poutres multicouches développés par La borderie [La broderie 1991, 2003] pour des modélisations en deux dimensions, et des éléments poutres multifibres pour des modélisations à trois dimensions. Cette échelle est beaucoup plus adaptée pour les portiques et les voiles élancés dont les poutres multifibres de type Bernoulli ou multicouches [Spacone et al. 1996], [Nguyen et al. 2005, 2006], [Mazars et al. 2006] sont utilisées à condition que la perturbation due à l'effort tranchant ne soit pas importante. Dans le cas des voiles courts ou moyennement élancés, l'utilisation des poutres multifibres de Timoschenko est recommandée [Dubé 1997], [Petrangeli et al. 1999], [Kotronis 2000]. L'accès aux réponses locales telles que la fissuration et la visualisation du comportement de l'acier n'est pas possible, d'où le plus grand inconvénient de cette méthode.

3.3. Modélisation sous ABAQUS

Un modèle élément fini en trois dimensions est développé pour simuler le comportement des voiles et des portiques en béton armé sous un chargement latéral et vertical avec le code de calcul ABAQUS [ABAQUS 6.12]. Celui-ci dispose de deux principaux modules d'analyse: Standard et Explicite. Ces deux modules utilisent différentes stratégies de résolution pour les problèmes non linéaires quasi statiques et dynamiques: ABAQUS Standard utilise un schéma implicite avec un chemin de résolution itératif des équations à résoudre, et il approche la solution par des cycles successifs d'équilibre, tandis que, ABAQUS / Explicit utilise une

formulation dynamique explicite non linéaire et détermine la solution en avançant explicitement le plus petit temps d'incrément du modèle sans itération [ABAQUS 6.12].

Le développement de la méthode dynamique explicite est initialement destiné pour l'analyse dynamique à grande vitesse dans laquelle l'inertie joue un rôle prépondérant dans la solution, comme le cas de chargement d'impact. En termes de temps (calcul extrêmement coûteux), ce n'est pas judicieux de suivre le chemin de résolution implicite. Plus tard, il a été constaté qu'ABAQUS Explicit est également très efficace pour la résolution quasi-statique non linéaire de la réponse des structures [ABAQUS 2012].

De plus, des difficultés de convergence dans le programme d'analyse implicite apparaissent souvent lors de la dégradation du matériau béton, conduisant à des difficultés de convergence dans ce programme, ainsi, la fissuration en traction fait souvent de sorte que la rigidité du matériau devienne négative. Après la propagation rapide des fissures dans le béton, il est difficile de tracer la courbe charge-déformation précisément après la charge ultime en raison de ces problèmes de convergence. Cofer [Cofer et al.2002] a indiqué que dans la modélisation d'un poteau typique de pont en béton armé, la convergence de la solution ne pouvait être atteinte au-delà de la fissuration initiale. Rusinowski [Rusinowski 2005] a également identifié des problèmes de convergence en utilisant ABAQUS Standard pour les dalles en béton avec des ouvertures, le problème de convergence est dû à la sensibilité de l'analyse à la variation de la rigidité des dalles (présence des ouvertures).

Des problèmes similaires ont été identifiés, lors de la simulation dans des conditions quasi-statiques des essais de structures utilisées dans ce travail, avec la méthode statique implicite dans ABAQUS Standard.

3.3.1. Résolution avec ABAQUS Explicit

ABAQUS Explicit utilise la méthode des différences centrales pour intégrer les équations du mouvement explicitement dans le temps, en utilisant les conditions cinématiques à un incrément pour calculer les conditions cinématiques à l'incrément suivant (ABAQUS 2012). L'application d'Abaqus explicit à des problèmes quasi-statiques nécessite des considérations particulières. La solution statique est un processus considérablement long par rapport à une solution dynamique, elle nécessite un nombre excessif de petit temps d'incrément.

L'événement doit être accéléré d'une manière à obtenir une solution efficace. Cependant, l'introduction de grandes accélérations peut éventuellement changer les caractéristiques du problème dynamique, où l'influence de forces d'inertie doit être considérée. Si la vitesse de chargement est augmentée jusqu'à un point où l'inertie joue un rôle important dans la solution, les résultats seront tout à fait différents de la solution quasi-statique. Par conséquent, la

stratégie de solution devrait inclure des techniques pour modéliser le processus en un temps de calcul petit, tout en veillant que l'influence des forces d'inertie sur la réponse prévue, reste insignifiante.

Pour ce faire, l'histoire de l'énergie doit être étudiée pour évaluer et déterminer si la simulation du problème quasi-statique est obtenue avec succès en utilisant ABAQUS / Explicit. Pour un comportement quasi-statique, les travaux appliqués par les forces extérieures doit être à peu près égale à l'énergie interne du système, et l'énergie cinétique doit être maintenue inférieure à 10% de l'énergie interne dans la plupart des processus, comme schématisé sur la figure 3.1. L'expression de l'énergie peut être énoncée comme suit :

$$E_I + E_V + E_{KE} + E_{FD} + E_W = E_{total} = Constante \quad (3.1)$$

- Où :
- E_I est l'énergie interne (énergie de déformation élastique et plastique),
 - E_V est l'énergie absorbée par la dissipation visqueuse,
 - E_{KE} est l'énergie cinétique,
 - E_{FD} est l'énergie absorbée par la dissipation par frottement,
 - E_W est l'énergie (travail) des forces extérieures,
 - E_{total} est l'énergie totale du système, considérée comme une valeur constante.

Equation (3.1) peut être utilisée pour évaluer l'adéquation de la simulation quasi-statique en comparant l'énergie interne au travail des forces extérieures, ainsi que le taux de l'énergie cinétique par rapport à l'énergie interne [ABAQUS 2012].

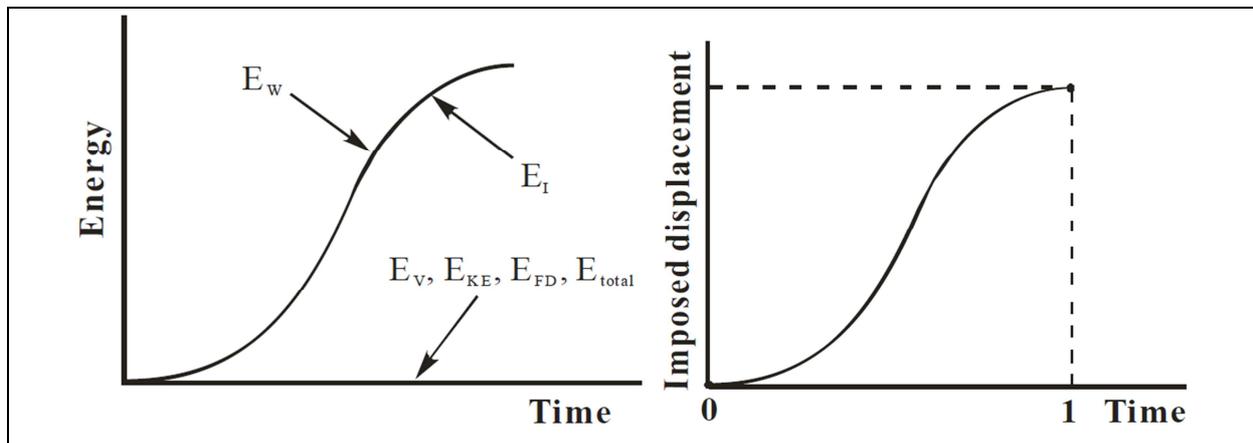


Figure 3.1. Histoire des énergies relative à un problème quasi-statique.

Figure 3.2. Déplacement imposé en utilisant smooth step.

Pour la simulation d'un procédé quasi-statique en utilisant un chemin de résolution dynamique explicit on peut augmenter le taux de chargement, de sorte que le même événement physique se produit en moins de temps. L'objectif étant que la solution reste à peu près la même que la solution statique réelle et les effets dynamiques restent insignifiants. Pour

plus d'efficacité et de précision, l'analyse quasi-statique nécessite l'application d'un chargement qui serait aussi lisse que possible, comme le montre la Figure 3.2. Généralement, une histoire de chargement lisse produira des résultats de charge-déformation lisses, bien que certains taux de chargement et les proportions de l'énergie puissent présenter des résultats avec quelques oscillations. Une fonction d'amplitude lisse (smooth step dans ABAQUS) est utilisée pour définir le taux de chargement afin d'assurer la précision de l'analyse. L'option de mass scaling permet que l'analyse soit effectuée d'une manière efficace sans augmenter artificiellement le taux de chargement. Toutefois, la réduction du temps de calcul associée à la technique de mise à l'échelle de masse (mass scaling) est une fonction de la racine carrée du facteur de mise à l'échelle de masse, alors que la réduction du temps associé à la vitesse de chargement est proportionnelle au facteur d'échelle du taux de chargement (ABAQUS 2012). Un taux de charge de 1 mm / s et un facteur d'échelle de masse de 500 sont utilisés dans l'analyse par éléments finis dans la présente recherche, choisi sur la base de l'équilibre énergétique et l'économie de la durée de solution ou de calcul pour l'ensemble du système.

3.3.2. Modélisation des éléments

La modélisation des matériaux béton et acier se fait avec des éléments solides en trois dimensions pour le premier et par une approche discrète pour le deuxième. La modélisation du comportement des portiques et des voiles en béton armé se fait à travers cinq étapes principales, à savoir; modélisation géométrique, étude et définition des lois de comportement appropriées, définition des conditions aux limites, application du chargement et la résolution non linéaire.

3.3.2.1. Élément fini pour le béton

Le béton est modélisé avec des éléments tridimensionnels à 8 nœuds (cubiques) et les aciers avec des éléments linéaires à deux nœuds. Abaqus Explicit offre deux types d'éléments pour les problèmes non linéaires, que ce soit, pour le béton et pour les aciers.

En général, le choix de l'élément pour la modélisation de structures en béton et en acier en trois dimensions se fait souvent par l'utilisation des éléments hexaédriques à huit nœuds (figure 3.3). Ces éléments appartiennent à la bibliothèque d'éléments de contrainte / déplacement qui sont les plus appropriés pour modéliser des problèmes impliquant la plasticité, l'endommagement, le contact et les grandes déformations (Abaqus 2012). L'élément utilise un chemin d'intégration réduit (il utilise moins de point d'intégration de Gauss que l'intégration complète) pour intégrer la réponse (contrainte et de déformation) sur l'élément et il a été trouvé très efficace [Belytschko et al 2013]. Une interpolation de premier ordre (linéaire) est utilisée pour calculer les contraintes internes et les déformations en tout

point de l'élément (seule interpolation offerte par Abaqus explicite pour les éléments solides). La combinaison de l'utilisation de l'intégration réduite avec le premier élément avec interpolation de premier ordre peut induire un problème numérique appelé « hourglass » [Belytschko et al 1984], [Lopez et al 2010] et [Abaqus 2012]. Pour surmonter ce problème Abaqus explicite introduit une faible valeur artificielle de rigidité à l'élément. Ce type d'élément a été utilisé dans plusieurs analyses numériques pour modéliser les structures en béton ou en acier, soumises des chargements statiques ou dynamiques [Mokhatar et al 2013], [Thilakarathna et al 2010], [Zineddin et al 2008], [Tahmasebinia 2008], [Kassem 2010]. Par conséquent, les éléments hexaédriques à huit nœuds avec une intégration réduite (C3D8R: Continuum, 3-D, 8 nœuds, intégration réduite) sont utilisés pour modéliser le béton (figure 3.3).

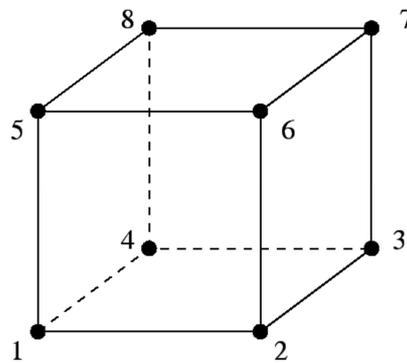


Figure 3.3. Élément C3D8R

3.3.2.2. Élément fini pour les aciers

Dans Abaqus, il y a deux façons possibles pour modéliser les barres d'acier dans les éléments de béton en trois dimensions [Abaqus 2012]. Ces armatures peuvent être modélisées par une représentation répartie ou discrète. La première approche, l'armature est supposée être répartie dans l'élément de béton dans la direction appropriée. Cette disposition étant préférentielle pour les structures dans les armatures ont une distribution régulière. La deuxième approche consiste à idéaliser l'armature discrètement en utilisant des éléments poutre. Dans cette seconde approche, deux possibilités sont offertes. Dans l'une, les éléments de béton et des armatures partagent des nœuds communs, générant ainsi une adhérence parfaite entre les deux matériaux (figure 3.4a). Son inconvénient réside dans le maillage qui est limité par la position ou l'emplacement des armatures. Dans l'autre, l'approche consiste à une idéalisation intégrée qui permet la mise en place de l'armature dans n'importe quelle disposition avec les déplacements des armatures compatibles avec ceux du béton (figure 3.4b). Cependant, les deux possibilités peuvent être utilisées pour simuler la réponse du comportement du béton armé, selon la complexité du problème et du degré de précision qu'il

faut atteindre. Dans la présente thèse, l'approche discrète intégrée est choisie, car elle est plus appropriée pour les problèmes traités et elle est plus réaliste. Les effets associés à l'interface entre les armatures et le béton, comme l'effet de goujon et de glissement ne sont pas considérés explicitement par ce modèle. Par conséquent, ces effets peuvent être modélisés de façon approximative par l'introduction d'une certaine tension stiffening dans la modélisation du béton en traction au voisinage des armatures. L'élément utilisé pour les armatures est l'élément de poutre B31 de la bibliothèque ABAQUS. Cet élément peut conduire des efforts axiaux, ainsi que ceux de flexion et le cisaillement (figure 3.5).

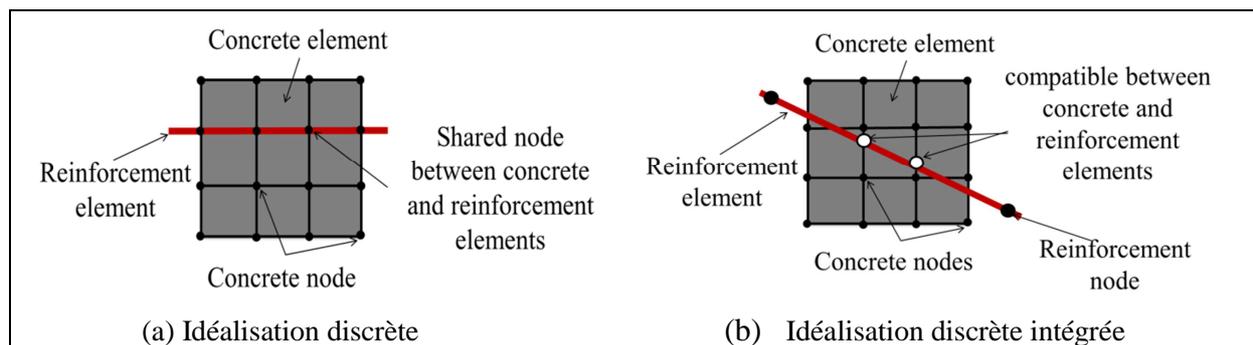


Figure 3.4. Interaction des armatures avec le béton [Kezmane 2015].

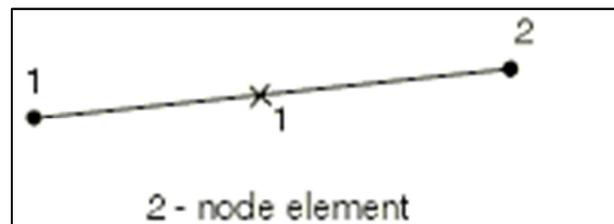


Figure 3.5. Elément utilisé pour les aciers.

3.3.3. Modélisation des matériaux

3.3.3.1. Modélisation du béton

Le béton appartient à la famille des matériaux quasi-fragile. Pour des charges relativement faibles, le béton reste dans le domaine élastique, c'est-à-dire que les déformations sont le résultat de mouvements quasi réversibles d'atomes. Pour des sollicitations plus importantes, la rupture a lieu rapidement d'où le caractère fragile de ce matériaux. C'est le phénomène de la décohésion pâte-grains qui donne alors lieu à des déformations permanentes et de ruptures. Des glissements apparaissent dans les cristaux des grains, contribuant eux aussi à la déformation permanente qui se produit à volume constant [Lemaitre 2001].

Il existe trois principaux modèles pour le b ton dans la bibliothèque de matériaux d'ABAQUS explicit, à savoir : Concrete Smeared Cracking; Brittle Cracking et Concrete Damaged Plasticity. Les modèles de fissuration répartie (Concrete Smeared Cracking) et rupture fragile (Brittle Cracking) du béton sont principalement conçus pour des chargements

monotones et ne peuvent être appliqués pour les voiles testés sous chargement cyclique. En revanche, le modèle Concrete Damaged Plasticity (CDP) est considéré pour être en mesure de mieux représenter le comportement du béton, basé sur la théorie du couplage entre l'endommagement (représentation de l'effet unilatéral du béton) et la plasticité (représentation des déformations irréversibles), divers types de chargements peuvent être appliqués, y compris le chargement cyclique.

Les caractéristiques du modèle CDP sont exposées dans ce qui suit. L'endommagement est introduit dans la définition du module d'élasticité, et les déformations plastiques de traction et de compression représentent le comportement inélastique du béton (figure 3.6). Deux indices d'endommagement différents sont nécessaires pour définir l'endommagement en traction et en compression séparément. Le modèle CDP peut être utilisé pour le chargement cyclique en considérant explicitement l'effet unilatéral, c'est à dire, la rigidité à la compression est récupérée lors de la fermeture de la fissure (passage du chargement de traction à un chargement de compression). Une règle d'écoulement non associé est utilisée pour calculer le taux de déformation plastique, car la règle de flux associatif pourrait entraîner le problème dans le contrôle de la dilatation du béton.

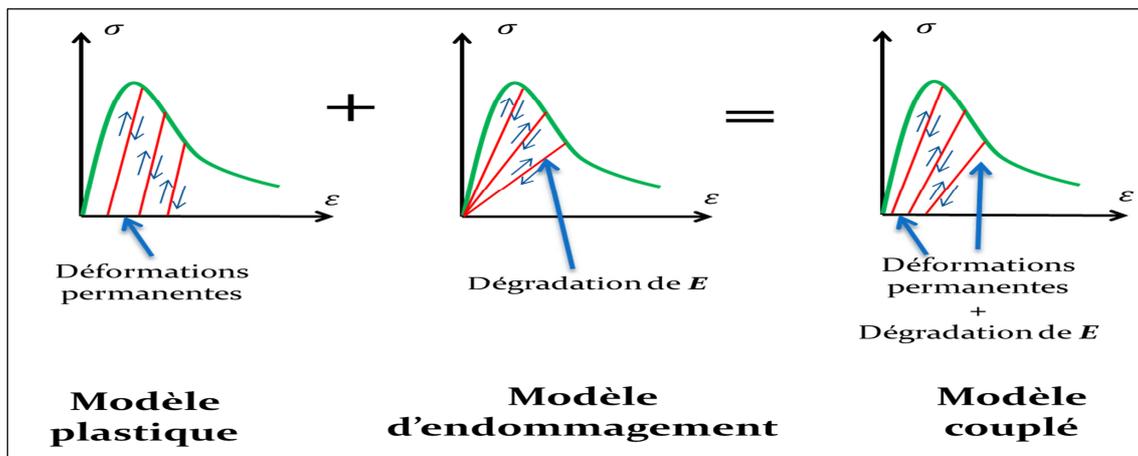


Figure 3.6. Modèle CDP. [Kezmane et al 2016]

a) Décomposition des déformations

La théorie de la plasticité permet de décrire le caractère irréversible des déformations que l'on appellera ε^{pl} . La déformation totale peut être décomposée en une partie élastique et une partie plastique ou permanente. Les déformations élastiques mettent en œuvre une énergie dite élastique réversible qui est donc restituée lors de toute décharge, tandis que les déformations plastiques conduisent à la dissipation en chaleur d'une énergie irréversible.

$$\dot{\varepsilon} = \dot{\varepsilon}^{el} + \dot{\varepsilon}^{pl} \quad (3.2)$$

b) Relation contrainte-déformation

La relation contrainte-déformation avec un endommagement isotrope est définie par l'équation (3.3) dans laquelle D_0^{el} représente la matrice de raideur élastique, d représente la variable d'endommagement (scalaire) et D^{el} est la matrice de rigidité dégradé.

$$\sigma = (1 - d)D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = D^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (3.3)$$

On se basant sur la mécanique d'endommagement, la contrainte effective est donnée par l'équation (3.4).

$$\tilde{\sigma} = D_0^{el} (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (3.4)$$

Donc la contrainte effective est donnée par la relation suivante :

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{(1-d)} \quad (3.5)$$

c) Loi d'écrouissage.

La loi d'écrouissage est isotrope. L'évolution de la surface de charge est gouvernée par une seule variable scalaire : la déformation plastique cumulée ou équivalente. L'écrouissage isotrope correspond à une dilatation simple du critère initial.

Comme le comportement du béton est différent en traction et en compression, le modèle CDP prend en compte deux variables d'écrouissage indépendantes. L'évolution des variables d'écrouissage est donnée par l'équation (3.6)

$$\tilde{\varepsilon}^{pl} = \begin{pmatrix} \tilde{\varepsilon}_t^{pl} \\ \tilde{\varepsilon}_c^{pl} \end{pmatrix} \quad (3.6)$$

Les microfissures en traction et les écrasements en compression sont représentés par une augmentation des valeurs des variables d'écrouissages. Ces variables contrôlent l'évolution de la surface de charge.

d) Fonction de charge

A tout modèle élasto-plastique, est associé un critère de plasticité qui définit le domaine d'élasticité dans lequel le comportement du matériau reste réversible. Il définit également le domaine plastique et permet ainsi de spécifier quand a lieu l'écoulement plastique. Cette fonction est appelée fonction de charge ou critère de charge. En écrouissage isotrope, cette surface de charge est caractérisée par une fonction F qui dépend de l'état de contrainte σ et d'un paramètre scalaire ε^{pl} représentant l'écrouissage.

Le modèle CDP prend en compte deux variables scalaires d'écrouissage qui sont alors un vecteur $\tilde{\varepsilon}^{pl}$.

$$f(\sigma, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = 0 \quad (3.7)$$

L'écoulement plastique a lieu lorsque le point représentant l'état de contrainte est sur la

surface de charge. Ce point doit rester sur cette surface le long de l'écoulement plastique, ce qui conduit à la condition de consistance (équation 3.8).

$$\dot{f}(\sigma, \tilde{\sigma}^{pl}) = 0 \quad (3.8)$$

L'état de décharge se produit pour :

$$f(\sigma, \tilde{\sigma}^{pl}) = 0 \text{ et } \dot{f}(\sigma, \tilde{\sigma}^{pl}) \leq 0 \quad (3.9)$$

Le modèle élasto-plastique du béton utilise la fonction de charge développée par Lubliner (Lubliner et al 89) et incorpore de plus les modifications proposées par Lee et Fenves [Lee et al 1998] pour tenir compte des évolutions différentes de résistance entre la tension et la compression :

$$F = F(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \langle \bar{\sigma}_{\max} \rangle - \gamma \langle -\bar{\sigma}_{\max} \rangle) - \bar{\sigma}_c(\varepsilon_c^{pl}) \quad (3.10)$$

Dans laquelle :

$$p = -\frac{1}{3}\sigma : I : \text{ est la pression hydraulique,}$$

$$q = \sqrt{\frac{2}{3}S:S} : \text{ est la contrainte équivalente de Von Mises,}$$

$$S = pI + \sigma : \text{ est le tenseur déviateur du tenseur de contraintes } \sigma,$$

$\tilde{\sigma}_{\max}$: est la valeur algébrique maximum des valeurs propres de σ ,

Les contraintes principales de σ sont les solutions du déterminant $\det[\sigma - \lambda I] = 0$, c'est-à-dire les racines de l'équation du troisième degré suivante :

$$\lambda^3 - (\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33})\lambda^2 + (\sigma_{11}\sigma_{22} + \sigma_{22}\sigma_{33} + \sigma_{11}\sigma_{33} - \sigma_{23}^2 - \sigma_{13}^2 - \sigma_{12}^2)\lambda - (\sigma_{11}\sigma_{22}\sigma_{33} + 2\sigma_{12}\sigma_{13}\sigma_{23} - \sigma_{11}\sigma_{23}^2 - \sigma_{22}\sigma_{13}^2 - \sigma_{33}\sigma_{12}^2) = 0 \quad (3.11)$$

$\hat{\sigma}_{\max}$: est alors la plus grande valeur algébrique de ces racines tel que : $\hat{\sigma}_{\max} \geq \hat{\sigma}_{\text{moy}} \geq \hat{\sigma}_{\min}$

La fonction $\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl})$ est donné par : $\beta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\sigma_c \tilde{\varepsilon}_c^{pl}}{\sigma_t \tilde{\varepsilon}_t^{pl}} (1 - \alpha) - (1 + \alpha)$ dans laquelle $\sigma_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})$

et $\sigma_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})$ sont les valeurs de la contrainte uniaxiale de compression et de traction définit par l'utilisateur dans le jeu de valeurs, respectivement.

Le coefficient α est déterminé par la contrainte élastique en compression uniaxiale σ_{c0} et par la contrainte élastique en compression biaxiale σ_{b0} :

$$\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}} \quad (3.12)$$

Le coefficient γ est obtenu par : $\gamma = \frac{3(1-K_c)}{2K_c-1}$, ou K_c est égale à 2/3, donc $\gamma = 3$.

La fonction de charge est représentée dans la figure 3.7.

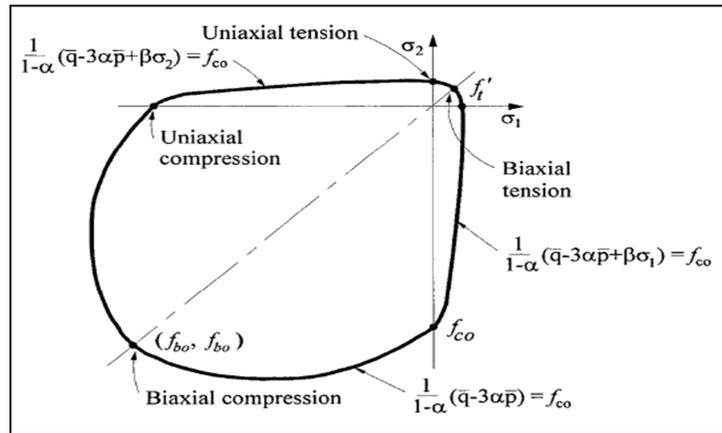


Figure 3.7. Fonction de charge du modèle CDP

e) Plasticité non associée – loi d’écoulement

Contrairement à la plupart des aciers, le béton, comme les géomatériaux, fait appel à la plasticité non associée afin de mieux représenter le comportement dilatant de ces matériaux. L’écoulement plastique est normal à un potentiel plastique qui est différent de la surface de plasticité. Le schéma de la plasticité non associée nécessite l’emploi de trois potentiels : l’énergie libre Ψ , la surface limite d’élasticité $f=0$ et une surface potentielle $G=cte$ qui donne la direction de l’écoulement dans l’espace des variables forces généralisées. L’écoulement plastique dépend du potentiel plastique G conformément à la loi d’écoulement :

$$\varepsilon^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\sigma)}{\partial \sigma}, \text{ dans la quelle } \dot{\lambda} \text{ est un multiplicateur plastique positif ou nul.}$$

$$\dot{\lambda}, \text{ est nul lorsqu’il n’y pas d’écoulement, c’est-à-dire : } f < 0 \text{ ou } f = 0 \text{ et } \frac{\partial f}{\partial \sigma} : \dot{\sigma} \leq 0$$

Le potentiel d’écoulement choisit dans le modèle CDP est la fonction hyperbolique de Drucker-Prager :

$$G = \sqrt{q^2 + (\epsilon \sigma_{t0} \tan \psi)^2} - p \tan \psi \tag{3.13}$$

Où ψ est l’angle de dilatation mesuré dans le plan $p-q$ pour des hautes sollicitations de confinement,

p : est la pression hydrostatique,

q : la contrainte équivalente au sens de Von Mises,

σ_{t0} est la contrainte de traction uniaxiale à la rupture et ϵ est un paramètre qui se réfère à une excentricité et qui définit le taux pour lequel la fonction approche l’asymptote.

f) Endommagement et dégradation de la rigidité

Les équations d'évolution des variables d'écrouissage $(\tilde{\varepsilon}_c^{pl})$ et $(\tilde{\varepsilon}_t^{pl})$ sont conventionnellement formulées en tenant compte des conditions de chargement uniaxial, puis étendues aux conditions multi-axiales.

- **Cas des conditions uni-axiales**

Comme montré sur les figures 3.8 et 3.9, lorsqu'un spécimen de béton est déchargé à partir de n'importe quel point de la partie adoucissante, la rigidité se dégrade. La dégradation du béton est caractérisée par deux variables d'endommagement uni-axiales indépendantes, d_t et d_c , que l'on suppose être en fonction des déformations plastiques en négligeant les facteurs de température ou autres grandeurs.

$$d_t = d_t(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \text{ et } 0 \leq d_t \leq 1 \quad (3.14)$$

$$d_c = d_c(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \text{ et } 0 \leq d_c \leq 1 \quad (3.15)$$

Les variables de dégradation uni-axiales sont des fonctions de déformations plastiques équivalentes qui varient de 0 pour un matériau sain à 1 pour celui entièrement endommagé. Les contraintes effectives sont alors :

$$\bar{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} = E_0(1 - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (3.16)$$

$$\bar{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} = E_0(1 - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (3.17)$$

Dans le cas d'un chargement cyclique uniaxial, les mécanismes de dégradation sont assez complexes, impliquant l'ouverture et la fermeture des microfissures formées au préalable, ainsi que leurs interactions. Il est observé dans les essais expérimentaux, qu'il y a une certaine restitution de rigidité dans le chargement cyclique. Cet effet est plus marqué lorsque les fissures de traction se referment lors du passage d'un chargement de traction à un chargement de compression. Pour les conditions cycliques uniaxiales, le modèle CDP suppose que :

$$(1 - d) = (1 - s_t d_c)(1 - s_c d_t) \quad (3.18)$$

Où s_t et s_c sont des fonctions de l'état de contrainte qui sont introduites pour modéliser les effets de récupération de rigidité associés à des contraintes inverses

$$s_t = 1 - \omega_t r^*(\bar{\sigma}_{11}) \quad 0 \leq \omega_t \leq 1 \quad (3.19)$$

$$s_c = 1 - \omega_c r^*(\bar{\sigma}_{11}) \quad 0 \leq \omega_c \leq 1 \quad (3.20)$$

Où,

$$r^*(\bar{\sigma}_{11}) = H(\bar{\sigma}_{11}) = \begin{cases} 1 & \text{si } \bar{\sigma}_{11} > 0 \\ 0 & \text{si } \bar{\sigma}_{11} < 0 \end{cases} \quad (3.21)$$

$\langle x \rangle$: représente la partie positif de x .

$$\langle x \rangle = \frac{(|x|+x)}{2} \quad (3.25)$$

L'évolution de l'équation des contraintes multiaxiales peut être exprimée sous forme matricielle comme l'indique l'équation.

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \begin{bmatrix} \dot{\varepsilon}_t^{pl} & \dot{\varepsilon}_c^{pl} \end{bmatrix}^T = \hat{h}(\hat{\sigma}, \xi^{pl}) \cdot \hat{\varepsilon}^{pl} \quad (3.26)$$

Où,

$$\hat{h}(\hat{\sigma}, \xi^{pl}) = \begin{bmatrix} r(\hat{\sigma}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -(1 - r(\hat{\sigma})) \end{bmatrix} \quad (3.27)$$

et

$$\hat{\varepsilon}^{pl} = \begin{bmatrix} \hat{\varepsilon}_1 & \hat{\varepsilon}_2 & \hat{\varepsilon}_3 \end{bmatrix}^T \quad \hat{\varepsilon}_1 \geq \hat{\varepsilon}_2 \geq \hat{\varepsilon}_3 \quad (3.28)$$

La définition de la variable d'endommagement scalaire se fait de la même manière que le cas uni-axial.

g) Définition des paramètres du modèle CDP (Concrete Damaged Plasticity)

Les propriétés élastiques du matériau de béton sont définies par le module d'élasticité et le coefficient de Poisson. Pour définir le modèle CDP, les courbes uni-axiales contraintes-déformations, endommagements-déformations en compression et en traction, les paramètres décrivant la forme du potentiel d'écoulement et la fonction de charge, doivent être définis.

Le comportement uni-axial du béton dans le modèle CDP est défini par les courbes de contrainte-déformation en compression et en traction ainsi que les courbes endommagements-déformations. Pour définir la relation entre la contrainte, désignée par σ_x , et la déformation plastique correspondant, désigné ε_x^p , la relation proposée par [Lubliner et al 1989], [Lee et al 1998] pour la traction et la compression est adoptée:

$$\sigma_x = f_{x0} \left[(1 + \alpha_x) \exp(-b_x \varepsilon_x^p) - \alpha_x \exp(-2b_x \varepsilon_x^p) \right] \quad (3.29)$$

Où, f_{x0} est la contrainte élastique, définie comme la contrainte maximale sans endommagement, α_x et b_x sont deux paramètres à définir pour reproduire la forme expérimentale des courbes. Dans l'équation (3.29), lorsque $x=t$, cela signifie que le comportement est en traction et quand $x = c$, le comportement est en compression. La localisation des déformations, notamment dans le comportement en traction, entraîne des problèmes de convergence significatifs du modèle d'éléments finis. Afin de résoudre partiellement ces problèmes et de garder une certaine objectivité en ce qui concerne le maillage, la méthode Hillerborg [Hillerborg 1976] a été choisi comme méthode de régularisation. Dans cette approche, l'évolution de la courbe contrainte-déformation dépend de

la taille de l'élément fini. L'énergie dissipée à la fissuration est maintenue constante lorsque la taille des éléments (lc) change par le raffinement. La densité d'énergie de fissuration g_{fx} est liée à l'énergie de fissuration G_{fx} par l'équation suivante [Lee et al 1998], [Rots 1988].

$$g_{fx} = \frac{G_{fx}}{l_c} \quad (3.30)$$

Où l_c est la longueur caractéristique liée à la taille de la zone localisée et dont la configuration bidimensionnelle est définie par la relation suivante:

$$l_c = K\sqrt{A} \quad (3.31)$$

A est la surface de l'élément fini et k est un paramètre dépendant du type de l'élément fini utilisé. $K = 1$ pour un élément linéaire et $K = \sqrt{2}$ pour un élément quadratique [Rots 1988] et [Nechnech 2000].

En trois dimensions où les éléments finis utilisées sont cubiques, la longueur caractéristique est définie par la relation suivante:

$$l_c = \sqrt[3]{V} \quad (3.32)$$

Où V est le volume de l'élément fini cubique.

La densité d'énergie de fissuration est définie par la relation suivante:

$$g_{fx} = \int_0^\infty \sigma_x(\varepsilon_x^p) d\varepsilon_x^p \quad (3.33)$$

Avec cette relation précédente la contrainte σ_x peut être définie en fonction de l'énergie de fissuration G_{fx}

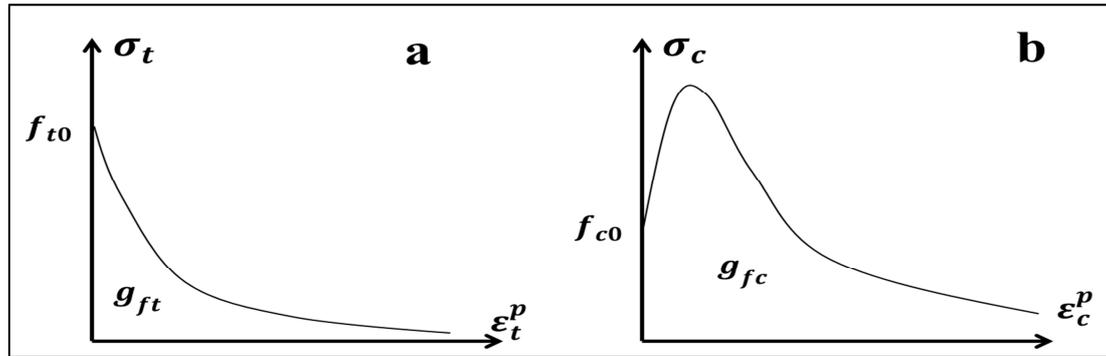


Figure 3.12. Densité d'énergie de fissuration, (a) en traction, (b) en compression

Et la relation entre l'endommagement et la déformation plastique correspondante est définie par l'équation suivante:

$$1 - d_x = \exp(-c_x \varepsilon_x^p) \quad (3.34)$$

- **Cas de traction**

En cas de traction, l'équation (4.29) prend la forme suivante:

$$\sigma_t = f_{t0} [(1 + \alpha_t) \exp(-b_t \varepsilon_t^p) - \alpha_t \exp(-2b_t \varepsilon_t^p)] \quad (3.35)$$

Les paramètres α_t et b_t sont déterminés de manière à reproduire le comportement expérimental du béton en traction.

L'énergie de fissuration est donnée par l'équation suivante:

$$g_{ft} = \int_0^{\infty} \sigma_t(\varepsilon_t^p) d\varepsilon_t^p = \frac{f_{t0}}{b_t} \left(1 + \frac{\alpha_t}{2}\right) \quad (3.36)$$

L'évolution de l'endommagement à la traction est donnée par l'équation suivante:

$$1 - d_t = \exp(-c_t \varepsilon_t^p) \quad (3.37)$$

Le paramètre α_t pilote la courbe dans la partie ascendante (la phase allant jusqu'au pic). En traction, ce paramètre n'a pas de signification physique, parce que le comportement en traction est supposé être linéaire jusqu'au pic. Une valeur de -0,5 est souvent admise [Nechnech 2000], [Benboudjema 2002]; cette valeur fournit une bonne représentation de la réponse pré-pic linéaire.

Le paramètre b_t est obtenu par la combinaison de l'équation de l'énergie de fissuration (3.35) et l'équation (3.36), il est exprimé comme suit:

$$b_t = f_{t0} \frac{1_c}{G_t} \left(1 + \frac{\alpha_t}{2}\right) \quad (3.38)$$

La résolution de l'équation (3.36) pour une valeur de contrainte de $f_{t0}/2$ permet d'obtenir la déformation plastique correspondante, exprimée comme suit:

$$\varepsilon_t^p = -\frac{1}{b_t} \ln \left[\frac{(1+\alpha_t) - \sqrt{1+\alpha_t^2}}{2\alpha_t} \right] \quad (3.39)$$

La combinaison des équations (3.37) et (4.39), donne la relation suivante:

$$\frac{c_t}{b_t} = -\frac{\ln[1-D_t]}{\ln \left[\frac{(1+\alpha_t) - \sqrt{1+\alpha_t^2}}{2\alpha_t} \right]} \quad (3.40)$$

Le paramètre c_t , pilotant l'endommagement en traction, est déterminé par l'introduction d'une valeur d'endommagement connue pour une certaine valeur de contrainte. Cela permet de calibrer ce paramètre sur la base de données expérimentale [Benboudjema 2002].

L'essai cyclique de traction de [Shah 1985] identifie une valeur de 0,25 d'endommagement en traction (D_t) pour une contrainte égale à $f_{t0}/2$ (figures 3.13).

En introduisant la valeur connue d'endommagement à la traction pour une contrainte de $f_{t0}/2$ dans l'équation (3.40), le paramètre c_t peut être calculé facilement.

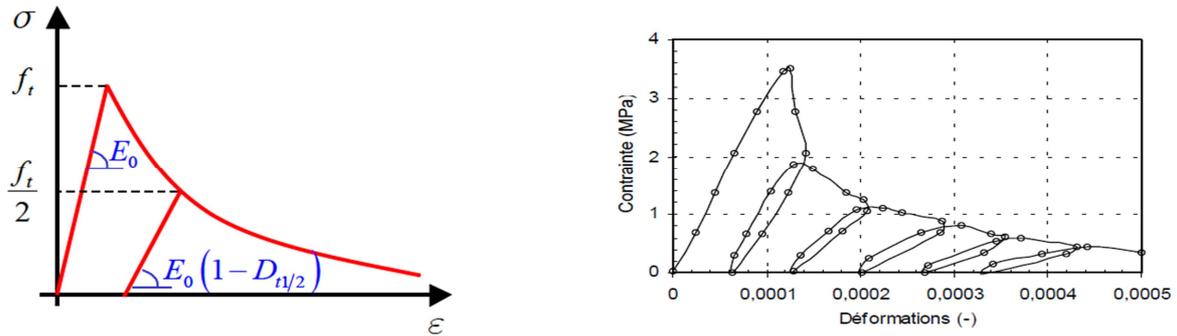


Figure 3.13. Définition de la valeur d'endommagement nécessaire pour l'identification du paramètre en traction (à droite: Shah Test 1985).

• **Cas de compression**

Le comportement du béton en compression est supposé linéaire et élastique jusqu'à une certaine limite élastique f_{c0} . Après cette limite la déformation croît beaucoup plus vite que la contrainte (stress hardening) jusqu'au pic représenté par sa contrainte ultime f_c au-delà duquel s'ensuit une branche adoucissante (strain softening).

En cas de compression de l'équation (3.29) devient:

$$\sigma_c = f_{c0} \left[(1 + \alpha_c) \exp(-b_c \varepsilon_c^p) - \alpha_c \exp(-2b_c \varepsilon_c^p) \right] \tag{3.41}$$

L'évolution de l'endommagement à la compression est donnée par l'équation suivante:

$$1 - d_c = \exp(-c_c \varepsilon_c^p) \tag{3.42}$$

Le paramètre α_c est déterminé par une transformation algébrique de l'équation (3.41), par conséquent (voir Lubliner et al 1989 et 2000 Nechnech) α_c peut être exprimée en fonction de f_c et f_{c0} comme suit:

$$\alpha_c = \left[2 \left(\frac{f_c}{f_{c0}} \right) - 1 \right] + 2 \sqrt{\left(\frac{f_c}{f_{c0}} \right)^2 - \left(\frac{f_c}{f_{c0}} \right)} \tag{3.43}$$

La même procédure qu'en traction est utilisée pour déterminer le paramètre b_c , mais dans ce cas, l'énergie de fissuration à la compression est utilisée à la place de celle traction. La relation (3.44) calcule la valeur de b_c

$$b_c = f_{c0} \frac{l_c}{G_c} \left(1 + \frac{a_c}{2} \right) \tag{3.44}$$

La résolution de l'équation (3.41) pour une valeur de contrainte égale à la contrainte du pic (f_c) permet d'obtenir la déformation plastique correspondante, exprimée comme suit:

$$\varepsilon_c^p = -\frac{1}{b_c} \ln \left[\frac{(1+\alpha_c)}{2\alpha_c} \right] \tag{3.45}$$

La combinaison des équations (4.42) et (4.45), donne la relation suivante:

$$\frac{c_c}{b_c} = \frac{\ln[1-D_c]}{\ln \left[\frac{1+\alpha_c}{2\alpha_c} \right]} \tag{3.46}$$

Ici aussi, une procédure similaire à celle en traction est utilisée pour trouver le paramètre c_c . Ce pilote l'évolution de l'endommagement en compression et peut être évalué en spécifiant une valeur d'endommagement (D_c), correspondant à la contrainte maximale (f_c) (figures 3.14).

L'essai de compression cyclique de [Karsan et al 1969] identifie une valeur d'endommagement en compression (D_c) égal à 0,18 pour une contrainte au pic (f_c) (figure 3.14). L'introduction cette valeur dans l'équation (3.46), permet de calculer le paramètre c_c .

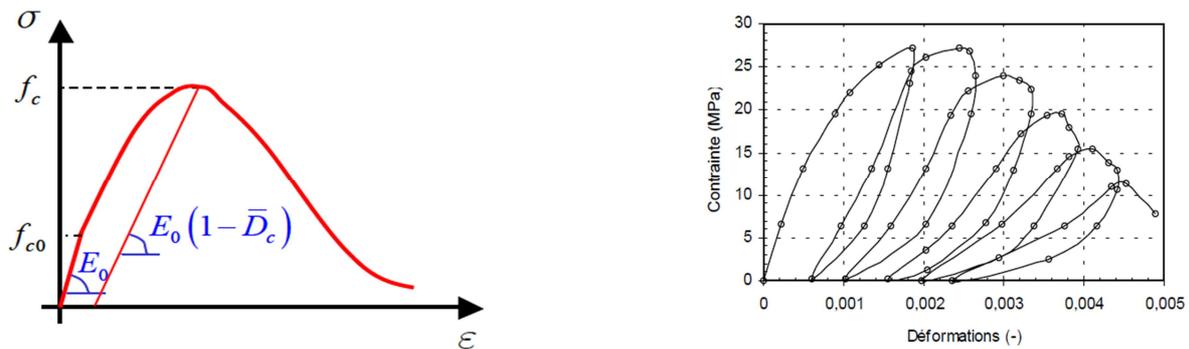


Figure 3.14. Définition de la valeur d'endommagement nécessaire pour l'identification du paramètre en compression (à droite: karsan test 1969).

3.3.3.2. Modélisation de l'acier

La théorie classique de la plasticité basée sur le modèle de Von Mises est utilisé pour modéliser le comportement des armatures, ce dernier est généralement modélisé comme un matériau linéaire élastique jusqu'à la limite d'élasticité, suivi d'un d'écrouissage isotrope [Tikhomirov et Stein 2001], [Rabczuk et al 2005], [Phuvoravan et Sotelino 2005], [He et al 2006], et [Junior et Venturini 2007]. Cependant, Belarbi et Hsu [Belarbi et Hsu, 1994] ont montré que la relation contrainte-déformation des aciers noyés dans le béton diffère de celle de l'acier nu (non incorporé dans le béton). La différence la plus importante révélée, est la diminution de la limite d'élasticité de ces aciers noyés (figure 3.15). D'après les données expérimentales réalisées sur des panneaux en béton armé, la diminution de la limite d'élasticité des aciers des barres noyées dans le béton est fonction du pourcentage d'acier longitudinal du panneau, d'une part, et le rapport de la contrainte de fissuration dans le béton et la limite élastique des aciers d'autre part. La pente du module d'écrouissage de l'acier noyé dans le béton est également différente de celle des barres nues et cette variation ou écart dépend des deux paramètres susmentionnés précédemment.

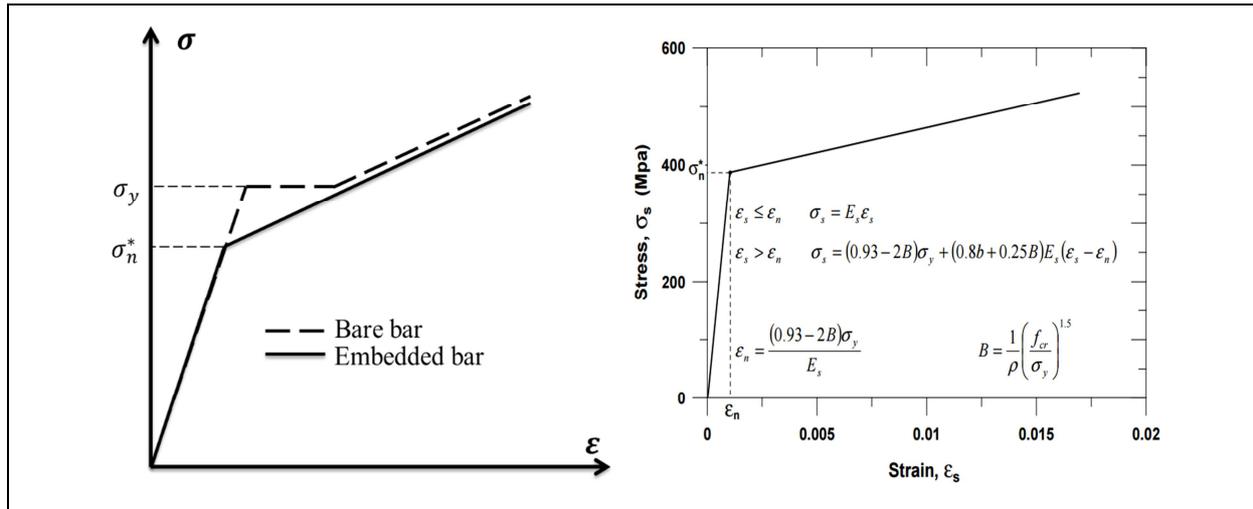


Figure 3.15. Modèle adapté de Belarbi [Belarbi and Hsu 2004].

Basé sur l'évaluation et la caractérisation des données expérimentales à partir des panneaux en béton armé, Belarbi et al [Belarbi et Hsu 1994] ont proposé un modèle constitutif bilinéaire simple pour des barres d'acier noyées dans le béton (Figure 3.15). La relation contrainte-déformation est représentée par deux lignes droites, la première ligne droite avec une pente E_s , qui est le module d'acier d'élasticité couvrant la phase élastique, et la deuxième ligne droite avec une pente E_p^* représentant la phase plastique.

La contrainte (σ_n^*) et la pente en phase plastique (E_p^*) à l'intersection des deux lignes (sont données par les relations suivantes :

$$\sigma_n^* = (0.93 - 2B)\sigma_y \quad (3.47)$$

$$E_p^* = (0.8b + 0.25B)E_s \quad (3.48)$$

Où, les paramètres B et b sont définis comme suit:

$$B = \frac{1}{\rho} \left(\frac{f_{cr}}{\sigma_y} \right)^{1.5} \quad (3.49)$$

$$b = \frac{E_p}{E_s} \quad (3.50)$$

Dans l'équation (3.47), σ_y est la limite d'élasticité des barres d'acier nues, ρ est le pourcentage dans aciers longitudinale, et (f_{cr}) est la contrainte de fissuration du béton. L'équation (3.48) a été obtenue en supposant que le module plastique de barres d'acier nues (E_p) est approximativement égal à 2,5% du module d'élasticité. Pour un cas plus général, les équations (3.47) et (3.48) peuvent être étendues et le modèle bilinéaire de Belarbi [Belarbi et Hsu 1994] pour modéliser le comportement moyen d'armatures noyées dans le béton, prend la forme suivante:

$$\text{Si } \varepsilon_s \leq \varepsilon_n, \quad \sigma_s = E_s \varepsilon_s \quad (3.51)$$

$$\text{Si } \varepsilon_s > \varepsilon_n, \quad \sigma_s = (0.93 - 2B)\sigma_y + (0.8b + 0.25B)E_s(\varepsilon_s - \varepsilon_n) \quad (3.52)$$

Où σ_s est la contrainte, ε_s est la déformation, ε_n est la déformation à l'intersection des deux droites:

$$\varepsilon_n = \frac{\sigma_n^*}{E_s} = \frac{(0.93-2B)\sigma_y}{E_s} \quad (3.53)$$

3.4. Validation du modèle

Un voile et un portique issus de deux programmes expérimentaux différents sont modélisés et analysés en utilisant le modèle élément fini décrit précédemment. Le voile modélisé est le spécimen SW14 testé par Lefas [Lefas et al 1990] tandis que pour le portique le choix s'est porté sur le spécimen testé par Vecchio [Vecchio et al 1992]. Ces deux éléments de structures ont été choisis en raison de leurs comportements qui sont représentatifs des différentes réponses observées ainsi que de leurs données expérimentales représentées d'une manière détaillée, telle que la propagation des dommages.

3.4.1. Simulation d'un voile

3.4.1.1. Description du voile SW 14

Ce voile est connecté d'une manière monolithique à des poutres supérieure et inférieure. La poutre supérieure (1150 [mm] de longueur, 140 [mm] de hauteur et 200 [mm] de largeur) a été utilisée à la fois pour l'application des charges verticales, horizontales et l'ancrage des barres verticales du voile. La poutre inférieure (la semelle) a été utilisée pour fixer le voile sur la plateforme du laboratoire et aussi pour l'ancrage des barres verticales. La sollicitation appliquée est constituée d'une charge verticale constante permanente et d'un chargement horizontal monotone.

Armatures utilisées:

- 26 barres verticales en HA8 (espacement 60 [mm]) réparties en deux nappes, dans toute la section transversale du béton, avec des potelets à chaque extrémité.
- 20 barres horizontales en HA6.25 réparties en deux nappes avec un espacement de 80 [mm].
- 10 cadres HA6.25 répartis sur toute la hauteur de chaque potelet avec un espacement de 80 [mm].

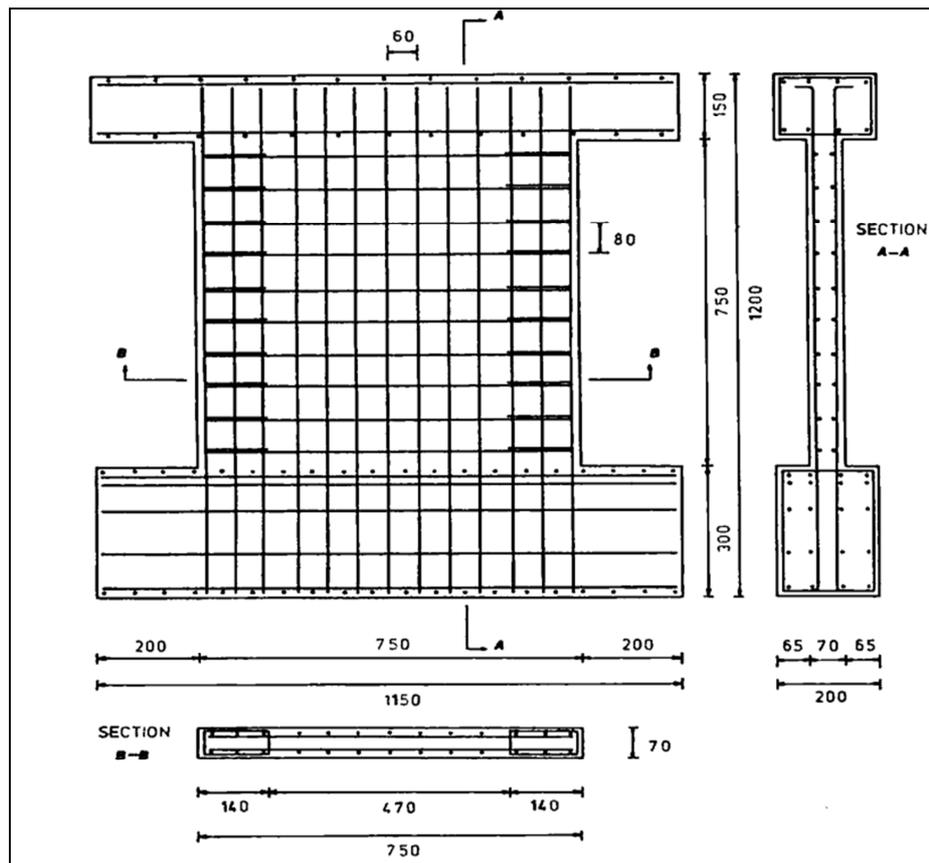


Figure 3.16 : Ferrailage du voile classique SW14

3.4.1.2. Modélisation géométrique du voile SW 14

L'idéalisation par éléments finis pour le voile SW14 testé est représentée par la figure 3.17. Il comprend trois parties pour le béton définissant l'âme, la semelle supérieure, la semelle inférieure. Des éléments linéaires solides (C3D8,) sont utilisés pour le maillage des éléments en béton. La dimension d'un élément solide est de 1.7 [cm] dans les trois directions de l'espace pour l'âme du voile, cela, rend le maillage du béton extrêmement fin ; pour les deux semelles, le maillage est grossier, car le comportement de ces deux semelles étant considéré comme linéaire élastique. Les barres d'acier sont maillées avec des éléments poutres 3D dont la dimension est de 6 [cm]. Le choix de ce type de maillage et leurs dimensions a été adopté après une étude de convergence du maillage.

La figure 3.17 montre le modèle éléments finis et le maillage du voile SW14 de Lefas. Les conditions aux limites appliquées dans le modèle éléments finis sont identiques à celle des essais expérimentaux.

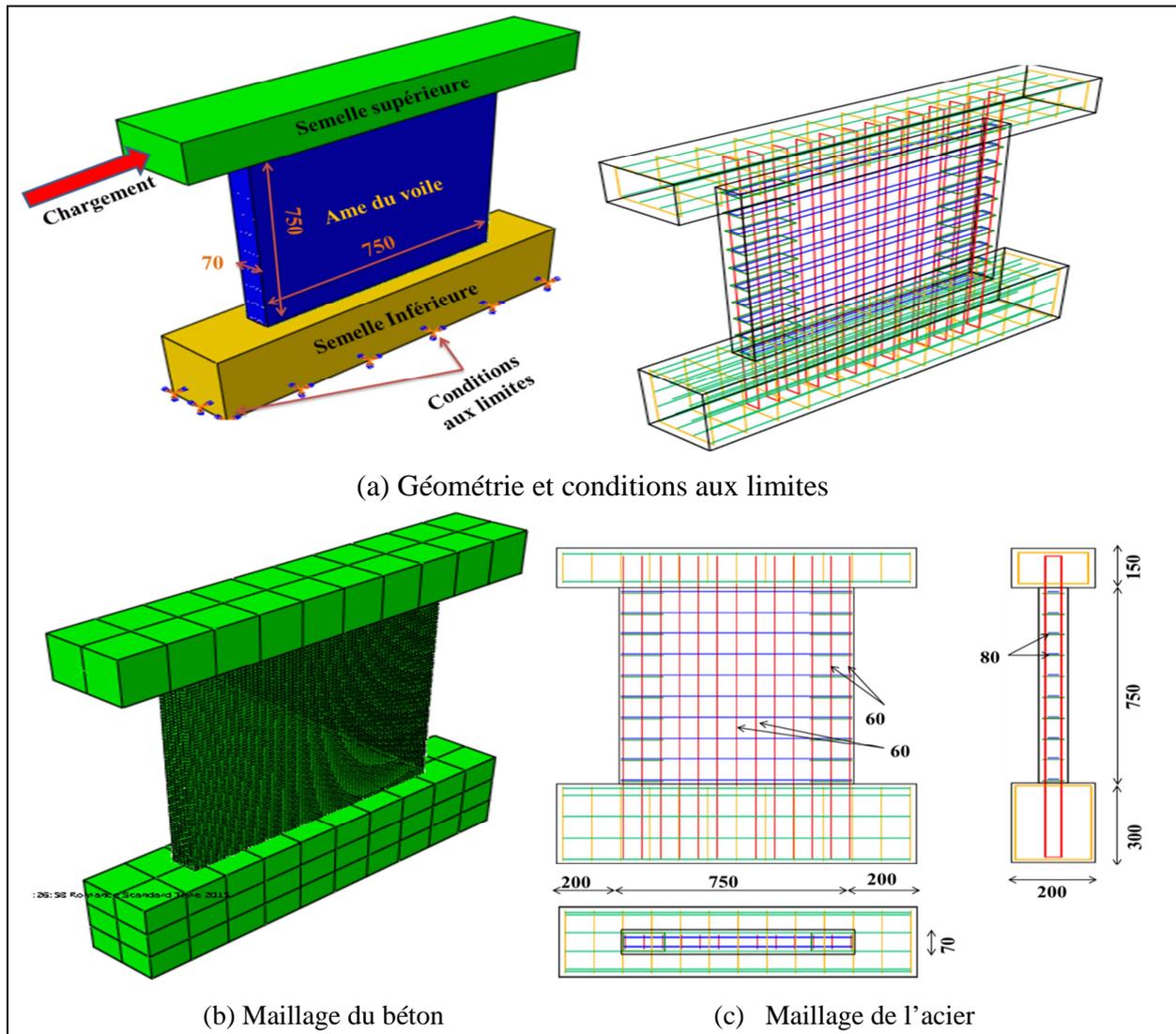


Figure 3.17 . Modèle éléments finis du voile SW 14 [Lefas 1990] sous Abaqus.

3.4.1.3. Données numériques des matériaux

Les valeurs des différents paramètres exposés en section 3.3.3.1 pour générer les courbes uniaxiales à injecter dans le code Abaqus, sont calculées à l'aide d'un programme établi sur Matlab [Matlab 2009].

Le tableau 3.1 suivant résume les valeurs nécessaires pour reproduire numériquement les courbes de compression, de traction et d'endommagement, ainsi que les valeurs définissant le comportement multiaxial du béton.

Paramètres Chargement uniaxial	Valeur	Dénotation
f_c (MPa)	42.1	Contrainte en compression
$f_{c0} = 0.3f_c$ (MPa),	12.63	Contrainte élastique en compression
$f_{t0} = 0.33\sqrt{f_c}$ (MPa),	2.14	Contrainte élastique en traction
$G_{ft} = 10^{-3} a_f f_c^{0.7}$ (N/mm)	0.054	Energie de fissuration en traction
$G_{fc} = 100G_{ft}$ (N/mm) (CEB)	5.4	Energie de fissuration en compression
$E = 11000(f_c)^{1/3}$	38266.6	Module de Young
$a_c = 2 \frac{f_c}{f_{c0}} - 1 + 2 \sqrt{\left(\frac{f_c}{f_{c0}}\right)^2 - \frac{f_c}{f_{c0}}}$	11.24	paramètre pilotant la courbe de compression avant le pic
$b_c = f_{c0} \frac{l_c}{G_{fc}} \left(1 + \frac{a_c}{2}\right)$	154.88	paramètre pilotant la courbe de compression après le pic (partie adoucissante)
a_t	-0.5	paramètre pilotant la courbe de traction avant le pic
$b_t = f_{t0} \frac{l_c}{G_{ft}} \left(1 + \frac{a_t}{2}\right)$	288.352	paramètre pilotant la courbe de traction après le pic (partie adoucissante)
ν	0,18	Coefficient de poisson
Chargement multiaxial	Valeur	Dénotation
ψ	56°	Angle de dilatation
σ_{b0}/σ_{c0}	1.16	Rapport entre contrainte biaxiale et uniaxiale
ϵ	0.1	Excentricité du potentiel d'écoulement
Kc	0.667	Paramètre Kc
μ	0	Paramètre de viscosité

Tableau 3.1. Paramètres utilisés pour définir le comportement du béton.

Le tableau 3.2 représente les valeurs calculées du modèle de Belarbi [Belarbi et al 2004] illustré en section 3.3.3.2 pour définir les courbes contraintes-déformations des aciers (verticaux et horizontaux).

	D [mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	B	b	f_{cr} [MPa]	σ_n^* [MPa]	ϵ_n
Ac. verti.	8	470	565	0.01174	0.25	2.07	426.05	0.002028
Ac. Hori.	6.25	520	610	0.01009	0.25	2.07	473.10	0.00225

Tableau 3.2. Valeurs utilisées pour définir les courbes uniaxiales de contraintes-déformations pour les aciers verticaux et horizontaux.

3.4.1.4. Résultats et discussion de la simulation du voile SW 14

La (Figure 3.18) montre clairement que l'utilisation d'Abaqus explicit pour des chargements statiques est très faisable, où l'on constate que l'énergie interne est égale à l'énergie externe et que l'énergie cinétique est quasiment nulle. Ceci nous permet de stipuler

qu'on est dans un cas statique.

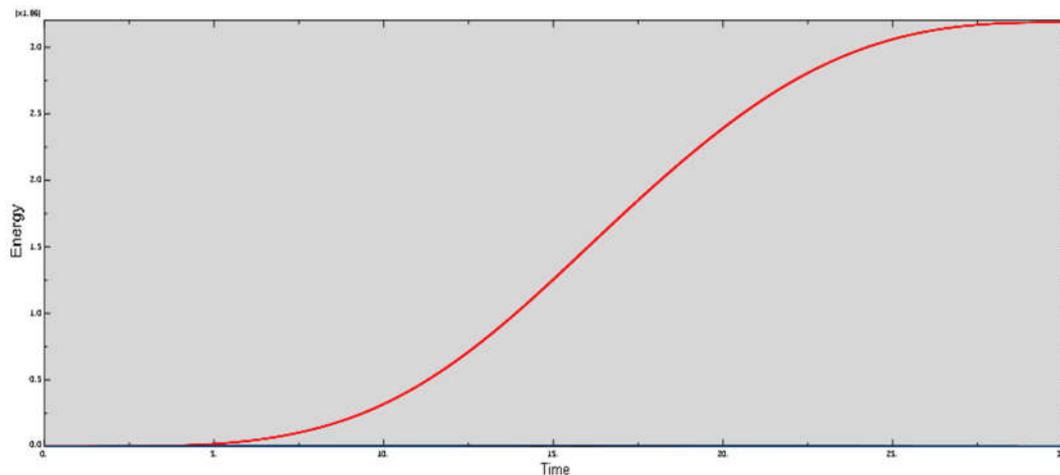


Figure 3.18. Vérification du critère énergétique pour le modèle classique (SW 14)

La figure 3.19 présente la comparaison de la courbe expérimentale force-déplacement avec celle obtenue par le modèle élément fini développé. Celle-ci montre que le modèle développé sous Abaqus reproduit avec une très bonne concordance le comportement global du voile SW14, que ce soit dans le domaine élastique ou dans le domaine plastique.

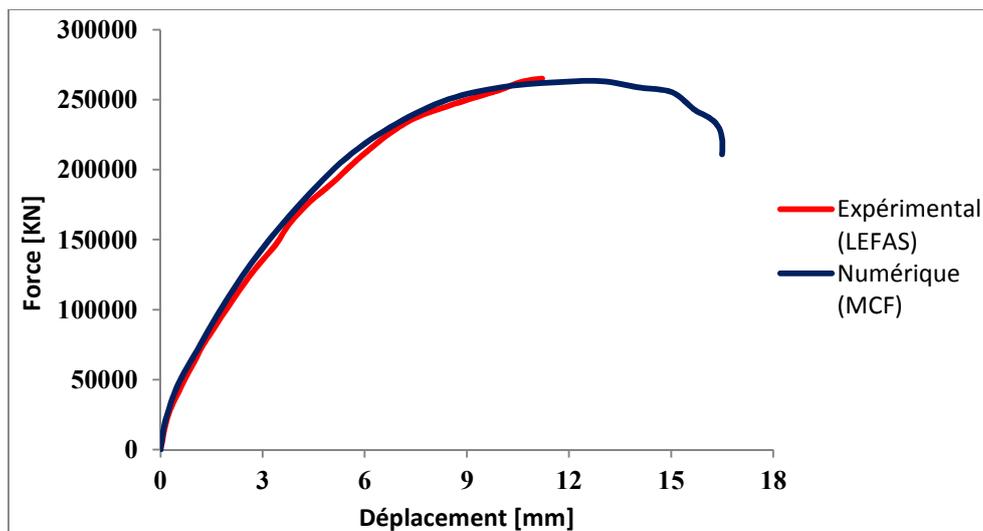


Figure 3.19. Comparaison des courbes force- déplacement des modèles numérique et expérimental.

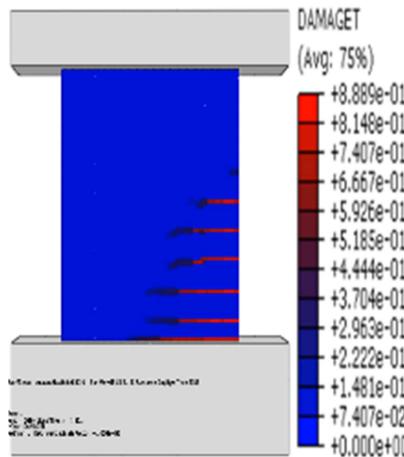
La figure 3.20 représente les schémas de fissuration obtenus expérimentalement par Lefas [Lefas 1990] et les états d'endommagement en traction et en compression obtenus numériquement. Au début du chargement, des fissures de flexion apparaissent lorsque la charge atteint les 35 [kN] en expérimental, et en numérique des endommagements se manifestent à une charge de 42.01 [kN], ces dommages représentent les fissures de flexion initiales constatées dans l'expérimental, comme indiqué sur figure 3.20.a. Au moment de l'initiation des fissures de flexion on constate que les aciers verticaux et en particulier ceux

concentrés aux niveaux des extrémités sont les premiers à être sollicités, les contraintes correspondantes sont de l'ordre de 90 [MPa] (voir figure 3.21.a).

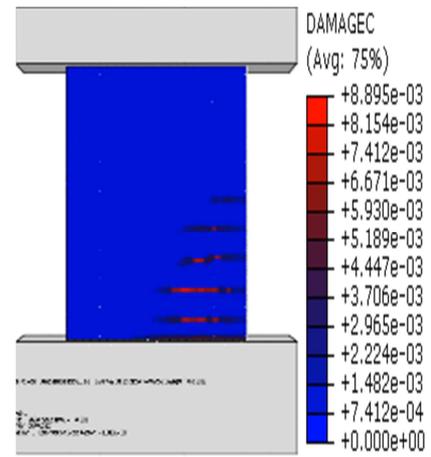
Les fissures de flexion se propagent entraînant une redistribution des efforts entre le béton et les armatures. Dans cet intervalle de chargement allant de 42 à 106 [KN], les contraintes dans les aciers verticaux des potelets atteignent des valeurs avoisinant les 250 [MPa], comme illustré sur la figure 3.21.b.



Expérimental
 $F=35KN, D=0.34mm$



Dommages en traction



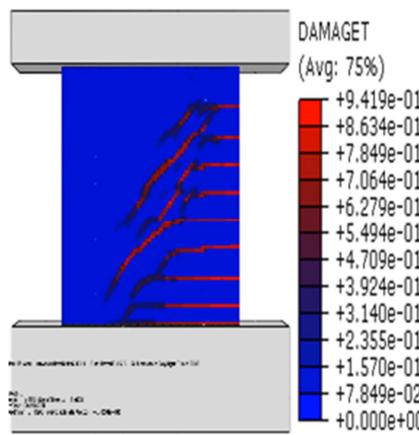
Dommages en compression

$F=42.01KN, D=0.37mm$

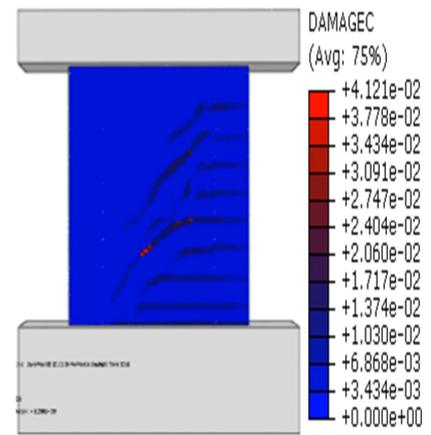
(a) Apparition des fissures de flexion



Expérimental
 $F=100KN, D=1.82mm$



Dommages en traction



Dommages en compression

$F=106.38KN, D=2.01mm$

(b) Apparition des fissures de cisaillement

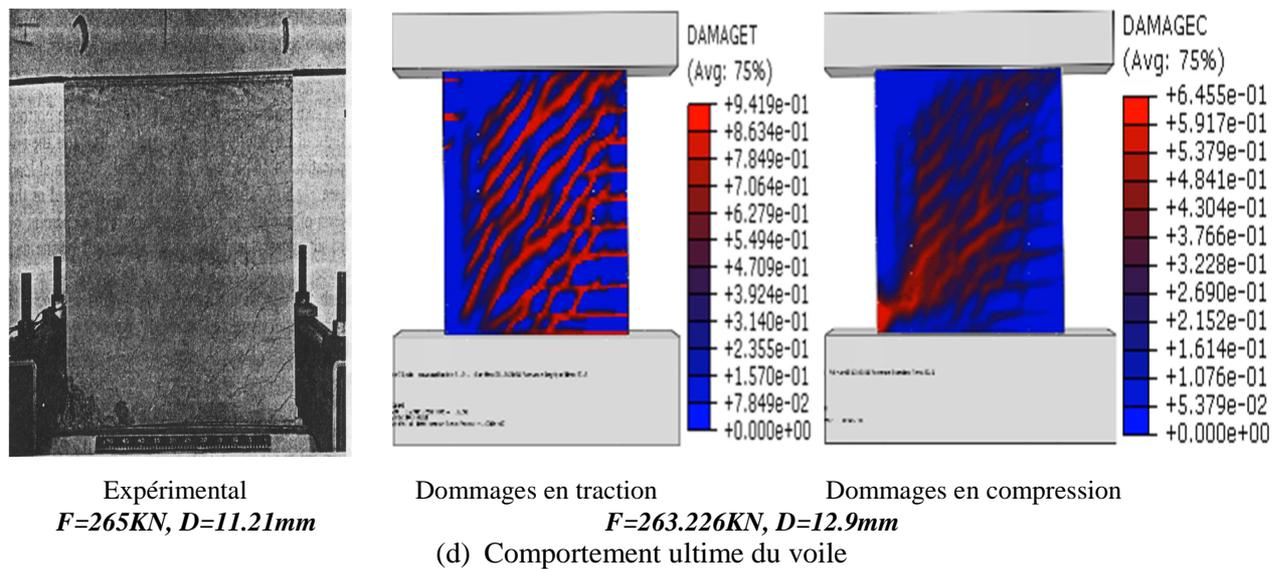
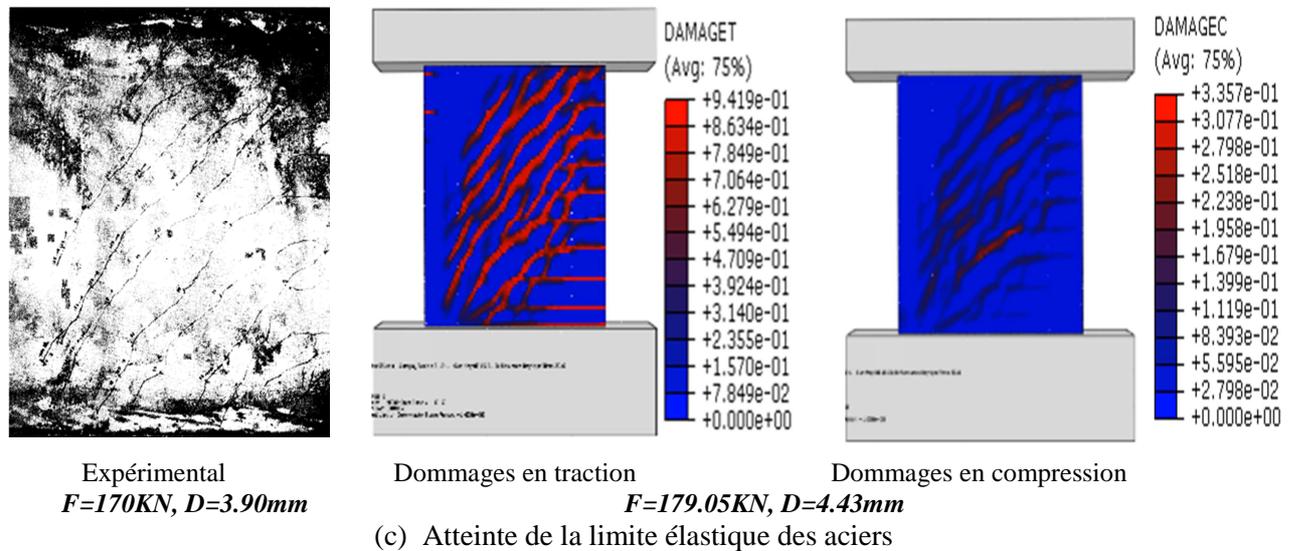


Figure 3.20. Comparaison des schémas de fissuration entre les données expérimentales et numériques pour le voile SW14.

Il est à noter (voir figure 3.20.b) que les fissures de cisaillement apparaissent dans le modèle expérimental pour un chargement de 100 [KN] alors que numériquement, 106.38 [KN] sont nécessaires pour atteindre ce phénomène, avec des déplacements correspondants de 1.82 [mm] et 2.01 [mm], respectivement. En réalité, cette différence n'est pas bien significative.

Il faut relever aussi que même les armatures de l'âme (verticales et horizontales) participent à l'équilibre de ce voile (bande verte sur la figure 3.21.b), bien qu'à ce stade de chargement leur apport n'est pas prépondérant.

Les armatures sont soumises à leur limite élastique pour un chargement de 170 [KN] et un déplacement de 3.90 [mm] dans l'expérimental, tandis que le modèle numérique atteint cet état pour une charge de 179.05 [KN] et un déplacement correspondant de 4.43 mm, comme

illustré sur les figures 3.20.c et 3.21.c, ce qui représente une bonne concordance. Les schémas d'endommagement obtenus numériquement corroborent la similitude dans le comportement entre les modèles expérimental et numérique. Il faut noter que pour un chargement situé entre 106 et 179 [KN], les fissures de cisaillement se développent et se propagent facilement, d'où la participation active même des aciers horizontaux.

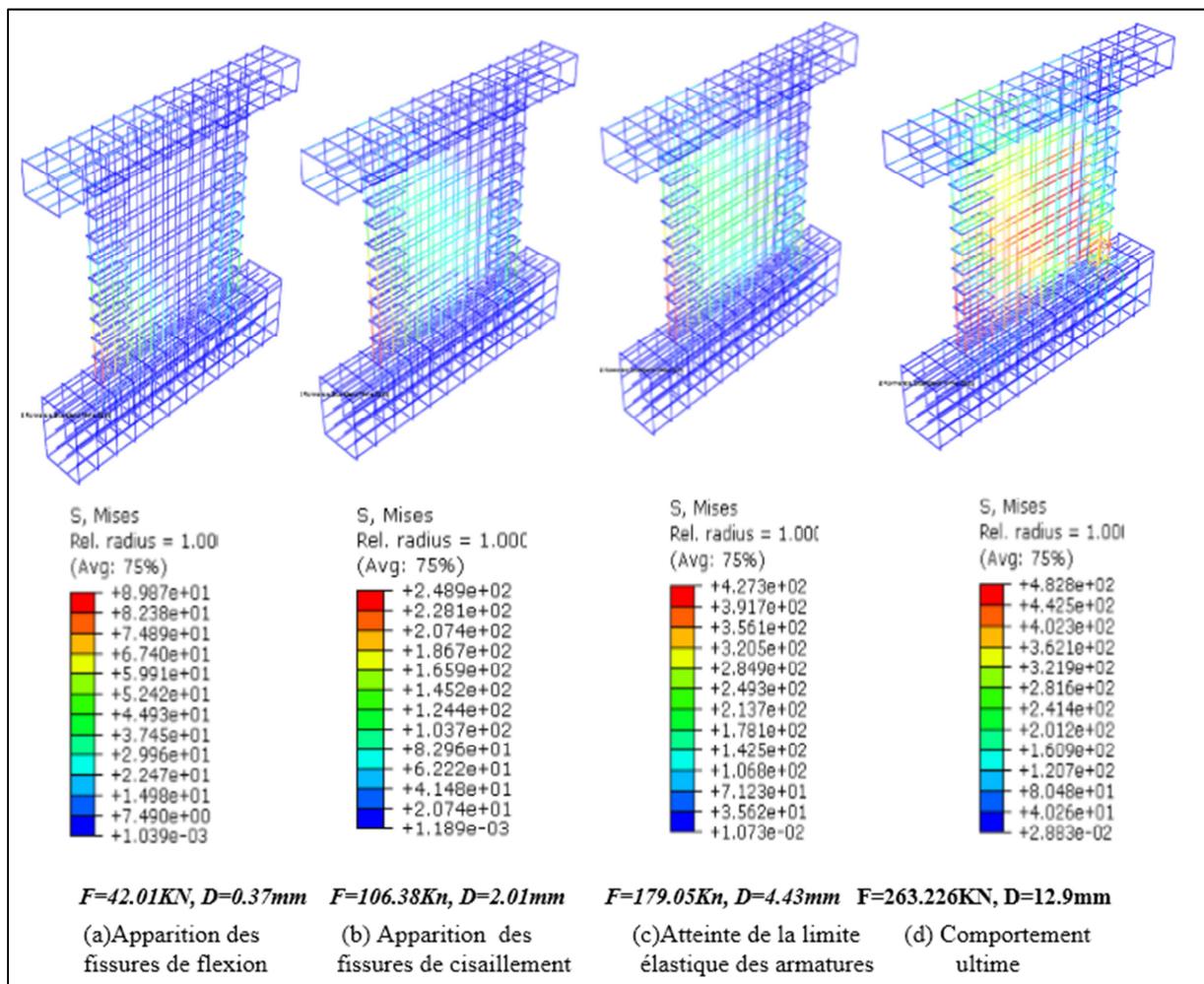


Figure 3.21 .Contraintes (MPa) obtenues dans les aciers, pour le voile SW14 (avec le code Abaqus).

Le comportement ultime du voile expérimental SW14 est similaire au modèle développé sur Abaqus, en ce sens que les charges ultimes sont presque identiques (265 [KN] pour le modèle expérimental et 263.226 [KN] pour le numérique). De plus, du point de vue des déplacements ultimes on retrouve le même phénomène, à savoir des déplacements très voisins (11.21 [mm] et 12.9 [mm] respectivement).

Les dommages relatifs à l'état ultime sont comparatifs. Ceux-ci se sont fortement manifestés dans la globalité du l'âme du voile, que ce soit en traction ou en compression

(figure 3.20). De plus dans les deux modèles la partie inférieure (extrémité gauche) du voile est endommagée par écrasement du béton.

La figure 3.21.d représente l'état de contraintes au voisinage de la charge ultime. La concentration de contraintes est visible au niveau de la diagonale et au niveau des deux extrémités inférieures droite et gauche. La concentration de contraintes au niveau de la diagonale est causée par les fissures de cisaillement devenues très importantes au moment de la rupture. Pour les extrémités de droite et de gauche, celle-ci est causée par l'éclatement en traction et écrasement en compression du béton, respectivement, conséquence d'un étirement pour la partie tendue et un flambement pour la partie comprimée.

Cette comparaison dénote une très bonne concordance dans les résultats entre les deux modèles expérimental et numérique.

3.4.2. Simulation d'un portique

3.4.2.1. Description du portique de Vecchio

Le spécimen testé par Vecchio [Vecchio 1992] est un portique étagé, fixé d'une manière monolithique à une semelle inférieure. Cette semelle est utilisée pour fixer le portique sur la plateforme du laboratoire et aussi pour l'ancrage des barres verticales. La combinaison de charges appliquées est constituée d'un chargement vertical constant durant tout le test et d'un chargement horizontal monotone. Les dimensions et le ferrailage du portique sont représentés sur la figure 3.22.

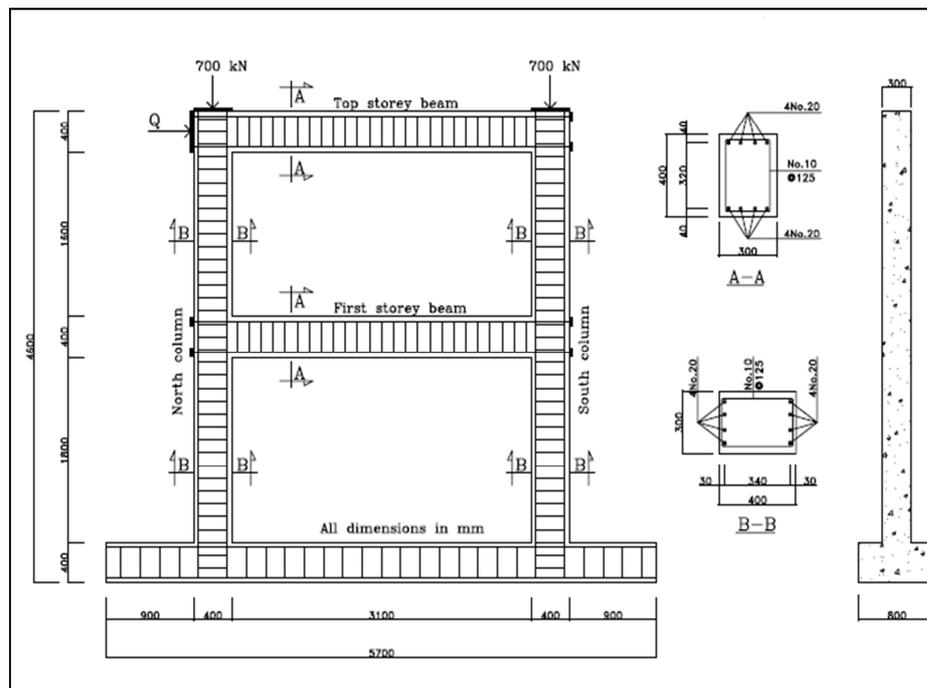


Figure 3.22. Géométrie, ferrailage du portique de Vecchio.

3.4.2.2. Modélisation géométrique du portique

L'idéalisation par éléments finis du spécimen testé par Vecchio est représentée sur la figure 3.23. Comme dans le cas du voile, des éléments linéaires solides (C3D8,) sont utilisés pour mailler le béton. La dimension d'un élément solide est de 3.0 [cm] dans les trois directions de l'espace, cela, rend le maillage du béton fin ; pour la semelle, le maillage est grossier, car on a considéré le comportement comme linéaire élastique. Les barres d'aciers sont maillées avec des éléments poutres 3D dont la longueur est de 7.5 [cm]. Le choix de ce type de maillage, ainsi que les dimensions des éléments ont été adoptés après une étude de convergence.

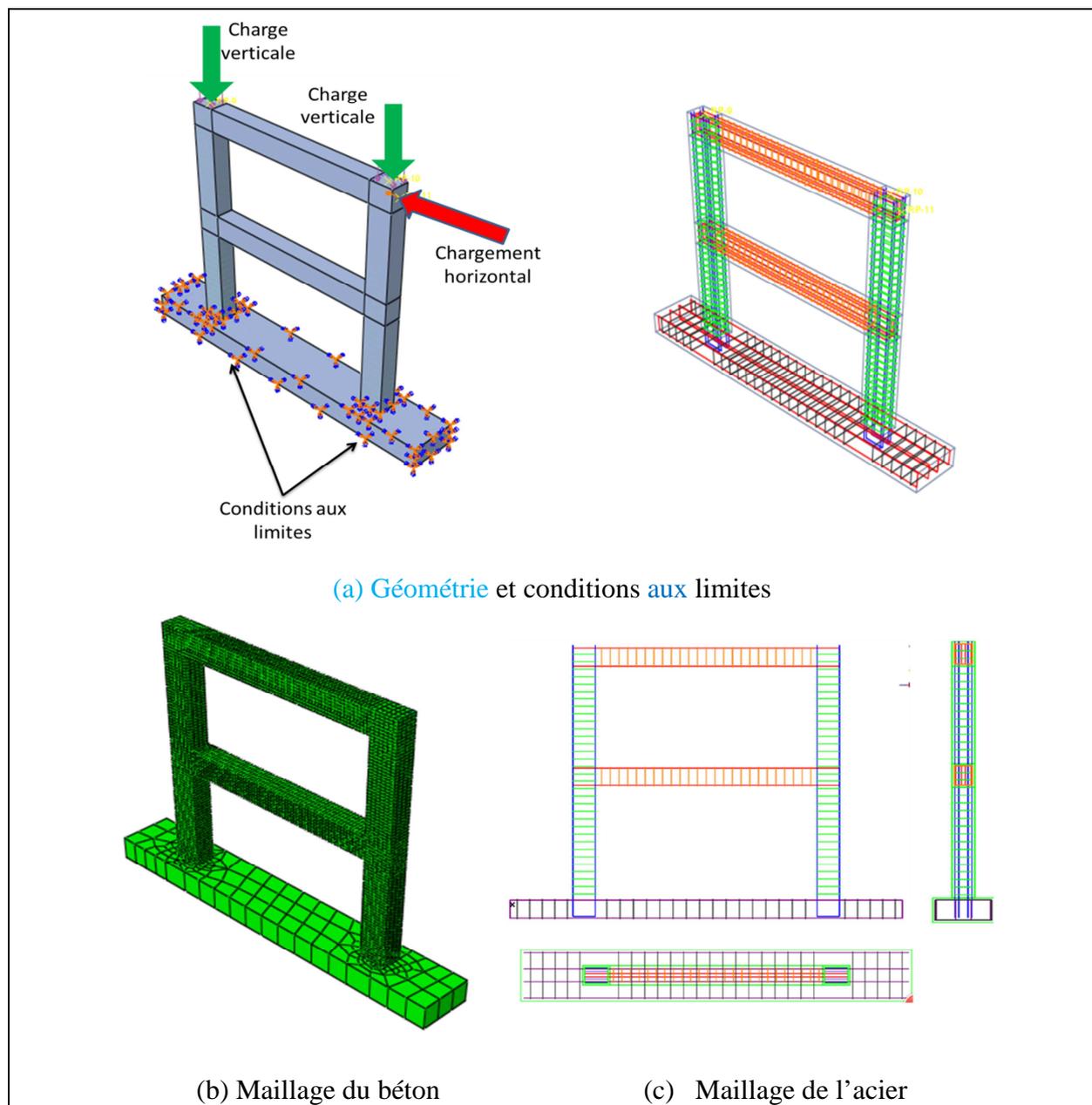


Figure 3.23. Modèle éléments finis du portique de Vecchio [Vecchio 1992] sous Abaqus.

3.4.2.3. Données numériques des matériaux

Les valeurs des différents paramètres exposés pour générer les courbes uni axiales à injecter dans le code Abaqus, sont calculées à l'aide d'un programme établi sur Matlab [Matlab 2009].

Le tableau 3.3 résume les valeurs nécessaires pour reproduire les courbes de compression, de traction et d'endommagement numériquement, ainsi que celles définissant le comportement multiaxiales du béton.

Paramètres Chargement uniaxial	Valeur	Dénotation
f_c	30 [MPa]	Contrainte en compression
$f_{c0} = 0.3f_c$	9 [MPa]	Contrainte élastique en compression
$f_{t0} = 0.33\sqrt{f_c}$	1.80 [MPa]	Contrainte élastique en traction
$G_{ft} = 10^{-3} a_f f_c^{0.7} (N/mm)$	0.054 [N/mm]	Energie de fissuration en traction
$G_{fc} = 100G_{ft} (N/mm)$ (CEB)	5.4	Energie de fissuration en compression
E	28600	Module de Young
$a_c = 2 \frac{f_c}{f_{c0}} - 1 + 2 \sqrt{\left(\frac{f_c}{f_{c0}}\right)^2 - \frac{f_c}{f_{c0}}}$	11.24	paramètre pilotant la courbe de compression avant le pic
$b_c = f_{c0} \frac{l_c}{G_{fc}} \left(1 + \frac{a_c}{2}\right)$	154.88	paramètre pilotant la courbe de compression après le pic (partie adoucissante)
a_t	0.5	paramètre pilotant la courbe de traction avant le pic
$b_t = f_{t0} \frac{l_c}{G_{ft}} \left(1 + \frac{a_t}{2}\right)$	288.352	paramètre pilotant la courbe de traction après le pic (partie adoucissante)
ν	0,18	Coefficient de poisson
Chargement multiaxial	Valeur	Dénotation
ψ	45°	Angle de dilatation
σ_{b0}/σ_{c0}	1.16	Rapport entre contrainte biaxiale et uniaxiale
ϵ	0.1	Excentricité du potentiel d'écoulement
Kc	0.667	Paramètre Kc
μ	0	Paramètre de viscosité

Tableau 3.3. Paramètres utilisés pour définir le comportement du béton pour le portique du Vecchio.

Le tableau 3.4 représente les paramètres des aciers longitudinaux et transversaux dans les poteaux et les poutres.

	D[mm]	f_y [MPa]	f_u [MPa]	E [MPa]
Aciers longitudinaux	9.77	418	596	192000
Aciers transversaux	5.64	454	640	200000

Tableau 3.4. Paramètres des aciers longitudinaux et transversaux.

3.4.2.4. Résultats de la simulation du portique de Vecchio.

La figure 3.24 représente les courbes force-déplacement, obtenues pour les modèles, expérimental et éléments finis développé. La comparaison de ces deux courbes montre que le modèle numérique reproduit d'une manière très satisfaisante la réponse globale du portique expérimental. La superposition des courbes illustre une très bonne concordance que ce soit dans la partie élastique ou plastique.

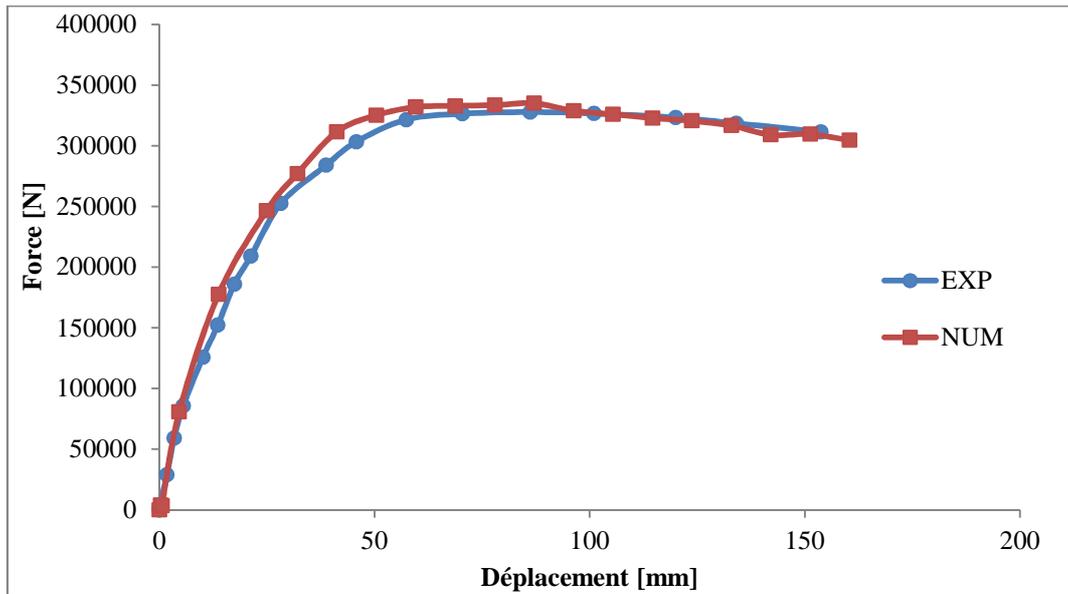


Figure 3.24. Comparaison des courbes force-déplacement des modèles numérique et expérimental.

Pour une charge de 53.40 [kN], les fissures de flexion s'initient aux niveaux des zones d'extrémités des deux poutres, correspondant à des dommages en traction comme illustré sur la figure 3.25. Dans l'expérimental, les fissures de flexion se manifestent à une charge de 52.5 [kN], ce qui met en évidence que le modèle développé prédit très bien l'initiation des fissures de flexion, avec un pourcentage d'erreur relative de l'ordre de 1.71%.

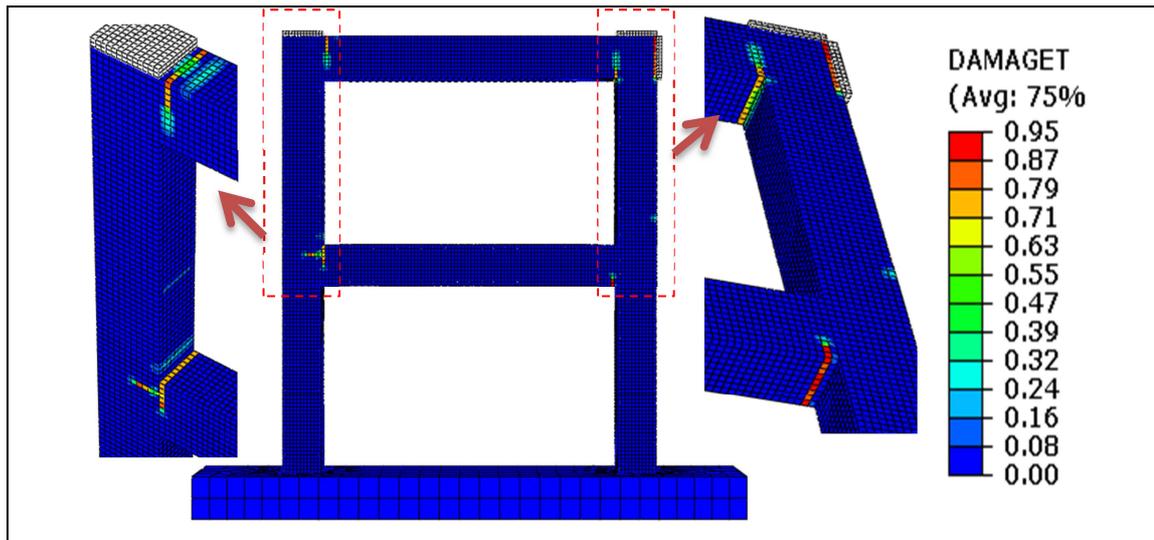


Figure 3.25. Schémas d'endommagement correspondant à l'apparition de fissures de flexion dans les poutres ($F=53.40 [KN]$).

Les fissures de flexion se propagent le long de la poutre et on note en même temps l'amorçage des fissures de cisaillement (figure 3.26). Des fissures de flexion apparaissent à la base de deux poteaux du premier niveau du portique, pour une charge de 149.6 [kN], comme indiqué sur la figure 3.26. Dans le test expérimental, la charge correspondante à l'apparition des fissures de flexion dans les poteaux est de [149 kN], soit une variation relative de 0.4%, ce qui est négligeable.

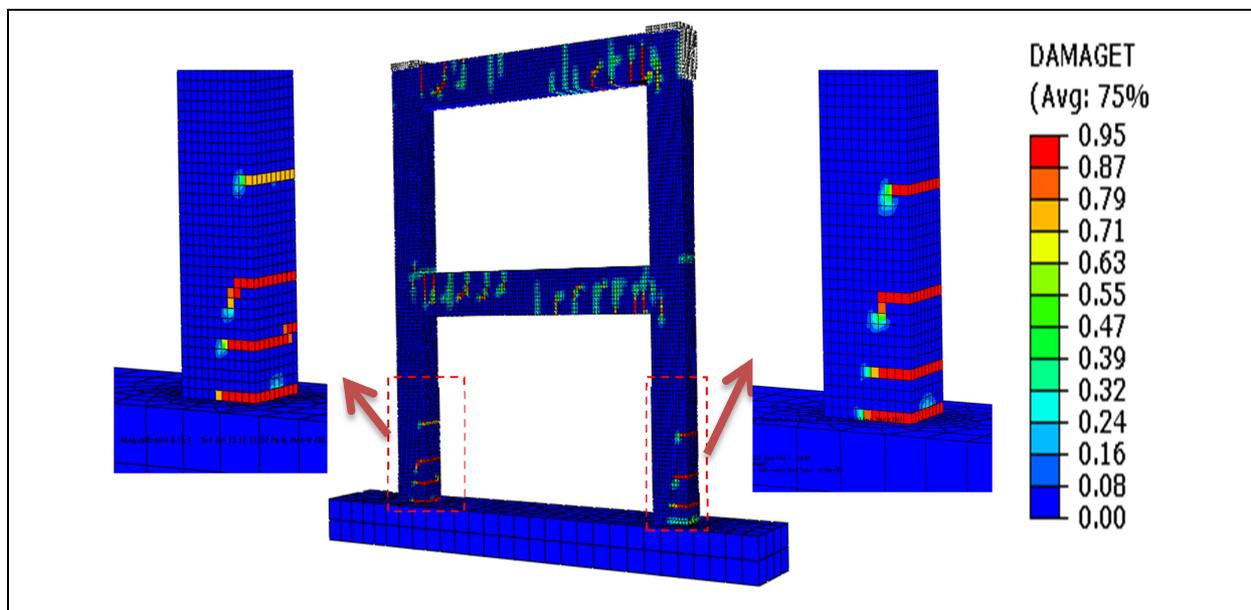
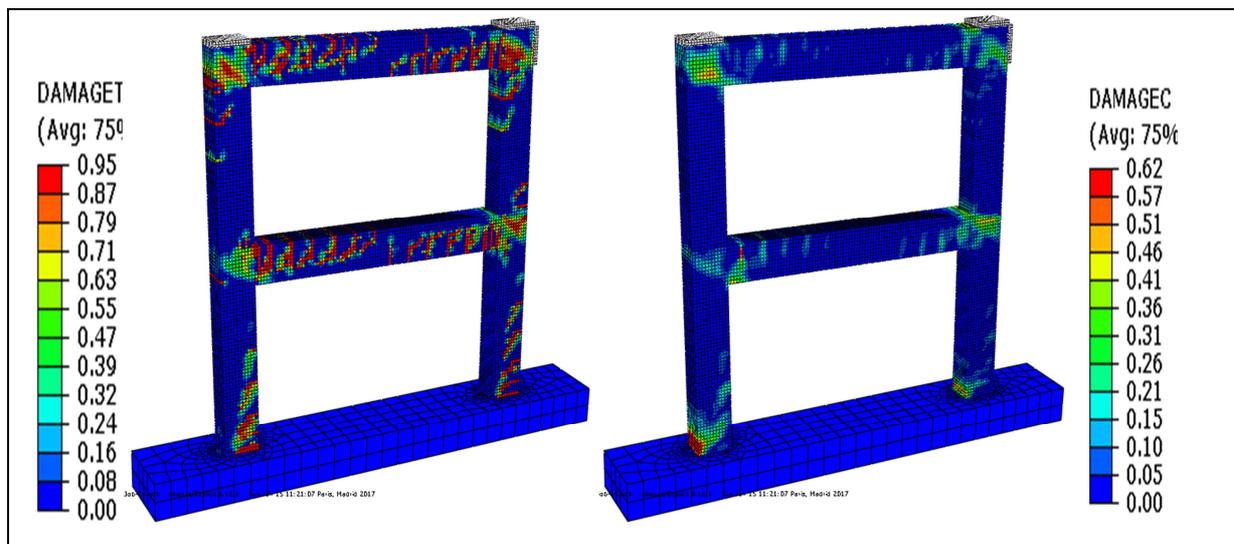


Figure 3.26. Schémas d'endommagement correspondant à l'apparition des fissures de flexion dans les poteaux du premier niveau ($F=149.6 [KN]$).

Le modèle éléments finis atteint son état ultime pour une charge de 334.994 kN, tandis que le modèle expérimental présente une capacité ultime de 327.716 kN, soit une différence

relative de 2.2%. Ceci, nous amène à conclure qu'au vu de l'initiation des fissures de flexion dans les poutres et les poteaux, ainsi qu'en regard de la charge ultime, le modèle développé prédit convenablement le comportement global du portique expérimental. Les figures 3.27 et 3.28 représentent les schémas d'endommagement en traction et en compression du portique, ainsi que la distribution des contraintes dans les aciers, correspondants à la charge ultime, respectivement. Les contraintes dans les barres longitudinales des poteaux et des poutres sont de l'ordre de 435 [MPa] aux niveaux des zones endommagés et celles des cadres sont de l'ordre de 475 [MPa]. Ces valeurs montrent clairement que les aciers se retrouvent dans le domaine plastique, cependant la résistance ultime de ces aciers n'est pas atteinte.



(a) Traction

(b) Compression

Figure 3.27. Schémas d'endommagement correspondant à la charge ultime du portique.

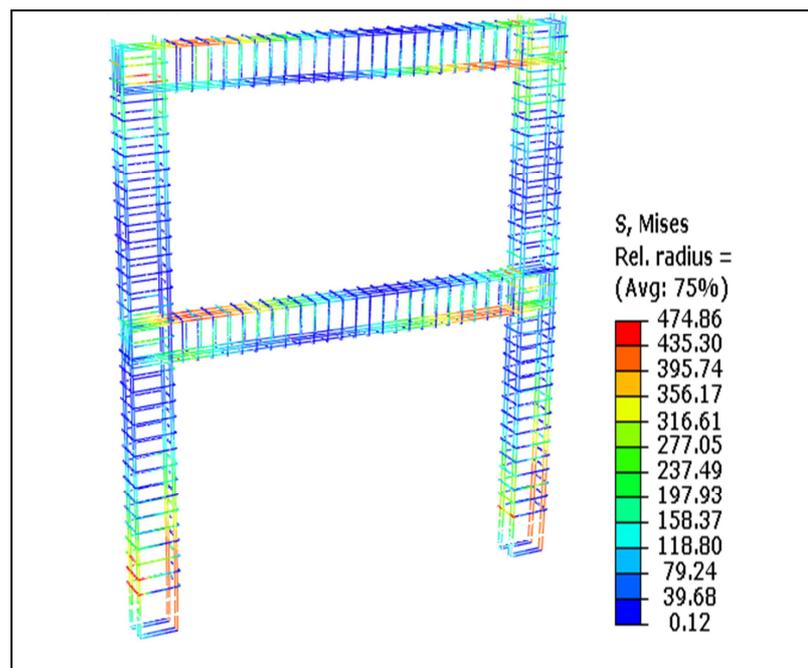


Figure 3.28. Distribution des contraintes correspondante à la charge ultime.

La figure 3.29 illustre une similitude entre les schémas d'endommagement obtenus par la simulation numérique et ceux de l'expérimental présentés par Vecchio [Vecchio et al 1992]. Cette figure montre que les zones d'endommagement en traction suivent d'une manière correcte les fissures développées dans le test expérimental que ce soit au niveau de la jonction poutre-poteau où à la base du poteau du premier niveau. Dans ce dernier, on constate que la face intérieure du poteau subit des dommages de compression, comment est indiqué à la figure 3.29.b à droite, cet endommagement reflète l'écrasement du béton constaté dans l'expérimental.

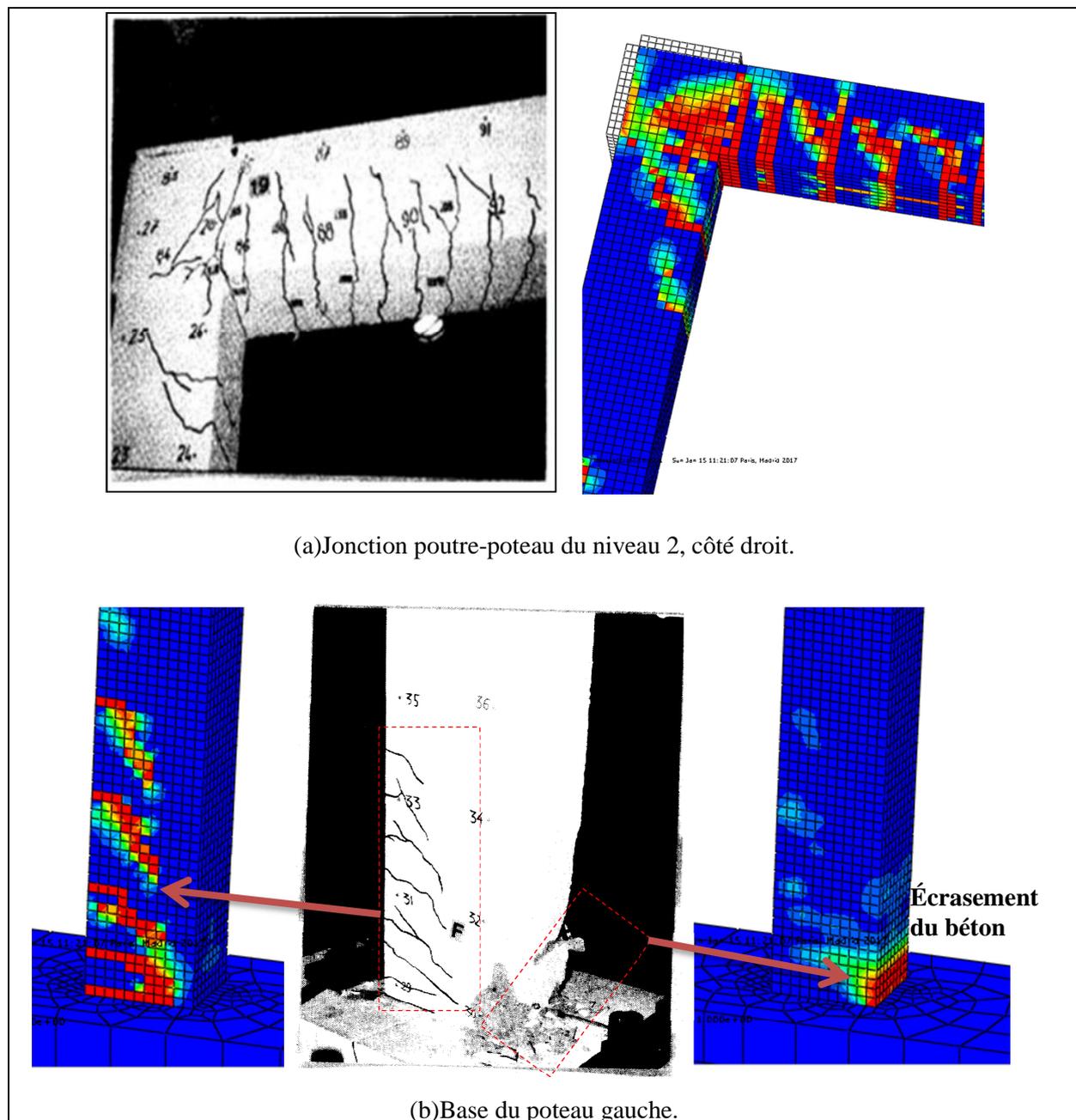


Figure 3.29. Visualisation des dommages correspondants à la charge ultime.

CHAPITRE IV

Proposition d'un nouveau ferrailage pour les voiles

Sommaire du chapitre IV

4.1 Introduction	126
4.2 Description des modèles	127
4.3 Résultats et discussion	131
4.3.1 Résultats des modèles de type « console »	131
4.3.1.1 Modèle classique	131
4.3.1.2 Modèle 4D	133
4.3.1.3 Modèle 8D	135
4.3.1.4 Modèle 8DC	138
4.3.1.5 Modèle P10	140
4.3.1.6 Modèle P12	141
4.3.1.7 Modèle P14	143
4.3.2 Résultats des modèles de cisaillement	145
4.3.2.1 Modèle classique (MCc)	145
4.3.2.2 Modèle 4Dc	146
4.3.2.3 Modèle 8Dc	148
4.3.2.4 Modèle 8DCc	150
4.3.2.5 Modèle P10c	152
4.3.2.6 Modèle P12c	153
4.3.2.7 Modèle P14c	155
4.4 Synthèse et discussion des résultats des modèles de type « console »	156
4.5 Synthèse et discussion des résultats des modèles type « conception de cisaillement »	159

4.1. Introduction

Ce chapitre, relatif à l'aspect local, est orienté vers une proposition d'un nouveau ferrailage pour les voiles en béton armé, principalement dans les zones d'endommagement observées lors du séisme de Boumerdès en 2003. Ainsi, les investigations sont portées sur la partie centrale des voiles courts où les fissures alternées (en croix), sont susceptibles de se produire. Le comportement mécanique de ces éléments de contreventement dépend du type et de l'intensité du chargement donné, de sa géométrie structurale et des conditions aux limites imposées.

Les refends ou voiles en béton armé peuvent être subdivisés en trois catégories du point de vue comportement mécanique, qui dépend principalement du rapport géométrique de la hauteur sur la largeur (h/l). Un voile est défini comme étant élancé lorsque ce rapport est supérieur à 2.0, et considéré court s'il est inférieur à 1.0. Quand ce rapport est compris entre ces deux valeurs l'élément est appelé voile courant ou moyennement élancé.

Le mode de rupture des voiles élancés est régi par la flexion, alors que, celui des voiles courts survient par cisaillement. Pour les voiles moyennement élancés, la rupture se produit par un couplage flexion-cisaillement. Les caractéristiques de rigidité et de résistance au cisaillement des voiles courts en béton armé, ont fait l'objet d'une large investigation durant les années 80 et 90 [Elnashai et al 1990] [Farrar et al 1992] [Cheng et al 1997] [Colotti et al 1993] [Paulay et al 1992] [Faure 1985] [Wood 1990]. Durant les 20 dernières années, une attention particulière est donnée au comportement sismique des voiles de contreventement. Des aspects, tel que : la résistance, la ductilité, la dissipation d'énergie et le chemin de fissuration des voiles sous chargement sismique ont été étudié par [Pilakoutas 1995] [Mo 2001] [Lopes 2001] [Tasnimi 2000]. Les résultats des tests montrent que les voiles courts en béton armé présentent une certaine fragilité et une faible dissipation d'énergie illustrée par le pincement des boucles d'hystérésis. L'observation des ouvertures de fissures, leur orientation dans l'espace et leur localisation, montre que la conception du ferrailage classique ne peut répondre ni empêcher efficacement l'évolution des dommages à partir d'un certain seuil de contrainte de cisaillement [Boukais et al 2013]. L'ouverture et l'orientation des fissures nous renseignent sur le cheminement des efforts, donc sur les directions principales des contraintes. Celles-ci sont reliées à un angle d'inclinaison qui est souvent à déterminer [Kezmane, Boukais 2012], [Kezmane, Boukais 2013]. La disposition des armatures suivant cette direction permettra d'améliorer leur performance mécanique. La raison pour laquelle les voiles courts sous ferrailage classique ne présentent pas une ductilité et une dissipation

d'énergie satisfaisante, revient donc à l'existence d'un angle entre l'orientation des bars d'aciers et la direction principales des contraintes développées. Cela, signifie que la capacité des barres d'aciers ne peut pas être totalement exploitée. Les résultats des essais menés à l'université de Huston [Mansour 2001] [Mansour at al 2001] [Sittipunt 2001] montrent que l'orientation de la grille d'armatures joue un rôle important sur la relation contrainte-déformation en cisaillement dans les panneaux en béton armé. La ductilité et la capacité à dissiper de l'énergie sont plus grandes lorsque la grille d'armature est placée dans la direction principale des contraintes.

4.2. Description des modèles

Dans cette étude, deux modèles de sept (07) voiles chacun ont été élaborés. Les (07) voiles du premier modèle sont considérés comme des consoles encastées à leur base (figure 4.1(a)), engendrant une sollicitation combinée (flexion-cisaillement) prépondérante, par contre pour ceux du deuxième modèle, le déplacement vertical au sommet étant bloqué créant un comportement de cisaillement pur (figure 4.1(b)). Les voiles composant chaque modèle sont différents d'une part par le diamètre des barres utilisé dans les potelets (HA8 ; HA10 ; HA12 ; HA14), et d'autre part par l'incorporation de barres diagonales (04 barres de diamètre HA8; 08 barres de diamètre HA8; 08 barres de diamètre HA8 avec des armatures transversales $\varnothing 6.25$) dans l'âme du voile. De plus, pour corroborer les résultats de ce travail, une validation numérique avec le code de calcul Abaqus [Abaqus 6.12] d'un des modèle expérimental de Lefas [Lefas 1990] est faite (chapitre 3).

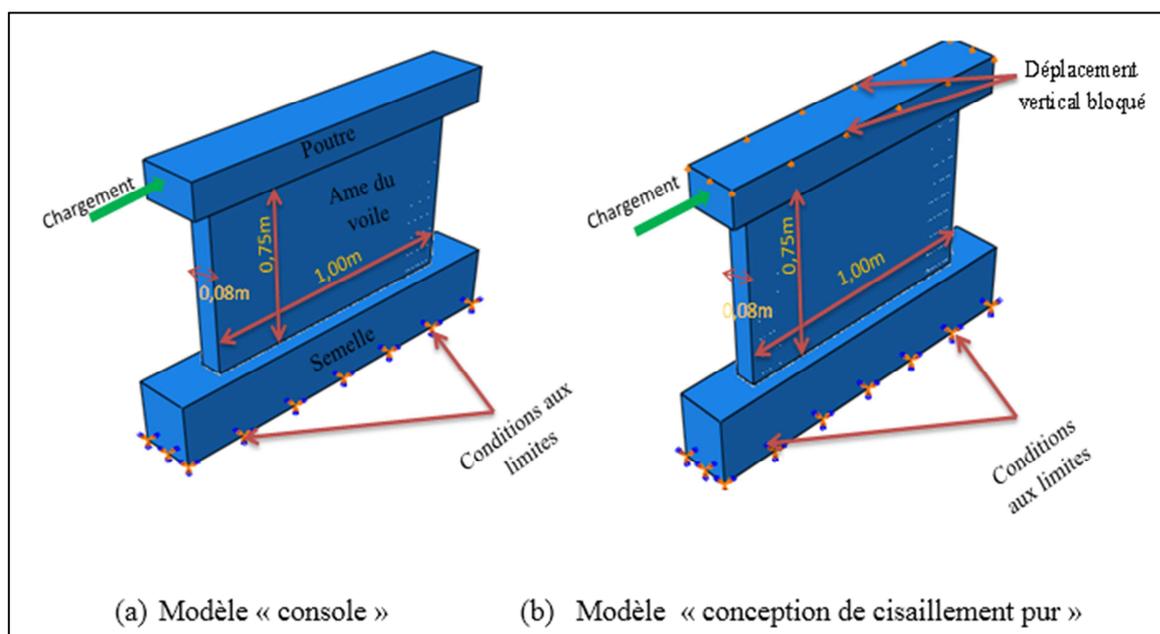


Figure 4.1. Géométrie du Modèle Classique (MC).

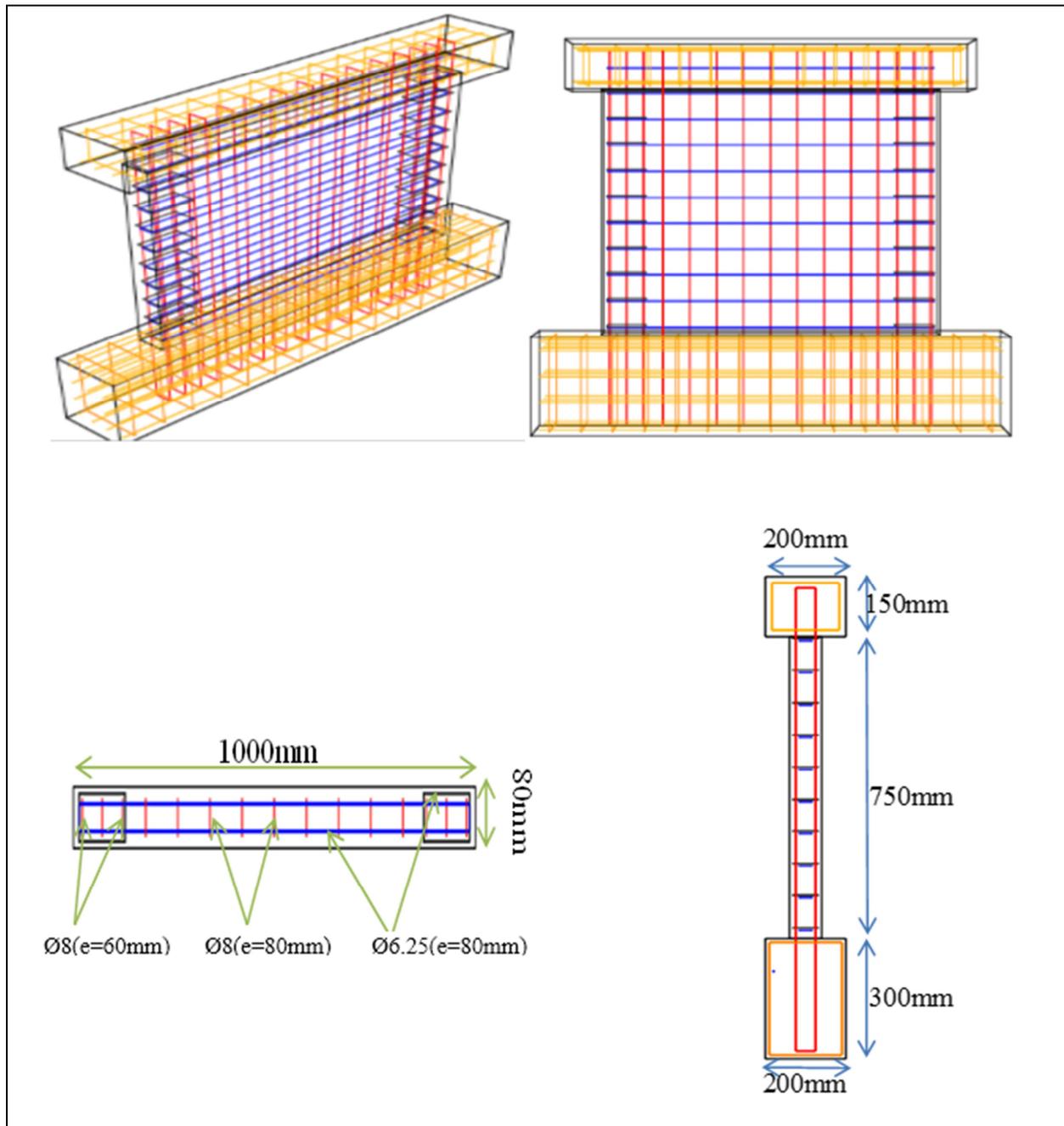


Figure 4.2. Ferrailage du modèle classique

Le ferrailage du modèle 4D est illustré par la figure 4.3(a), c'est le modèle classique (figure 4.2) renforcé par 4 barres diagonales (HA8) disposées deux à deux en croix, dans la direction des bielles diagonales à 45° .

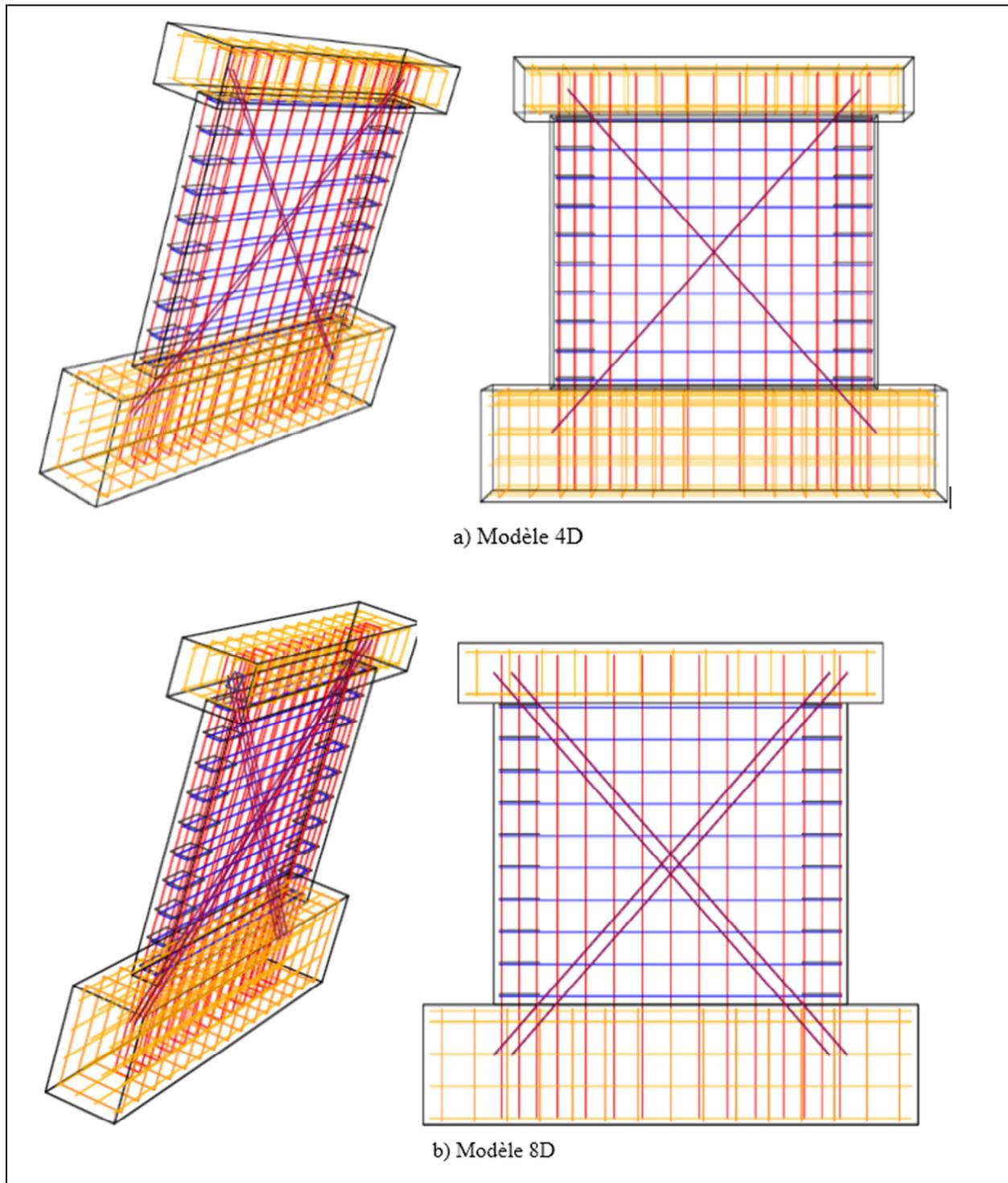
Le ferrailage du modèle 8 barres est représenté à la figure 4.3(b), modèle classique renforcé par 8 barres diagonales (HA8) disposées quatre à quatre en croix, dans la direction des bielles diagonales à 45° .

Le ferrailage des modèles renforcés au niveau des potelets (P10, P12, P14) est schématiquement identique au modèle classique. Toutefois, le diamètre utilisé dans cette zone d'extrémité varie (10, 12, et 14 [mm]) selon le modèle de renforcement.

Le tableau 4.1 représente la synthèse des modèles simulés dans le présent chapitre.

Modèles	Commentaires	Modèle « console »	Conception de cisaillement pur
Modèle MC	Ferrailage classique.	x	
Modèle MC _c	Ferrailage classique.		X
Modèle 4D	Ferrailage classique plus 4 barres disposées deux à deux diagonalement.	x	
Modèle 4D _c	Ferrailage classique plus 4 barres disposées deux à deux diagonalement.		X
Modèle 8D	Ferrailage classique plus 8 barres disposées quatre à quatre diagonalement.	x	
Modèle 8D _c	Ferrailage classique plus 8 barres disposées quatre à quatre diagonalement.		X
Modèle 8DC	Ferrailage classique plus 8 barres disposées quatre à quatre diagonalement, maintenues par des cadres transversaux.	x	
Modèle 8DC _c	Ferrailage classique plus 8 barres disposées quatre à quatre diagonalement, maintenues par des cadres transversaux.		X
Modèle P10	Ferrailage classique dont les armatures des potelets sont de diamètre de 10mm.	x	
Modèle P10 _c	Ferrailage classique dont les armatures des potelets sont de diamètre de 10mm.		X
Modèle P12	Ferrailage classique dont les armatures des potelets sont de diamètre de 12mm.	x	
Modèle P12 _c	Ferrailage classique dont les armatures des potelets sont de diamètre de 12mm.		X
Modèle P14	Ferrailage classique dont les armatures des potelets sont de diamètre de 14mm.	x	
Modèle P14 _c	Ferrailage classique dont les armatures des potelets sont de diamètre de 14mm.		X

Tableau 4.1. Identification des différents modèles conçus

Figure 4.3. Ferrailage des modèles **4D** et **8D**

Le modèle élément fini développé au quatrième chapitre est utilisé ici pour simuler les modèles de voiles représentés ci-dessus. Les mêmes éléments finis ainsi que les lois de comportement définies au chapitre 3 sont utilisés pour le béton et l'acier.

Les données relatives aux lois de comportement utilisées dans cette étude sont prélevées du modèle de Lefas explicité dans le quatrième chapitre.

4.3. Résultats et discussion

Dans cette section les résultats des simulations conduites sur les deux séries de sept voiles sont présentés.

4.3.1. Résultats des modèles de type « console »

4.3.1.1. Modèle classique

La figure 4.4 représente la courbe force-déplacement du modèle classique avec ferrailage conventionnel adapté du modèle de Lefas [Lefas 1990]. Cette courbe représente un comportement élastique pour un chargement se situant entre 0 et 57 [KN]. Au-delà de 57 [KN] correspondant à un déplacement inférieur à 1 [mm], une inclinaison légère de la courbe force-déplacement est constatée, cela est dû à l'initialisation des fissures de flexion, illustrée sur la figure 4.5(a). Ces fissures de flexion se propagent et entraînent une redistribution des efforts dans le voile (entre le béton et les armatures). La flexion régit le comportement de cette structure jusqu'à un chargement voisin de 120 [KN] (déplacement de 1.2 [mm]). Au-delà de ce seuil le comportement du voile change, en ce sens que des fissures de cisaillement apparaissent comme l'indique la figure 4.5(b), illustré aussi par une inclinaison progressive accentuée de la courbe force déplacement. Un comportement régit par un couplage flexion-cisaillement s'installe progressivement.

La propagation des fissures de flexion déjà initiées, provoque le transfert des efforts du béton aux aciers des extrémités ce qui explique l'augmentation des contraintes dans ces armatures verticales, où leur limite élastique est atteinte (figure 4.6(a) pour un chargement de 226.70 [KN] (déplacement de 3.4 [mm])).

La propagation des fissures de cisaillement engendre un transfert d'effort aux aciers horizontaux, comme le représente la figure 4.6(b), où ces armatures horizontales atteignent leur limite élastique pour un chargement 322.40 [KN], correspondant à un déplacement de 7.4 [mm].

La propagation des fissures de flexion, de cisaillement ainsi que l'atteinte de la limite élastique des aciers verticaux et horizontaux rend le comportement du voile en globalité très vulnérable. Le voile atteint son comportement ultime à partir d'un chargement voisin des 346 [KN] et un déplacement de l'ordre de 10 [mm] en mode flexion-cisaillement, comme l'indique la figure 4.7.

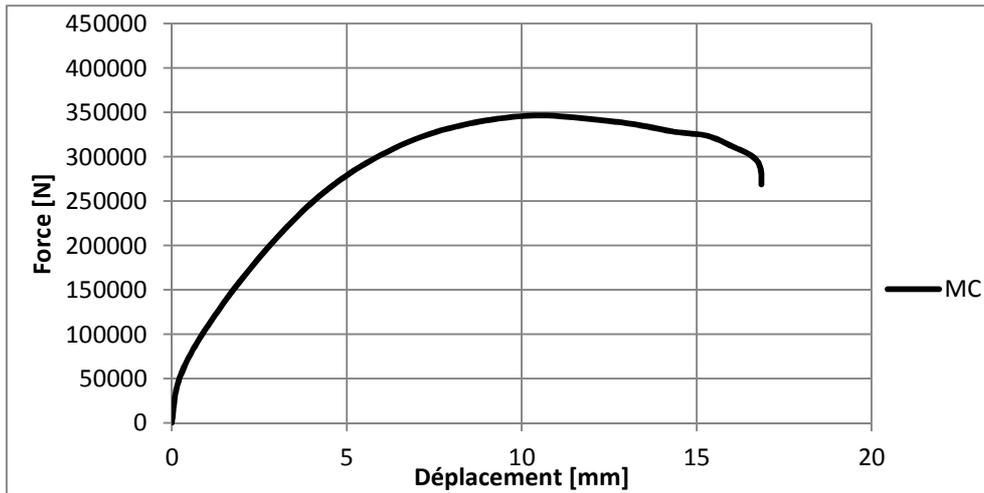


Figure 4.4. Courbe force-déplacement du modèle classique (MC)

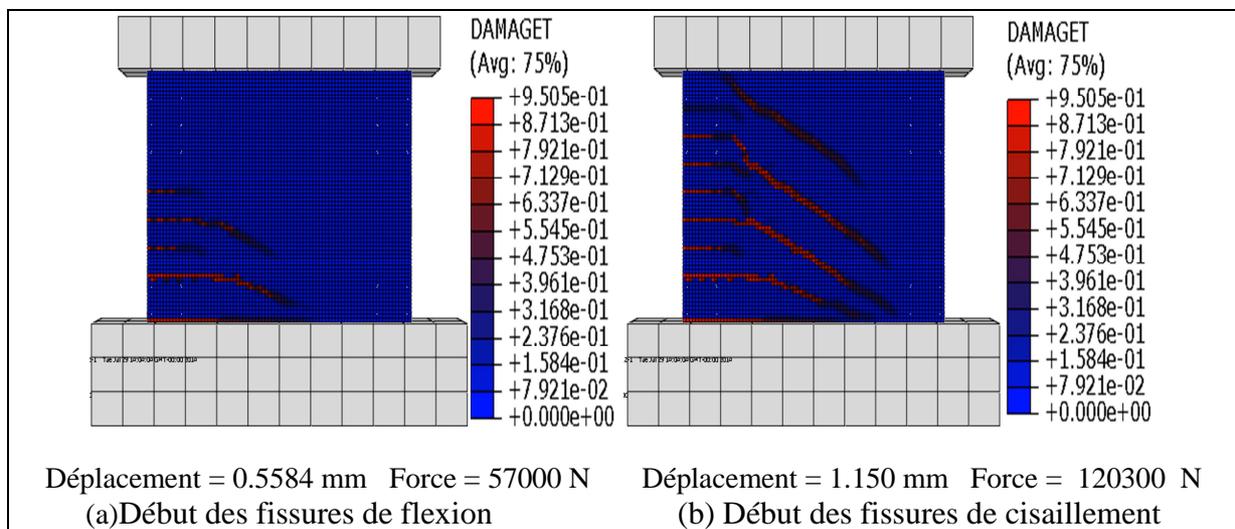


Figure 4.5. Initialisation des fissures du modèle classique (MC).

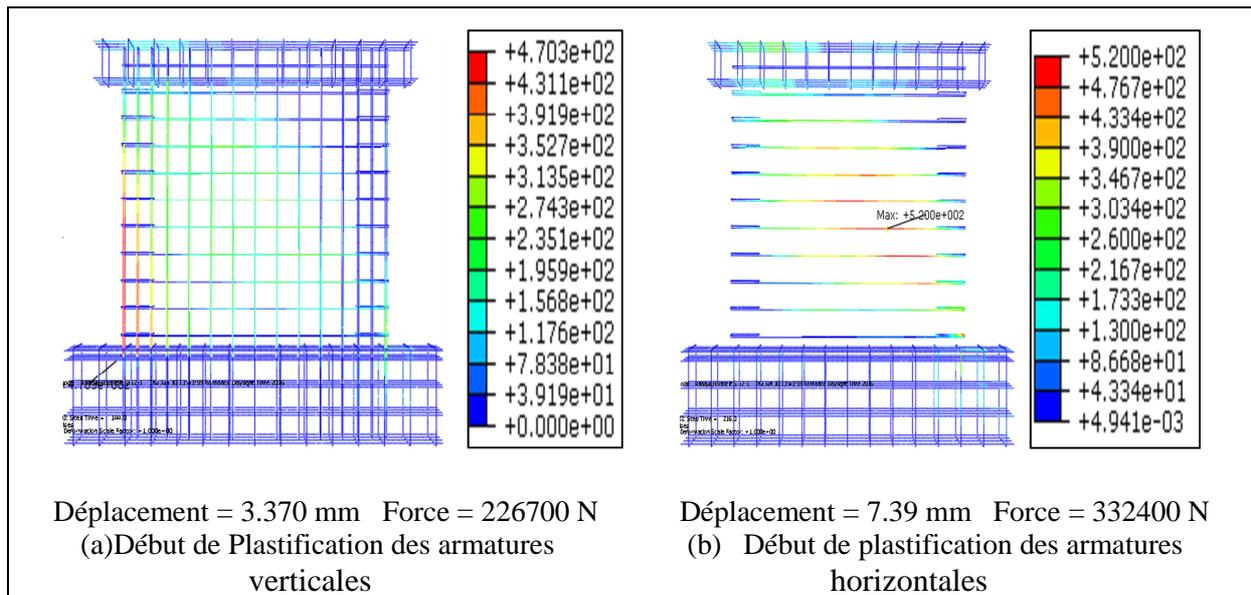


Figure 4.6. Début de plastification des armatures du modèle classique (MC).

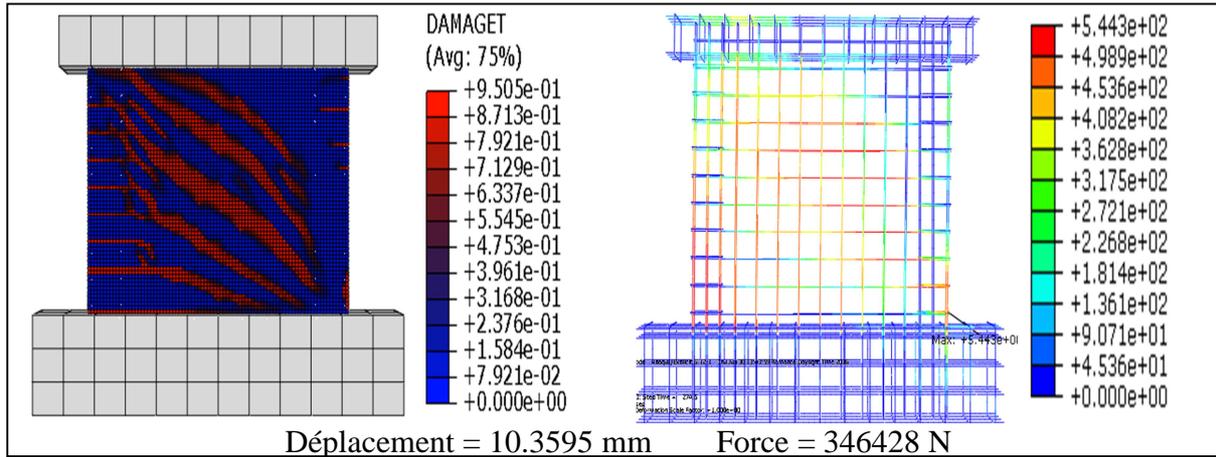


Figure 4.7. Comportement ultime du modèle classique (MC)

4.3.1.2. Modèle 4D

La figure 4.8 représente la courbe charge-déplacement pour le modèle à 4 barres diagonales (modèle 4D). Les fissures de flexion s'initialisent à un pas de chargement de 84.32 [kN] et un déplacement de 0.56 [mm] (Figure 4.9(a)). Pour un chargement de 125.30 [kN] un déplacement de 1.21mm les fissures de cisaillement (diagonales) se développent (figure 4.9(b)).

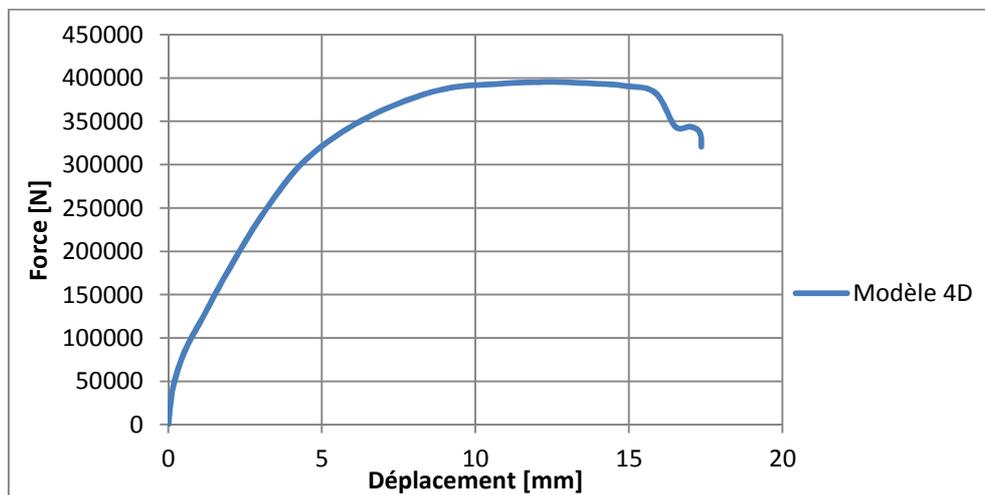


Figure 4.8. Courbe force-déplacement du modèle 4D (4 barres diagonales)

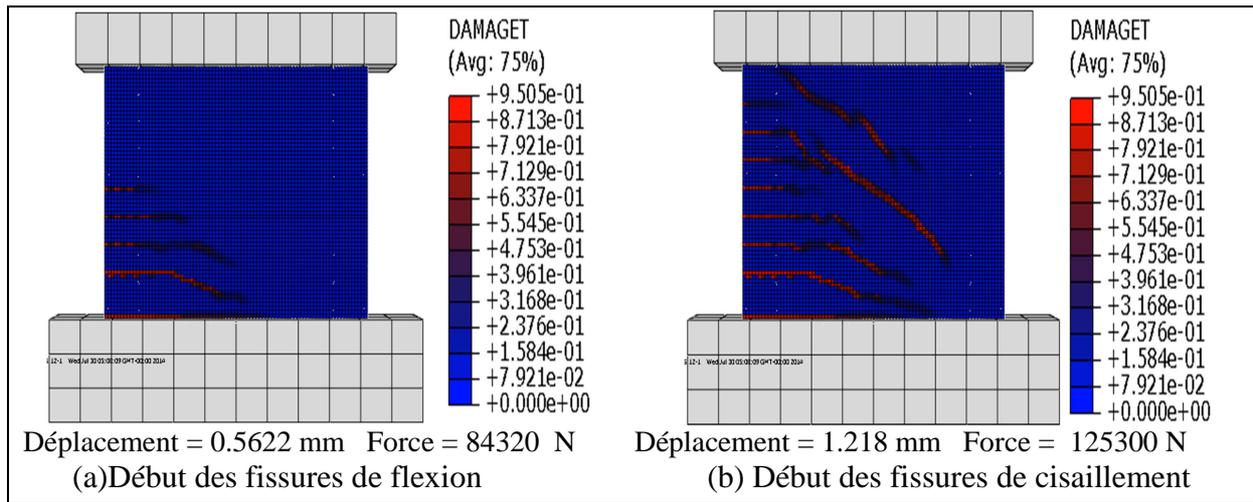


Figure 4.9. Initialisation des fissures du modèle 4D (4 barres diagonales)

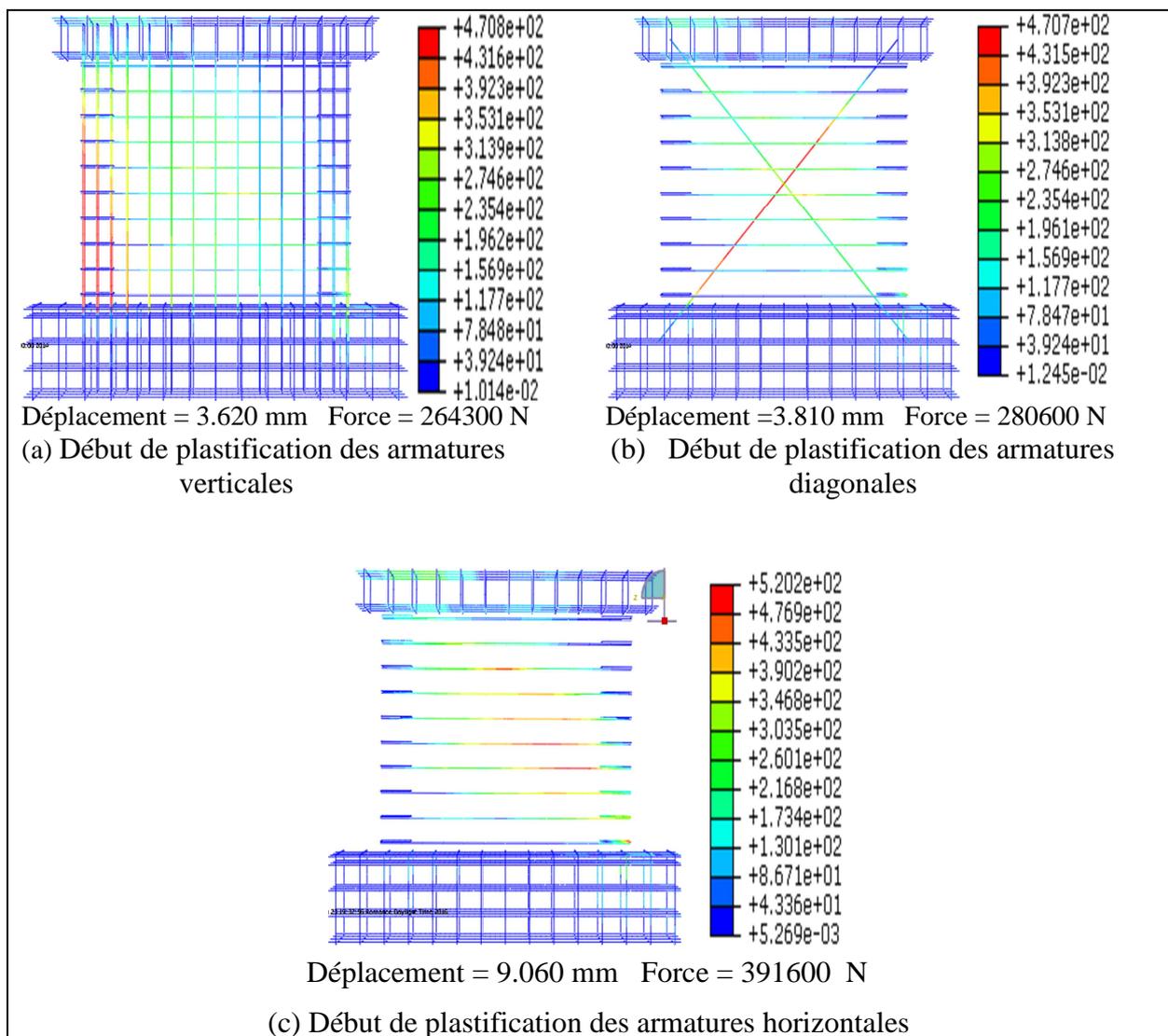


Figure 4.10. Début de plastification des armatures du modèle 4D (4 barres diagonales)

Au fur à mesure que les fissures de flexion dans le béton se propagent et pour un chargement de 264.300 [KN] et un déplacement de 3.626 [mm], on constate que les barres verticales concentrées (potelets) atteignent leurs limites d'élasticité (figures 4.10(a)). Pour un chargement de 280 [KN] et un déplacement de 3.81 [mm], les fissures (dégradation du béton) de cisaillement s'accroissent en induisant une redistribution des efforts entre le béton et les armatures suivant les diagonales de compression et de traction. Pour ce même chargement les contraintes dans les armatures diagonales atteignent leur limite élastique (figure 4.10(b)).

La force ultime du voile est enregistrée à 395.33 [KN] pour un déplacement de 12.24 [mm] (figure 4.11). Les dommages du voile sont caractérisés par l'écrasement du béton dans la zone extrême de compression et la concentration des fissures de cisaillement dans toute l'âme du voile, comme indiqué sur la figure 4.11.

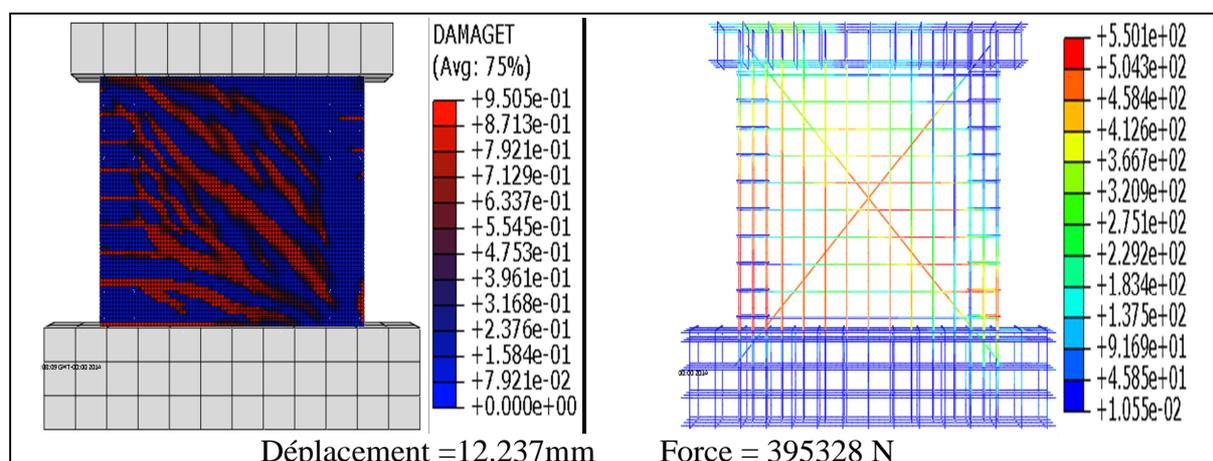


Figure 4.11. Comportement ultime du modèle **4D** (4 barres diagonales)

4.3.1.3. Modèle 8D

La figure 4.12 représente la courbe force déplacement du modèle 8 barres diagonales (Modèle 8D). La réponse du voile est dominée initialement par un comportement flexionnel, ce qui se traduit par la présence de fissures de flexion à partir d'un pas de chargement de 86.16 [KN] et un déplacement de 0.6 [mm] (figure 4.13(a)). Au-delà de 132.10 [KN], des fissures diagonales de cisaillement se manifestent, ce qui explique que le voile se comporte en mode combiné flexion-cisaillement (figure 4.13(b)).

Pour un chargement de 268 [KN] et un déplacement correspondant de 3.5 [mm], les armatures des potelets atteignent leur limite élastique toujours en raison de propagation des fissures de flexion (figures 4.14 (a)). La propagation des fissures de cisaillement entraîne une redistribution des efforts dans la partie centrale du voile provoquant une évolution des contraintes dans les armatures diagonales. Ces aciers diagonaux sont soumis à leur limite

élastique pour un chargement de 321.90 [kN] et un déplacement de 4.5 [mm] (figures 4.14 (b)).

Les armatures horizontales, par contre, atteignent leur limite élastique pour un chargement de 415.50 [kN] correspondant à un déplacement de 10.4 [mm] (figure 4.14(c)).

La force ultime du voile est enregistrée pour un chargement de 433.939 [kN] correspondant à un déplacement de l'ordre de 12.6 [mm] (figure 4.15). La rupture du voile est engendrée par l'écrasement du béton dans la zone de compression extrême et l'éclatement du béton dans la zone extrême tendue avec la concentration des fissures de cisaillement dans l'âme du voile.

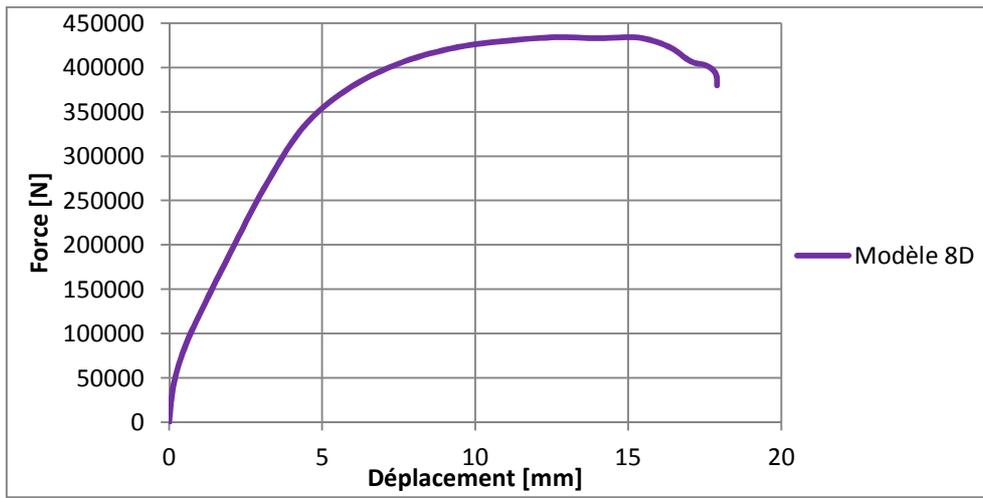


Figure 4.12. Courbe force déplacement du modèle 8D (8 barres diagonales)

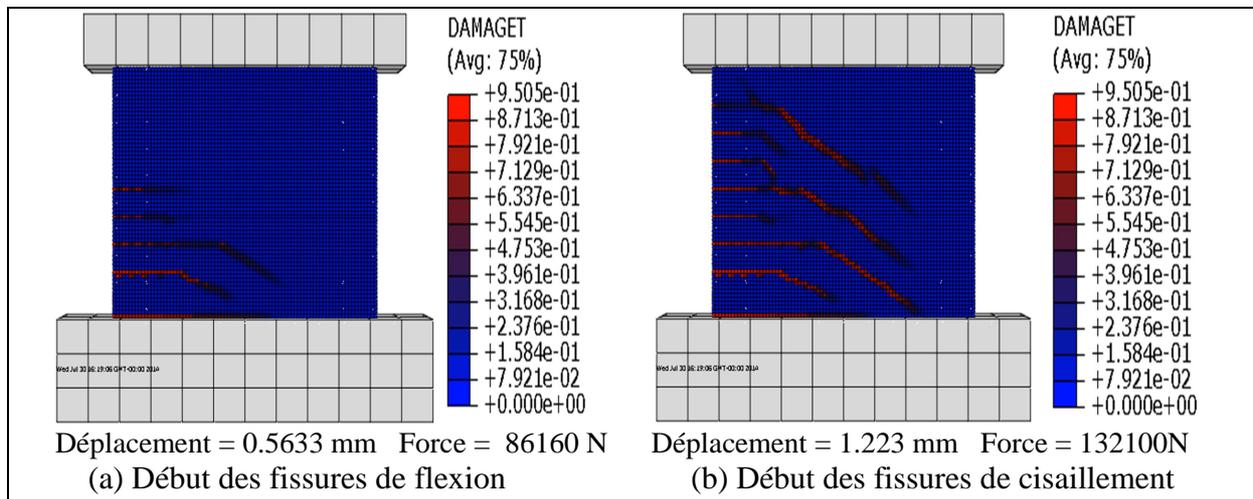


Figure 4.13. Initialisation des fissures du modèle 8D (8 barres diagonales)

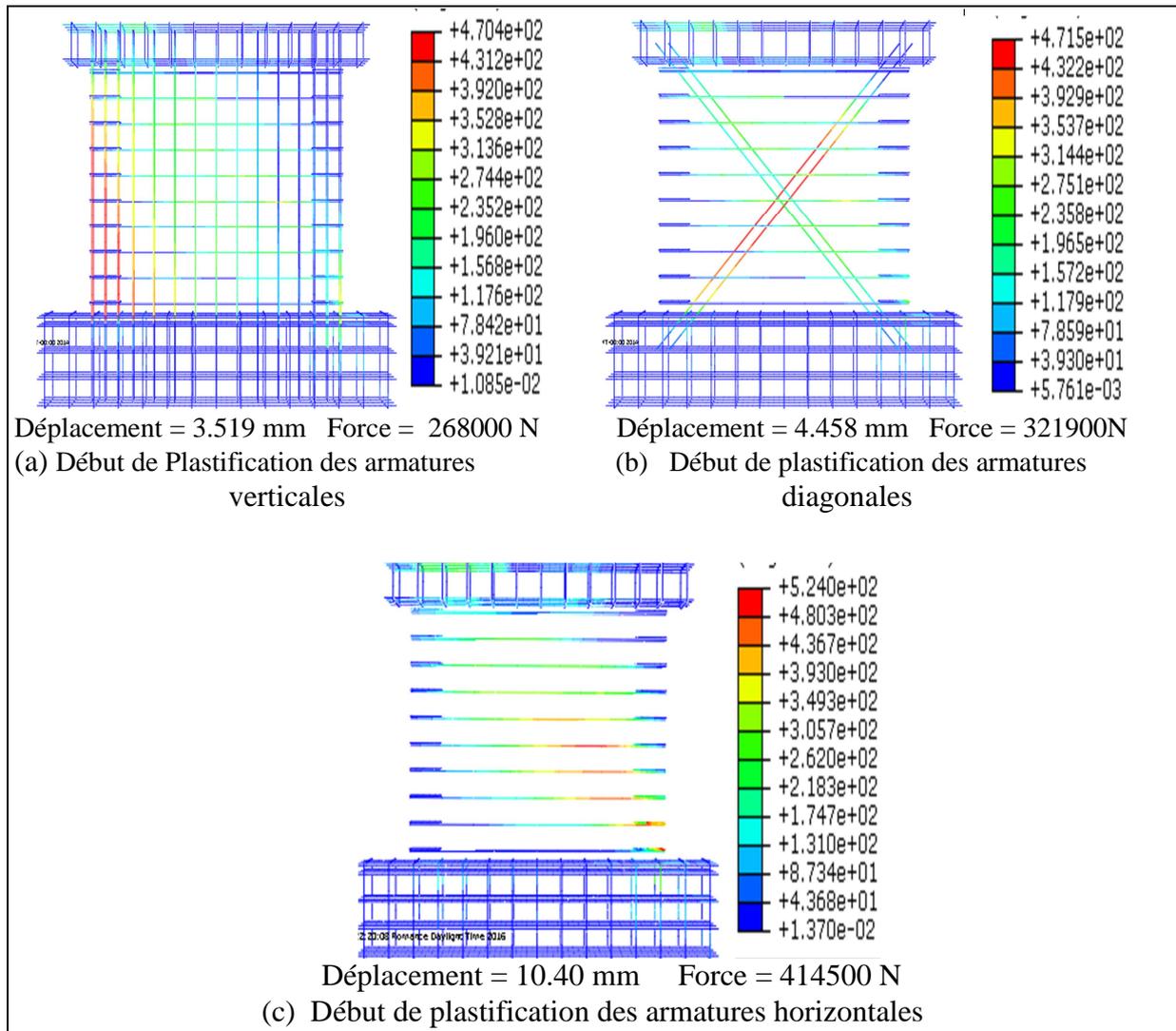


Figure 4.14. Début de plastification des armatures du modèle **8D** (8 barres diagonales)

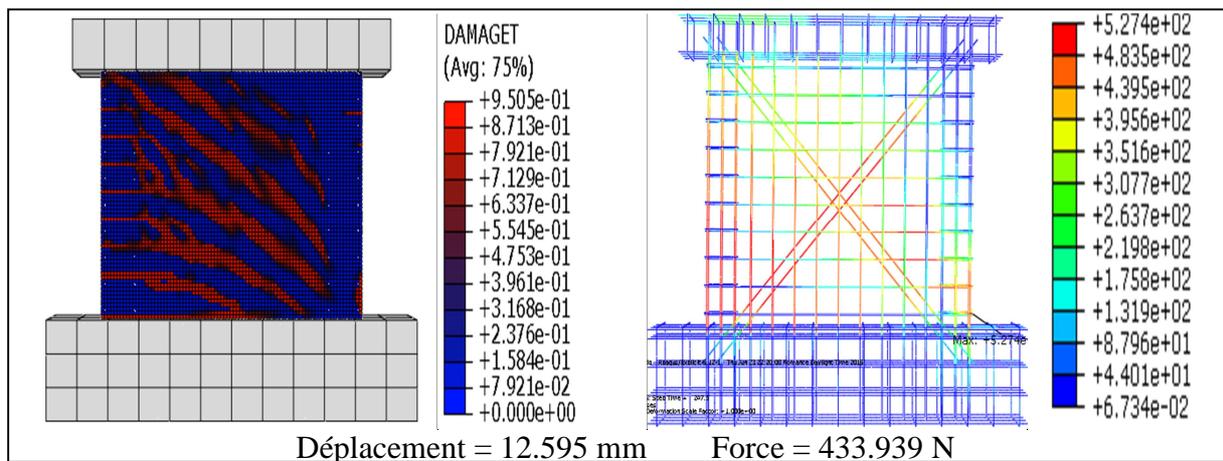


Figure 4.15. Comportement ultime du modèle **8D** (8 barres diagonales)

4.3.1.4. Modèle 8DC

La figure 4.16 représente la courbe force déplacement du modèle 8 barres diagonales maintenues par des cadres transversaux (modèle 8DC). Les phénomènes liés à l'initialisation des fissures de flexion, de cisaillement ainsi que l'atteinte de la limite élastique des trois types d'armatures est similaires au modèle 8 barres (modèle 8D) (la différence est de l'ordre de 5%). L'introduction des cadres sur les barres diagonales pour former des zones de confinement a permis toutefois d'avoir une meilleure répartition des fissures (les endommagements) dans la totalité de l'âme du voiles comme le montre la figure 4.19. Les charges ultimes relatives à ces deux modèles (avec et sans cadres) sont très voisines.

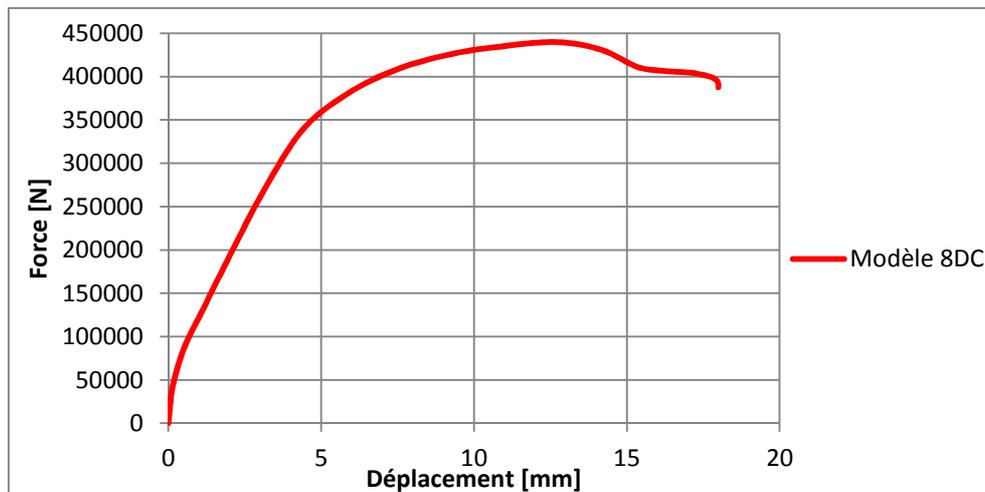


Figure 4.16. Courbe force-déplacement du modèle **8DC** (8 barres diagonales avec cadres)

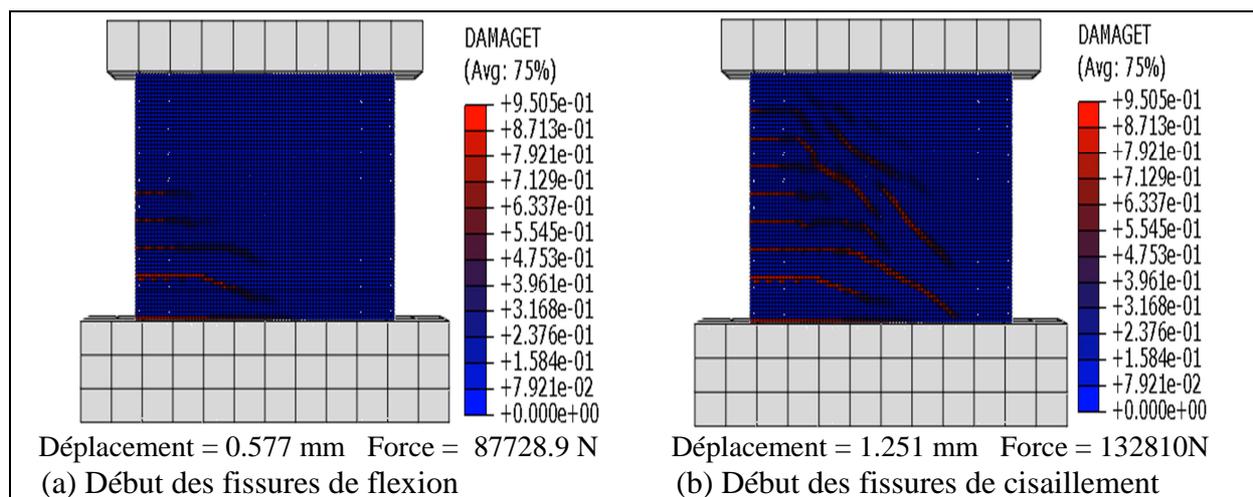


Figure 4.17. Initialisation des fissures du modèle **8DC** (8 barres diagonales avec cadres)

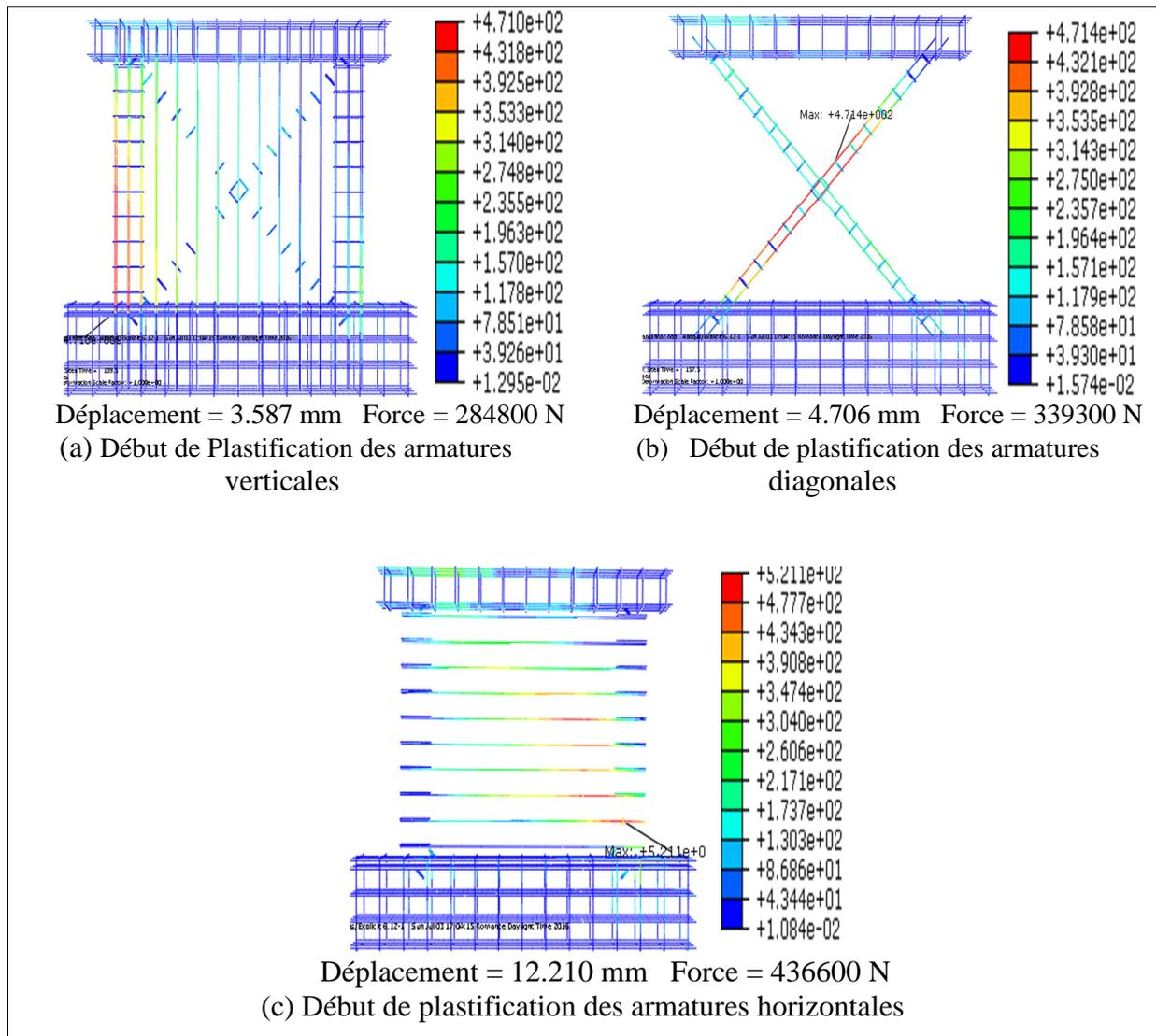


Figure 4.18. Début de plastification des armatures du modèle 8DC

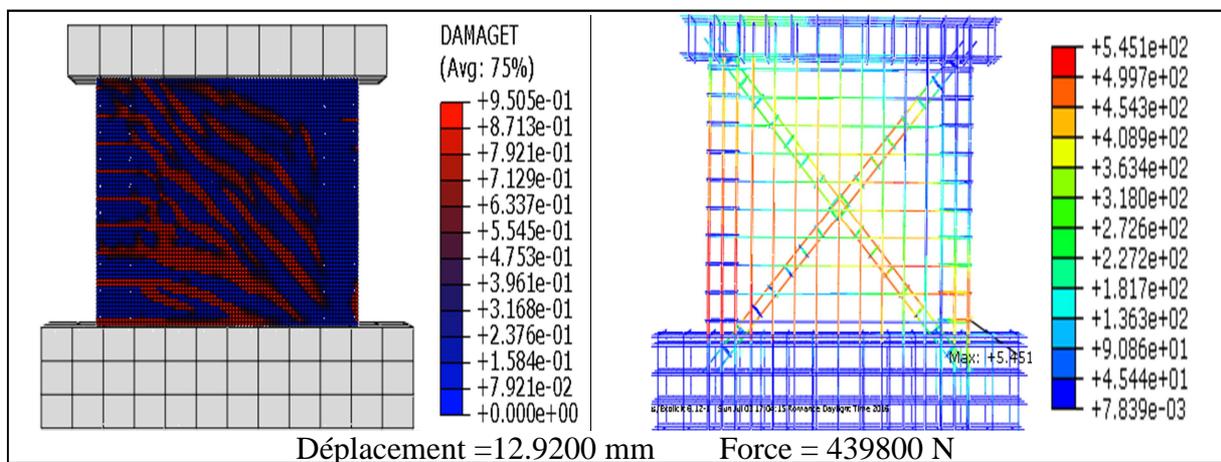


Figure 4.19. Comportement ultime du modèle 8DC (8 barres diagonales avec cadres)

4.3.1.5. Modèle P10

La figure 4.20 représente la courbe force-déplacement du modèle P10 (modèle classique dont les barres des potelets sont de diamètre de 10 [mm]). Les fissures de flexion seules, s'initialisent et commencent à se propager pour un chargement de 89.20 [kN] à 126 [kN] (figure 4.21(a)) et un déplacement correspondant entre 0.5 [mm] et 1.1 [mm]. A partir de ce chargement de 126.400 [kN] les fissures diagonales se manifestent (figure 4.21(b)). Les aciers verticaux concentrés (ceux des potelets) voient leur limite élastique pour une charge de 280.01 [kN] et un déplacement correspondant de 4.2 [mm] (figure 4.22(a)). Les armatures horizontales par contre, entrent dans le domaine plastique pour un chargement de 337.10 [kN] et un déplacement de 6 [mm] (figure 4.22(b)).

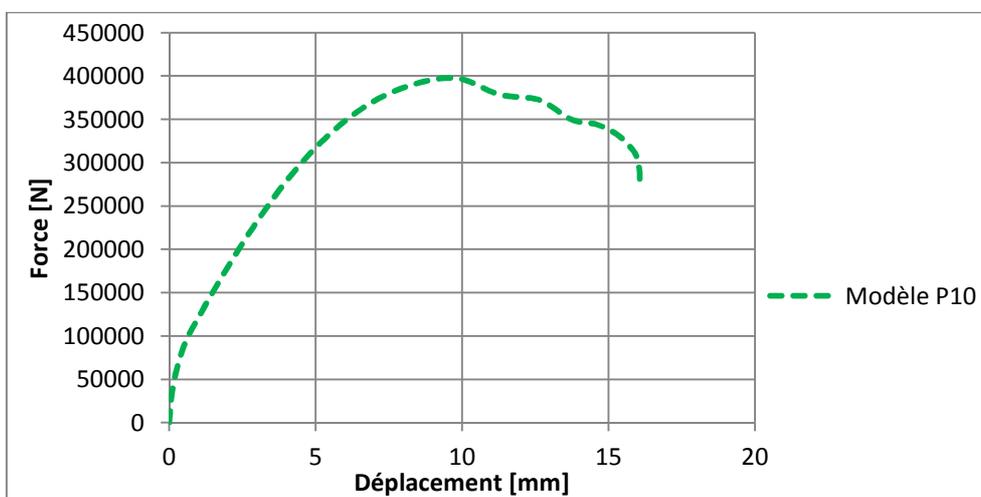


Figure 4.20. Courbe force déplacement du modèle P10

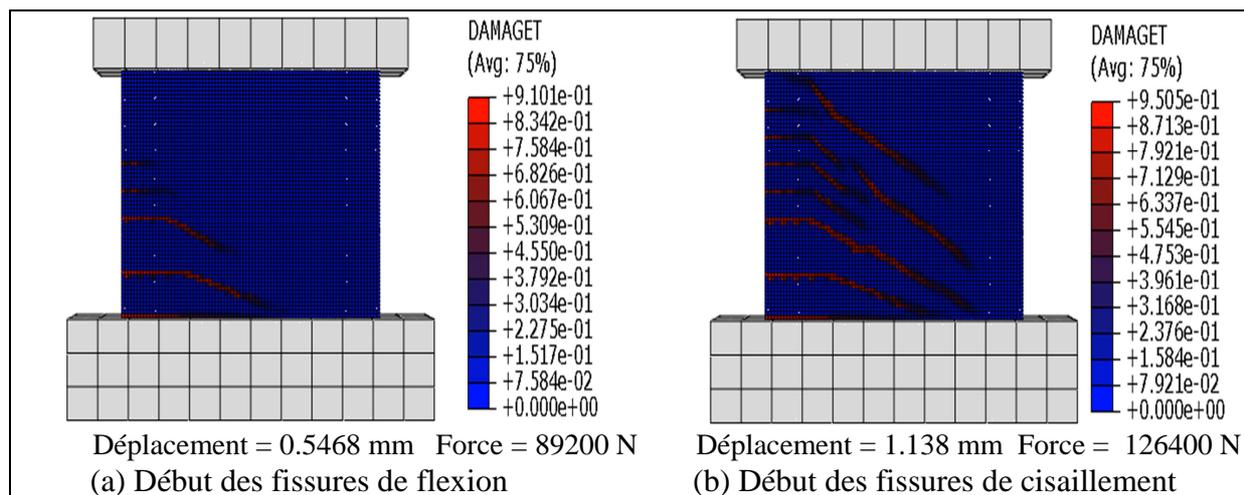


Figure 4.21. Initialisation des fissures du modèle **P10**.

La rupture du modèle survient par éclatement du béton dans les zones d'extrémités tendues, l'écrasement dans les parties comprimées et la concentration des fissures de cisaillement dans

l'âme du voiles ainsi que l'atteinte de la limites élastique des armatures horizontales au niveaux de toutes les zones endommagées (figure 4.23).

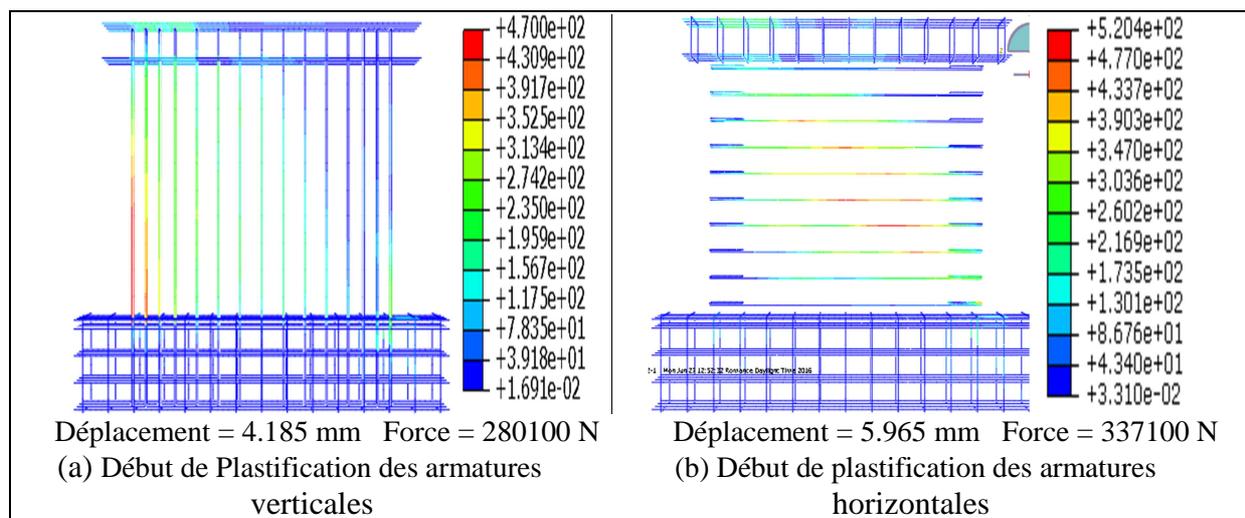


Figure 4.22. Début de plastification des armatures du modèle **P10**

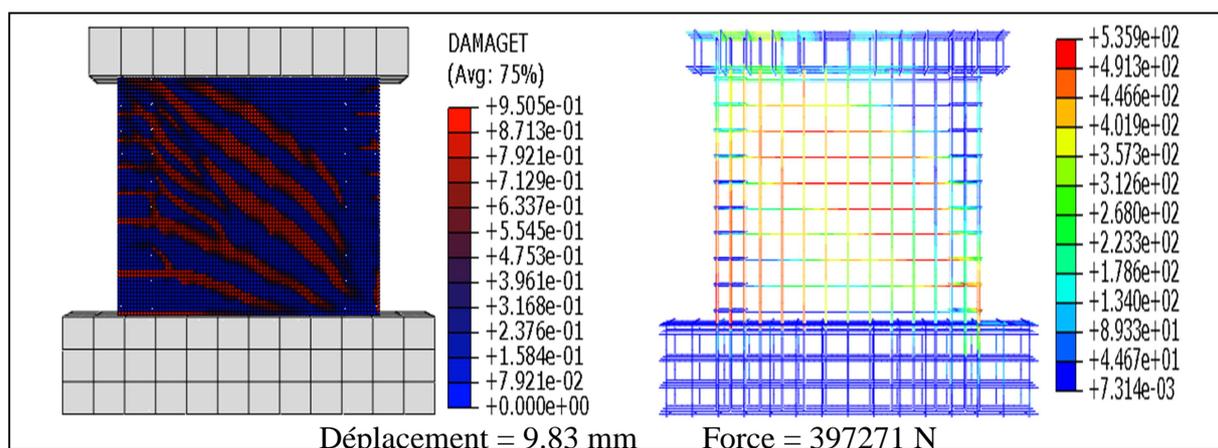


Figure 4.23. Comportement ultime du modèle **P10**

4.3.1.6. Modèle P12

La figure 4.24 représente la courbe force déplacement du modèle P12 (modèle classique dont les barres des potelets sont de diamètre de 12 [mm]). Celle-ci montre que le comportement du voile a tendance d'être fragile, du fait qu'après le pic, la courbe descend rapidement.

Les fissures de flexion se manifestent pour une charge de 98 [kN] et un déplacement de 0.5 [mm], puis pour un chargement de 135.6 [kN] et un déplacement de 1.1 [mm], les fissures de cisaillement s'initialisent comme indiqué sur la figure 4.25. Les aciers verticaux concentrés ont atteint leur limite élastique pour un chargement de 343.10 [kN] et un déplacement de 5.5 [mm]. On relève que les armatures horizontales atteignent leur limite élastique avant les barres verticales, ce qui dénote un changement de comportement mécanique du voile cité plus

haut (tendance à être fragile). Ainsi pour une charge de 334.70 [kN], les aciers horizontaux ont atteint une contrainte de l'ordre de 520 [MPa], comme indiquée à la figure 4.26(b).

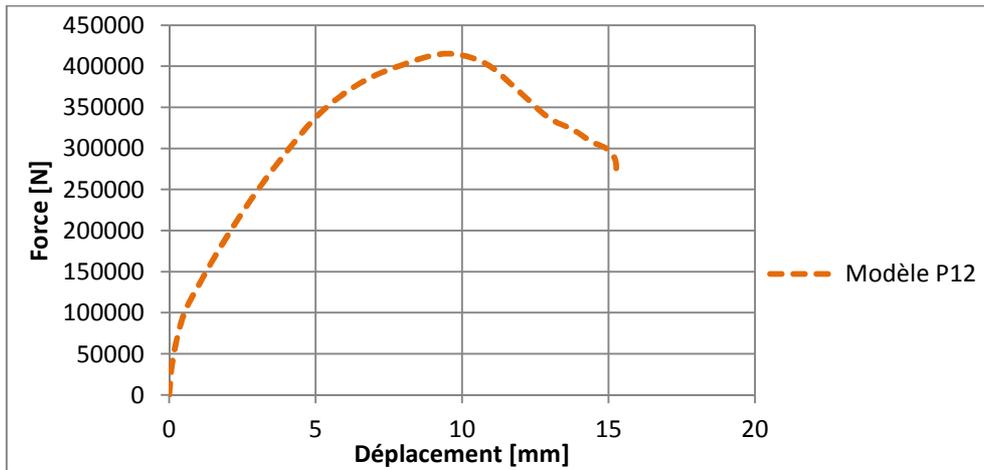


Figure 4.24. Courbe force déplacement du modèle P12

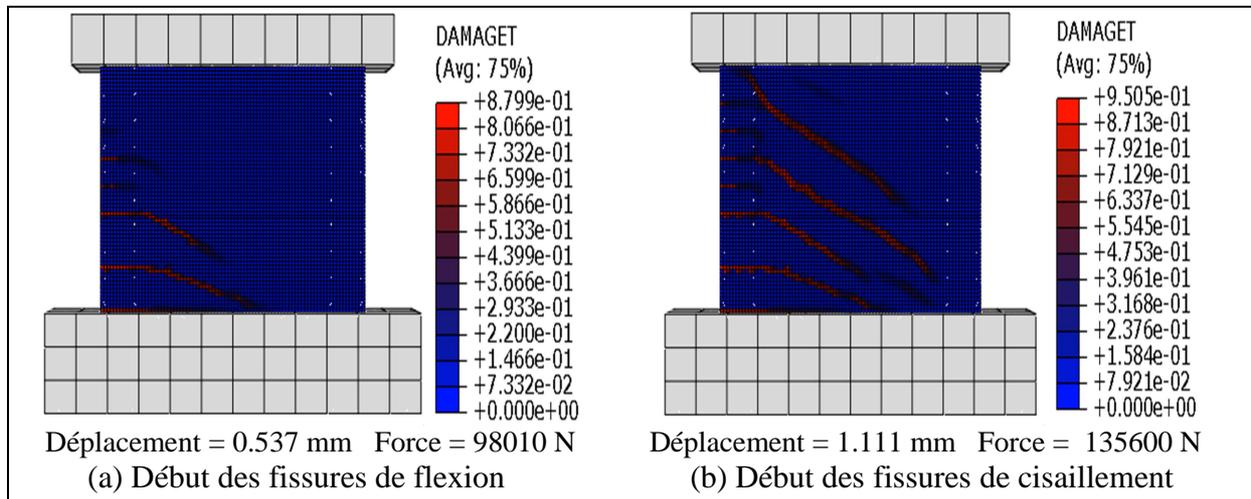


Figure 4.25. Initialisation des fissures du modèle P12.

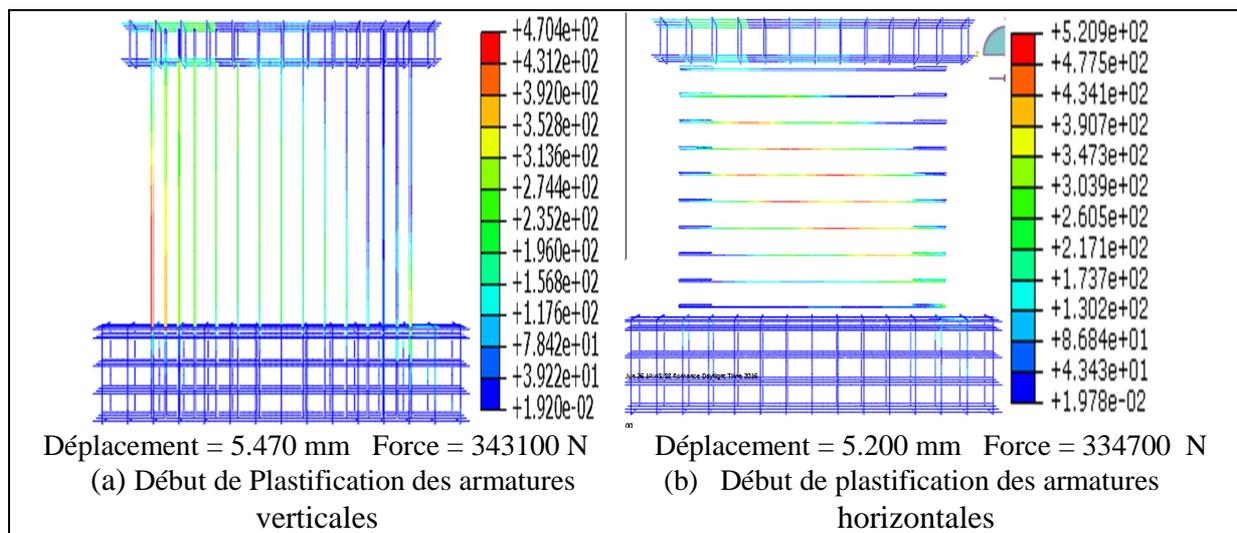


Figure 4.26. Début de plastification des armatures du modèle P12.

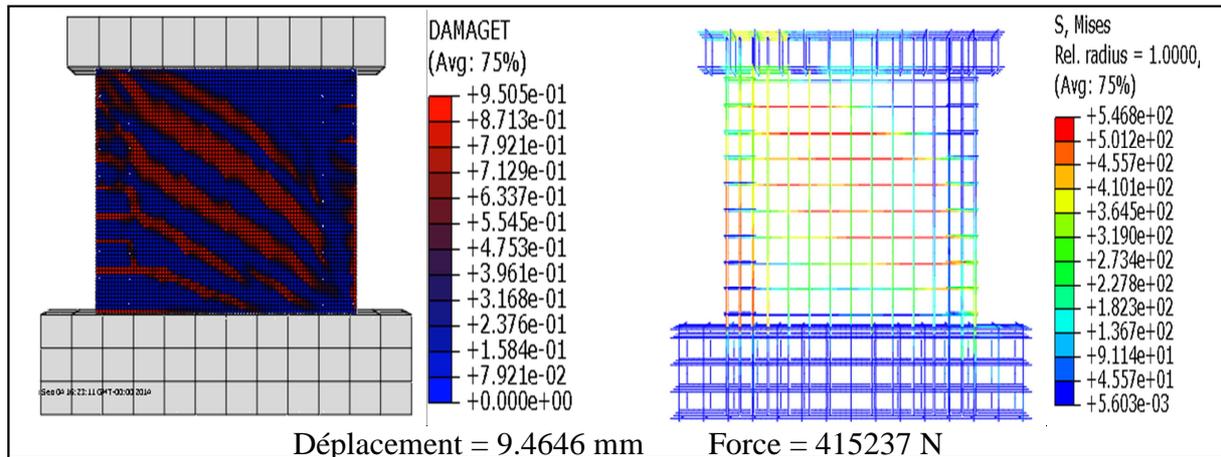


Figure 4.27. Comportement ultime du modèle P12

La rupture de ce modèle survient essentiellement par cisaillement. La partie centrale du voile subit des dommages très importants, illustrés sur la figure 4.27, par un fuseau de bandes rouges diagonales (endommagement du béton) et par la plastification des aciers suivant une bande de même direction.

L'utilisation d'un diamètre 12 [mm] dans les potelets a engendré une modification dans le comportement global du voile. Le comportement flexionnel a été limité par la rigidification des zones des extrémités. En conséquence, le cisaillement devient prépondérant.

4.3.1.7. Modèle P14

La figure 4.28 représente la courbe force déplacement pour le modèle P14 (modèle classique dont les barres des potelets sont de diamètre 14 [mm]). Elle confirme l'évolution déjà constatée sur le modèle P12, à savoir une rupture fragile à cause du renforcement des potelets. On distingue essentiellement quatre parties : une élastique pour un chargement de 0 à 102 [KN] ; une deuxième partie non linéaire (plastique) où les fissures de flexion et de cisaillement se manifestent et se propagent pour un chargement situant entre 102.075 et 421.74 [KN] ; une troisième partie post pic, qui correspond à la ruine du modèle pour un chargement au-delà de 421.74 [KN].

La figure 4.29 représente les états d'endommagement pour les chargements et les déplacements correspondants aux initiations des fissures de flexion et de cisaillement.

La figure 4.30 représente les états de contraintes dans les aciers verticaux (concentrés et courant) et les aciers horizontaux au moment de l'atteinte de la limite élastique des aciers verticaux concentrés.

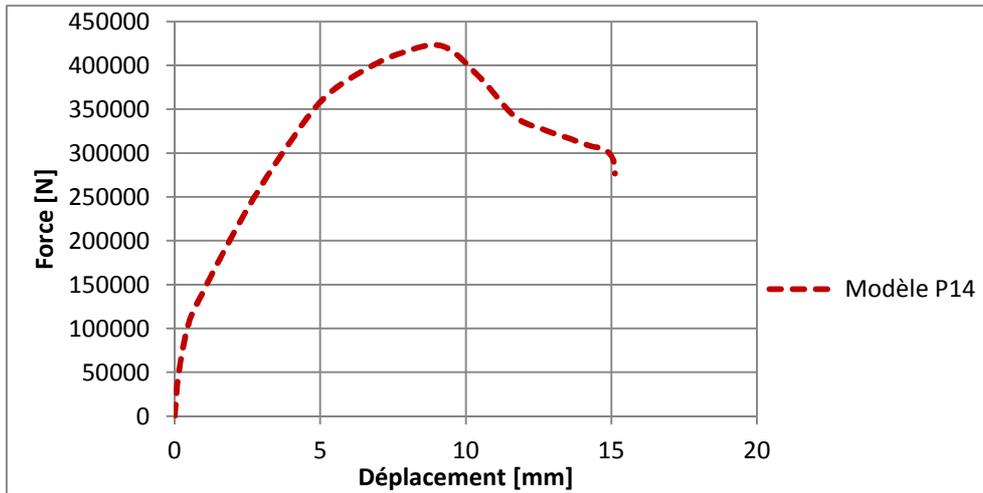


Figure 4.28. Courbe force déplacement du modèle **P14**

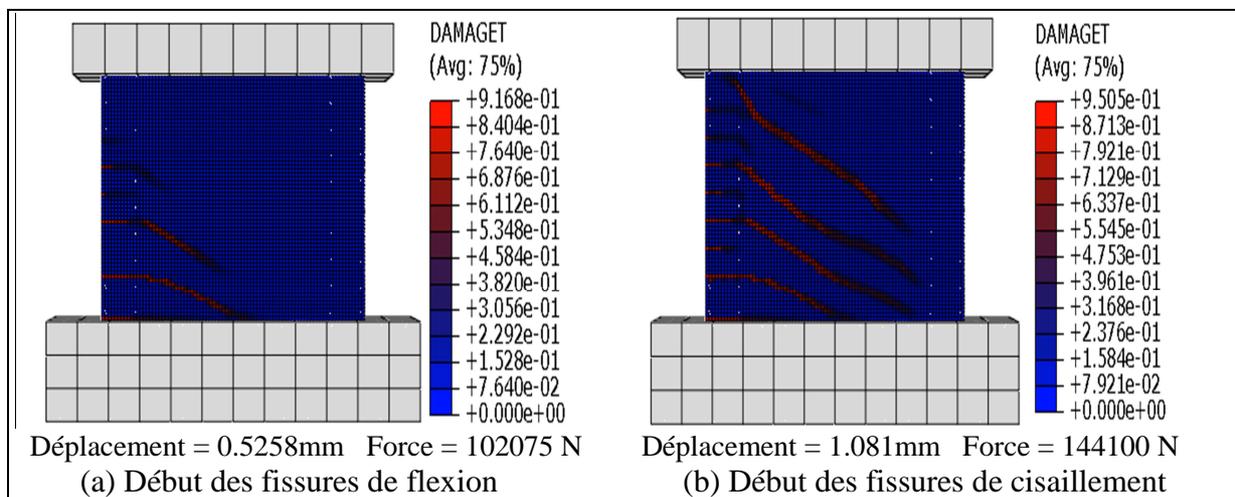


Figure 4.29. Initialisation des fissures du modèle **P14**.

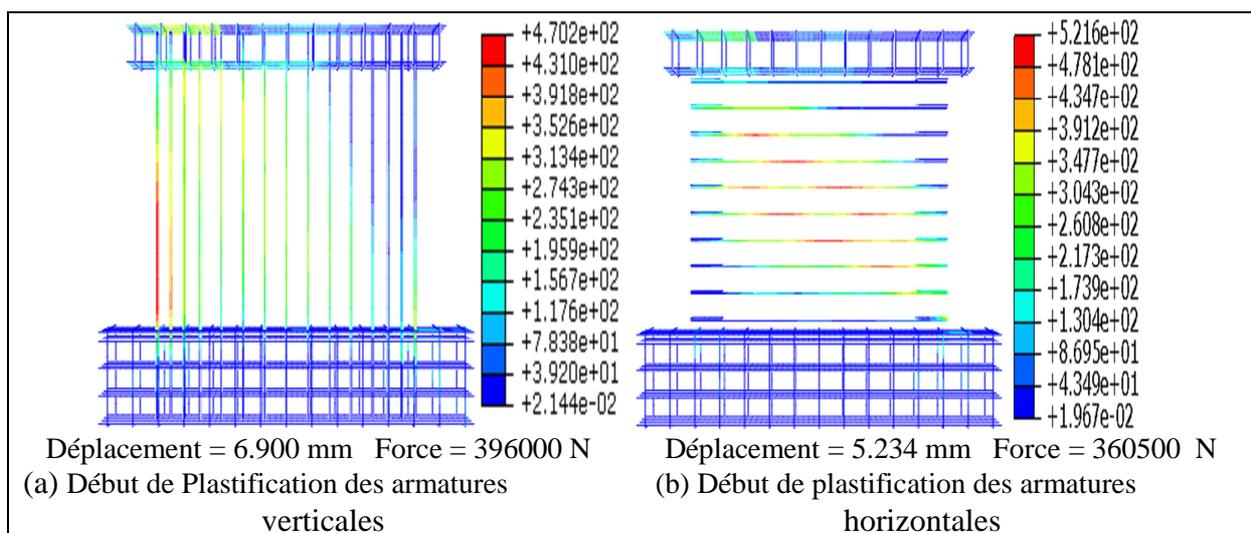


Figure 4.30. Début de plastification des armatures du modèle **P14**.

La figure 4.31 représente l'endommagements du béton ainsi que les contraintes dans les aciers correspondant à la charge ultime du modèle. Ce modèle a rompu pour une charge de 421.74 [kN] et un déplacement de 9.2 [mm]. Le mode de rupture est essentiellement en cisaillement, où on constate un endommagement important dû à la traction dans l'âme du voile, illustré sous forme de trois bandes principales diagonales rouges et par la plastification des aciers horizontaux le long d'une bande diagonale comme indiquée à la figure 4.31.

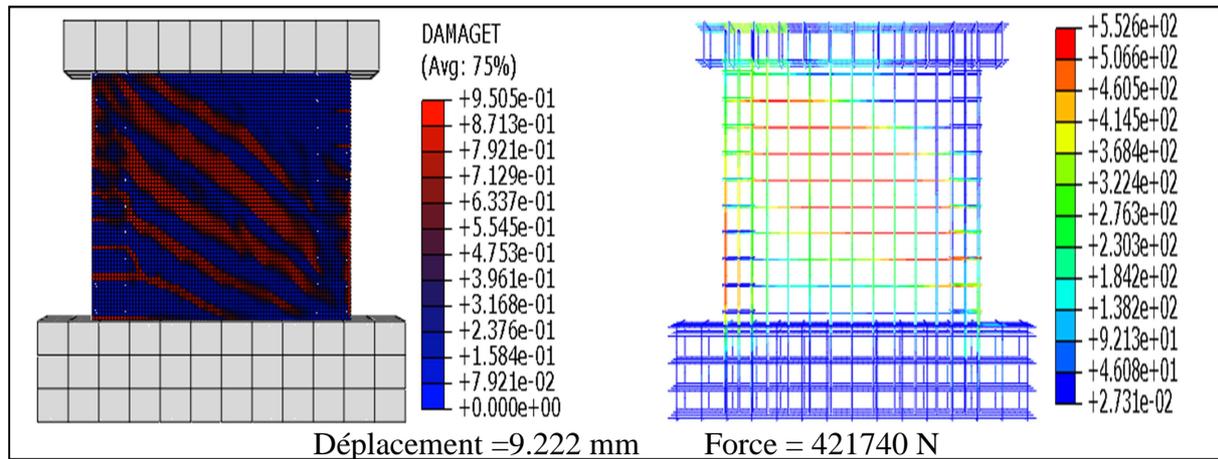


Figure 4.31. Comportement ultime du modèle **P14**

4.3.2. Résultats des modèles de cisaillement

Cette partie consiste à la présentation et à la discussion, relatives aux résultats des sept modèles de cisaillement (le déplacement vertical au sommet étant bloqué).

4.3.2.1. Modèle classique (MC_c)

La figure 4.32 représente la courbe force déplacement du modèle classique. Elle décrit un comportement fragile confirmant par la même un état de cisaillement important. Cette courbe se distingue par une première partie élastique linéaire pour des chargements inférieurs à 164 [kN], d'une partie plastique pour un chargement entre 164.568 et 542.1 [kN] et d'une troisième partie post pic correspondante à la ruine du voile.

Dans la partie plastique on constate que les fissures de cisaillement s'initialisent pour un chargement de 164.568 [kN] correspondant à un déplacement de 0.4 [mm] (figure 4.33), les fissures de flexion ne se manifestent pas dans ce modèle ce qui assez logique.

En conséquence, le mode de rupture survient uniquement par cisaillement et celle-ci est schématisée par la propagation des fissures diagonales dans toute l'âme du voile (figure 4.34).

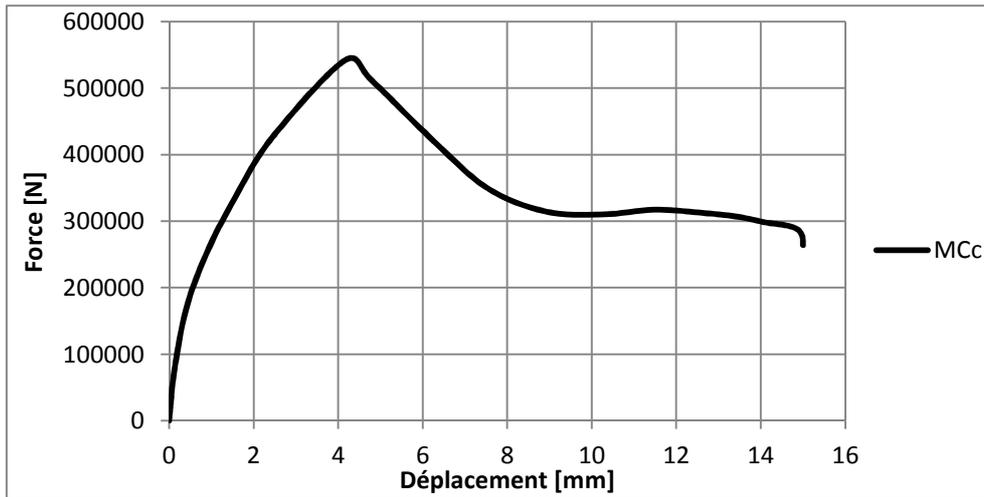


Figure 4.32. Courbe force déplacement du modèle classique (MC_c)

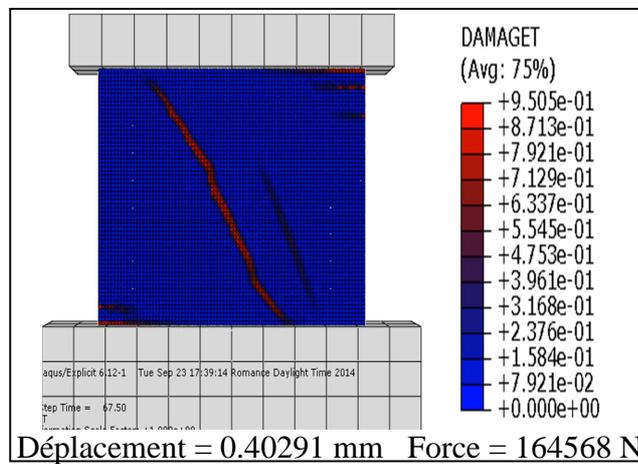


Figure 4.33. Initialisation des fissures de cisaillement (MC_c).

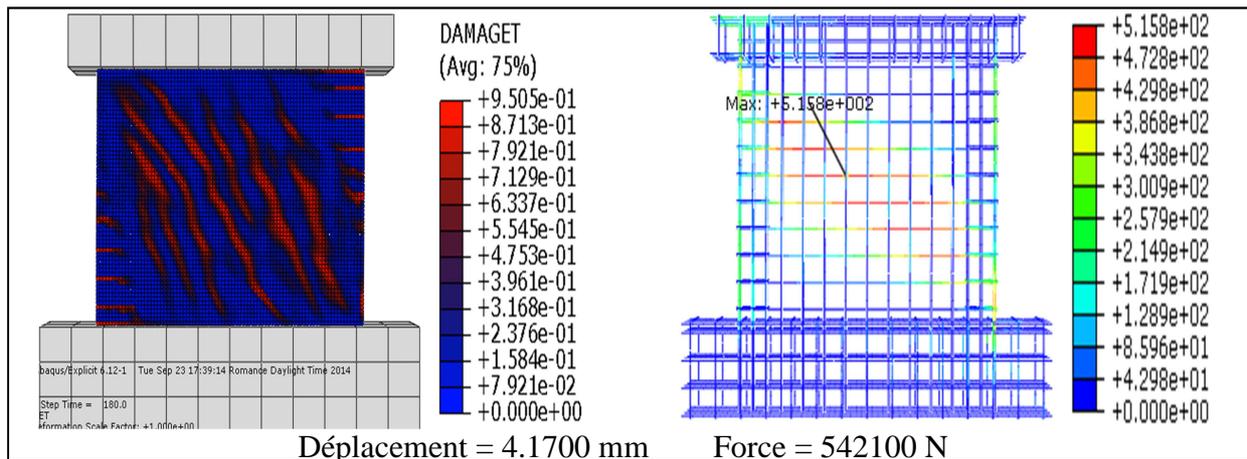


Figure 4.34. Comportement ultime du modèle classique (MC_c)

4.3.2.2. Modèle 4D_c

La figure 4.35 illustre la courbe force déplacement du modèle considéré. Celle-ci montre clairement que même avec ce renfort le comportement du voile reste fragile. Les fissures de

cisaillement apparaissent pour un chargement de 174.47 [kN] et un déplacement relativement petit, de l'ordre de 0.4 [mm] (figure 4.36(a)). La propagation des fissures diagonales ainsi que la plastification des aciers horizontaux et diagonaux au niveau de cette même zone ont mené à la rupture du voile pour une charge maximale de 591,20 [kN] et un déplacement correspondant de 4.7 [mm] (figure 4.37). L'introduction des barres diagonales a permis une meilleure répartition des fissures diagonales. La disposition de ces 4 barres suivant les directions des contraintes principales développées a réduit considérablement les dommages dans toute l'âme du voile par rapport aux modèles précédents ainsi qu'une meilleure redistribution des efforts entre le béton et les barres horizontales au niveau de la partie centrale.

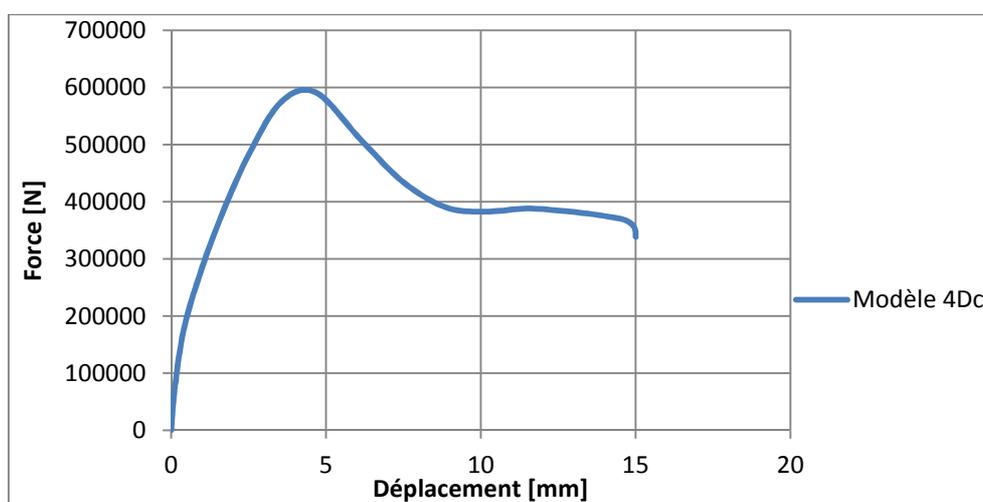


Figure 4.35. Courbe force-déplacement du modèle **4D_c**

On relève d'une part, l'apport prépondérant des armatures diagonales qui ont permis de reprendre les efforts véhiculés suivant ces directions, et leur redistribution adéquate vers les armatures horizontales après leur plastification survenue à partir d'une charge de 448.4 [kN] correspondant à un déplacement de 2.5 [mm] (figure 4.36(b)). Un chargement de 591.2 [kN], correspondant à un déplacement de 4.7 [mm], permet aux armatures horizontales d'atteindre leur limite élastique (figure 4.36(c)). D'autre part, les armatures verticales ne sont pas sollicitées à leur limite élastique, confirmant par la même la prédominance du cisaillement sur la flexion. Ce seuil de chargement correspond à l'état ultime du voile (figure 4.37), les armatures diagonales, ainsi que celles horizontales, sont dans le domaine plastique.

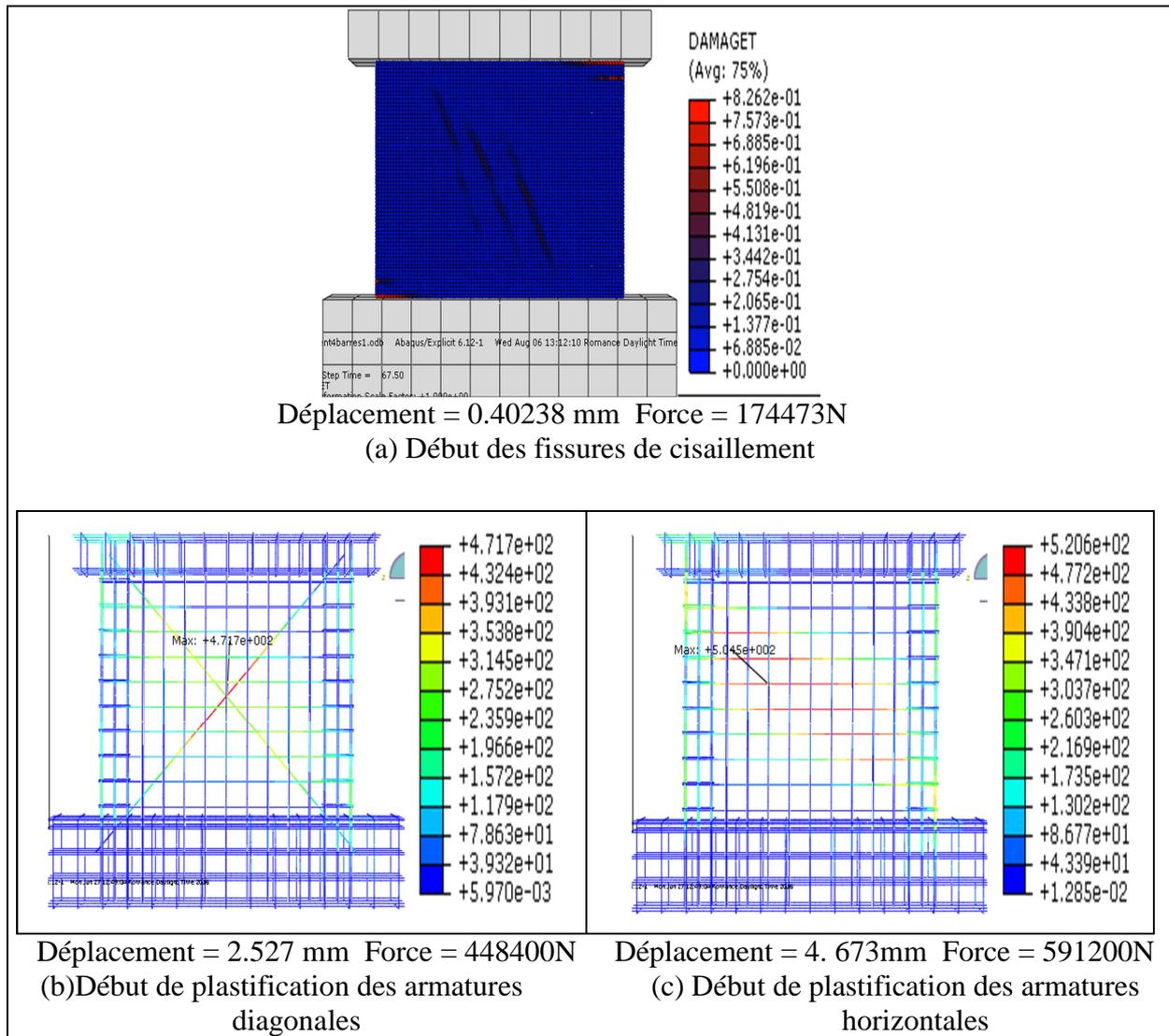


Figure 4.36. Initialisation des différents phénomènes du modèle 4D_c.

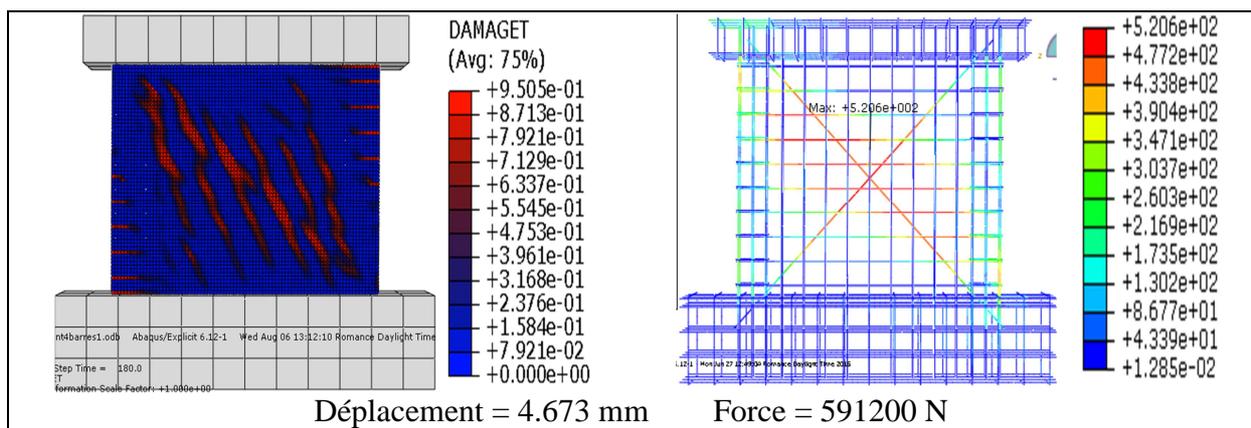


Figure 4.37. Comportement ultime du modèle 4D_c

4.3.2.3. Modèle 8D_c

La figure 4.38 représentant la courbe force-déplacement du modèle 8D_c, illustre un comportement fragile. Les fissures de cisaillement apparaissent pour une charge de 180.86

[KN] et un déplacement de 0.4 [mm] (figure 4.39). La propagation des fissures de cisaillement et le dépassement de la limite élastique des armatures diagonales et horizontales ont mené le modèle à la rupture, comme la figure 5.40 l'indique, pour une charge de 627 [KN] et un déplacement correspondant de 4.7 [mm].

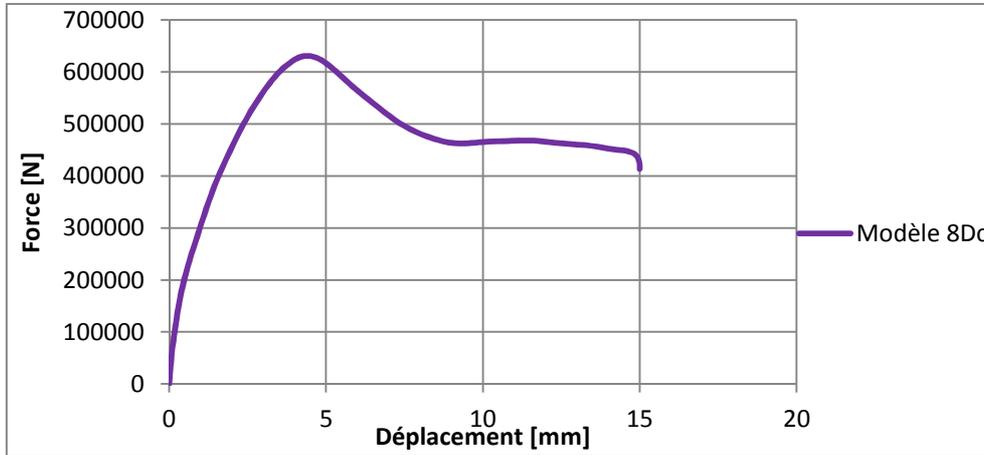


Figure 4.38. Courbe force déplacement du modèle **8D_c**

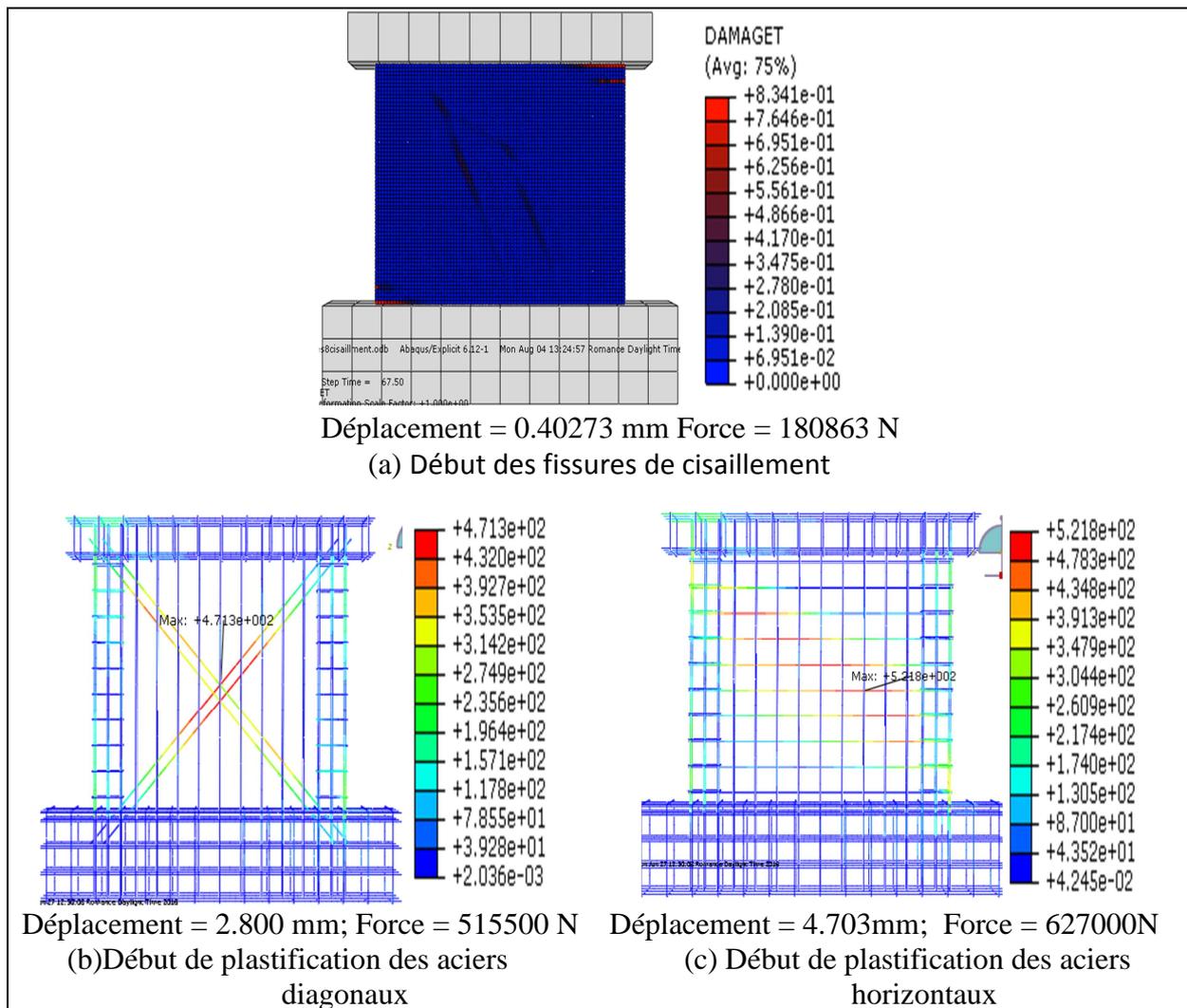


Figure 4.39. Initialisation des différents phénomènes du modèle **8D_c**.

On relève la confirmation de la tendance constatée au niveau du modèle 4D_c, à savoir la plastification des armatures diagonales avant celles horizontales et l'influence non prépondérante des barres verticales. Le début de plastification est occasionné pour une charge dépassant les 515.5 [KN] pour les armatures diagonales, correspondant à un déplacement de 2.8 [mm] (figure 4.39(b)). Les armatures horizontales se plastifient suivant une bande diagonale (bande rouge, figure 4.39(c)), à partir d'un chargement de 627 [KN] et un déplacement de 4.7 [mm]. La plastification des armatures horizontales et diagonales correspond au comportement ultime du modèle 8D_c (figure 4.40).

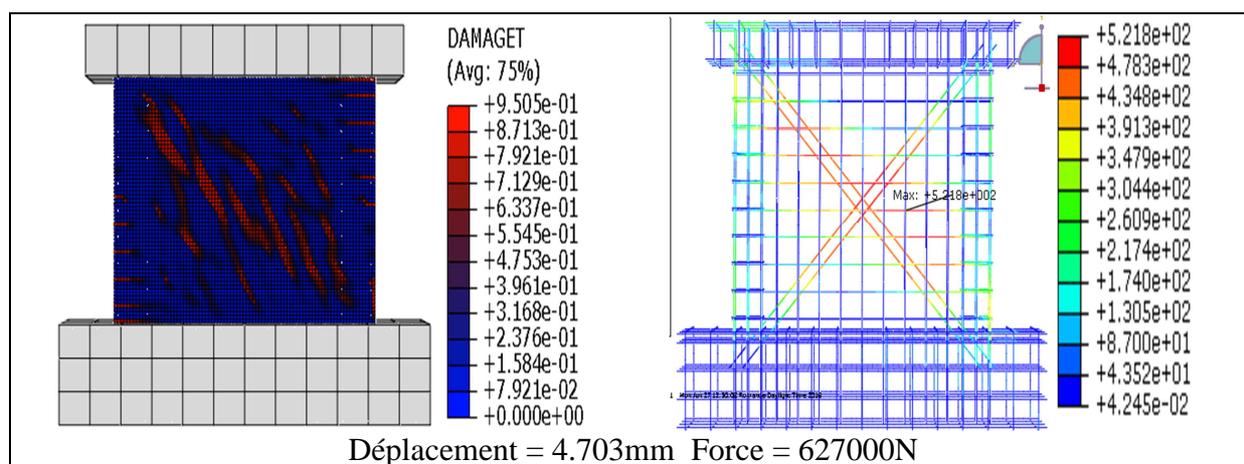


Figure 4.40. Comportement ultime du modèle 8D_c

4.3.2.4. Modèle 8DCc

La courbe force déplacement du modèle 8DC_c (figure 4.41), illustre bien un comportement fragile de cisaillement. Les fissures de cisaillement apparaissent pour une charge de 200.2 [KN] et un déplacement de 0.5 [mm] (figure 4.42(a)). La propagation de ces fissures diagonales et le dépassement de la limite élastique des armatures diagonales et horizontales ont mené le modèle à la rupture, comme la figure 4.43 l'indique, pour une charge de 703.5 [KN] et un déplacement correspondant de 4.7 [mm].

Le début de plastification des armatures diagonales, est atteint au-delà d'une charge de 562.9 [KN], correspondant à un déplacement de 2.8 [mm] (figure 4.42(b)), alors que celles horizontales subissent un début de plastification suivant une bande diagonale (bande rouge, figure 42(c)), à partir d'un chargement de 693.6 [KN] et un déplacement de 4.7 [mm]. Les armatures verticales travaillent dans le domaine élastique. Le domaine ultime est atteint pour une charge de 703.5 [KN], correspondant à un déplacement de 4.7 [mm]. A ce stade, les contraintes dans les armatures (particulièrement diagonales et horizontales) atteignent les 527 [MPa].

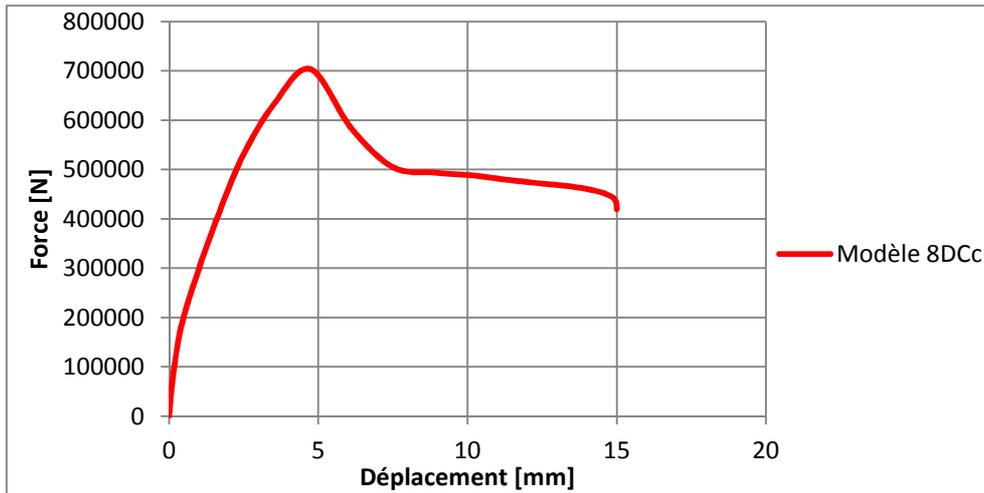


Figure 4.41. Courbe force-déplacement du modèle 8DCc

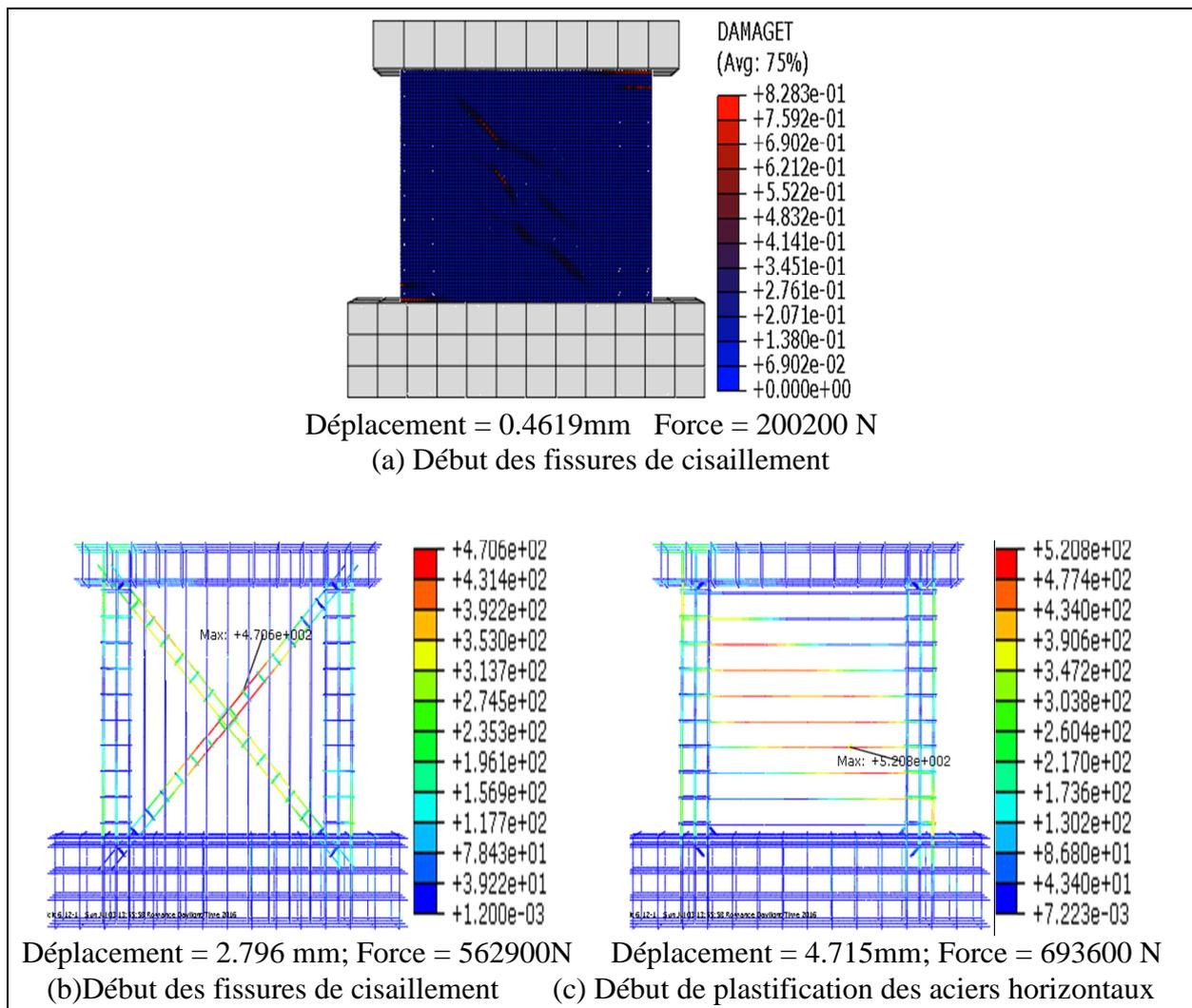


Figure 4.42. Initialisation des différents phénomènes du modèle 8DCc.

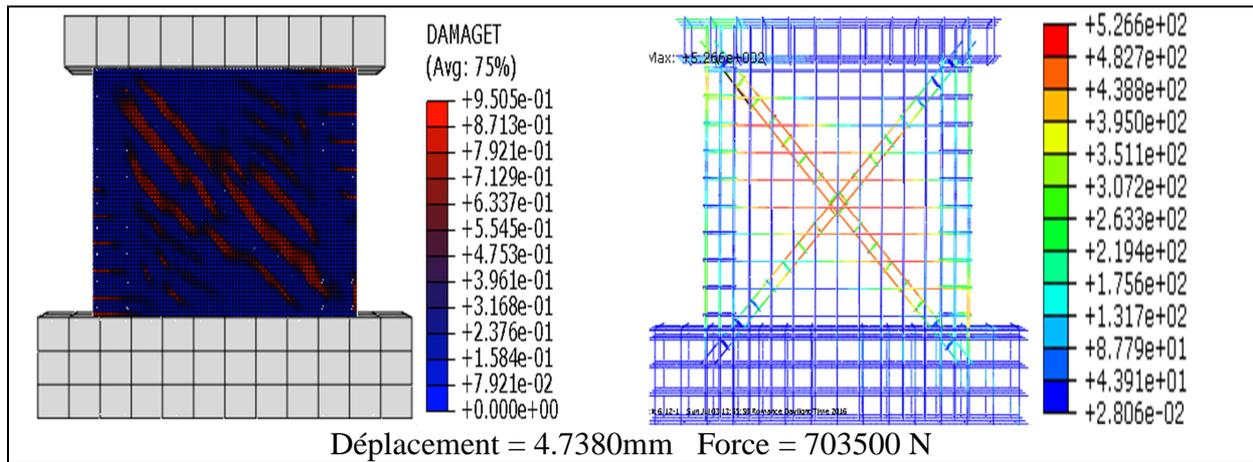


Figure 4.43. Comportement ultime du modèle 8DC_c.

4.3.2.5. Modèle P10_c

Le modèle P10_c présente une courbe force-déplacement à caractère très fragile (figure 4.44). L'absence d'armatures placées adéquatement dans l'âme du voile a provoqué cette chute brutale post-pic de l'élément. Les fissures de cisaillement s'initialisent pour un déplacement de 0.4 [mm], occasionné par une force de 168.7 [kN] (figure 4.45(a)). La plastification des armatures horizontales s'initialise pour un comportement ultime du voile, correspondant à un déplacement de 4.6 [mm] et une charge de 586.5 [kN] (figures 4.45(b) et 4.46).

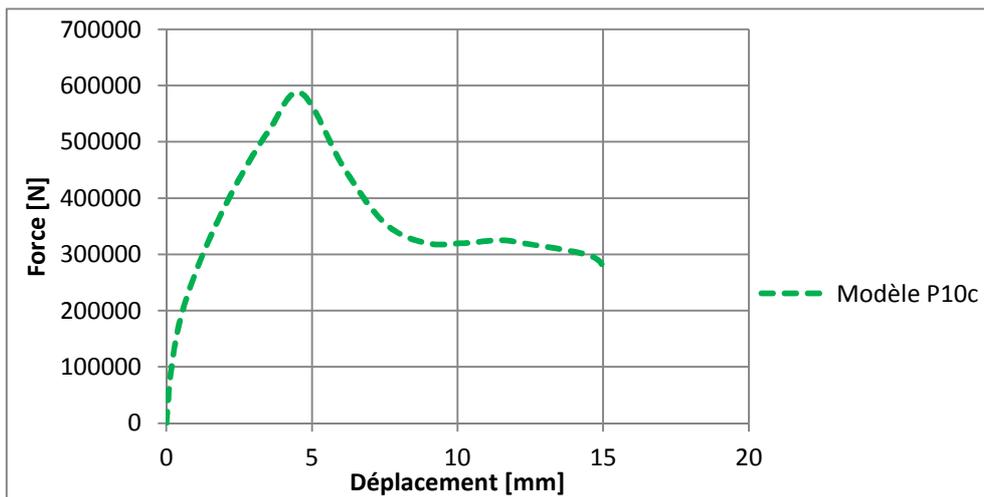


Figure 4.44. Courbe force déplacement du modèle P10_c

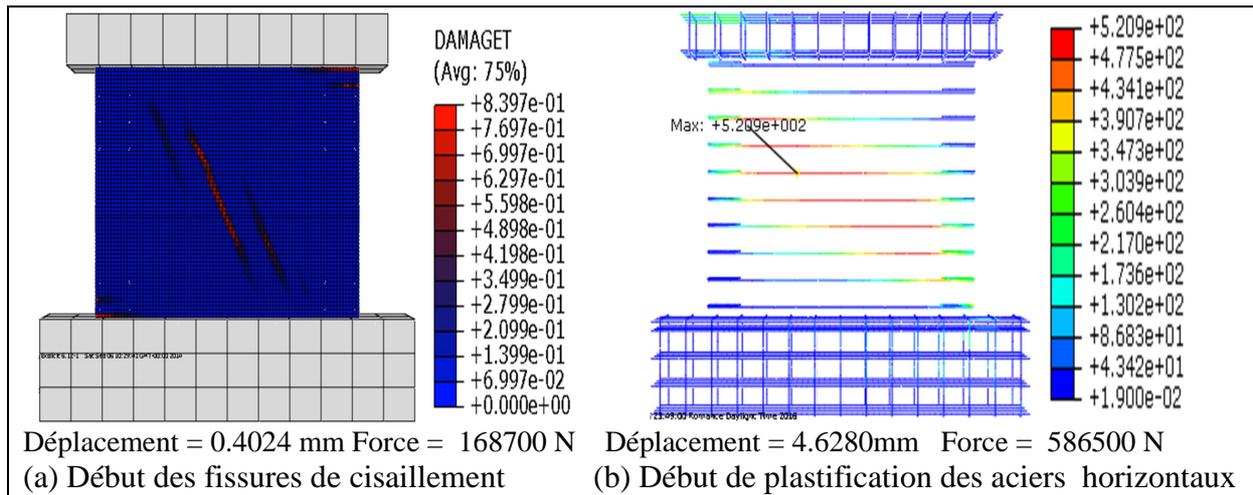


Figure 4.45. Initialisation des différents phénomènes du modèle **P10_c**.

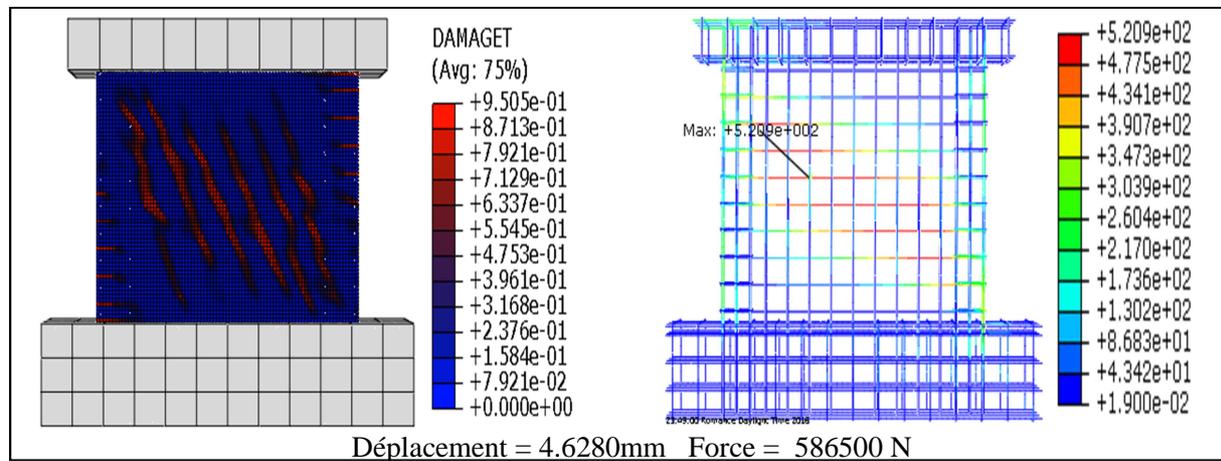


Figure 4.46. Comportement ultime du modèle **P10_c**.

4.3.2.6. Modèle P12_c

La courbe force-déplacement relative au modèle P12_c présente un caractère similaire à celui déjà observé dans le modèle P10_c (figure 4.47). La disposition en quadrillage des armatures dans l'âme du voile n'est pas efficace pour reprendre les efforts véhiculés suivant les diagonales, provoquant une rupture fragile. Les fissures de cisaillement (figure 4.48(a)) s'initialisent pour un déplacement de 0.4 [mm], occasionné par une force de 169.405 [kN]. La plastification des armatures horizontales commence lorsque le comportement ultime du voile est atteint, correspondant à un déplacement de 4.626 mm et une charge de 593.3 [kN] (figures 4.48(b) et 4.49).

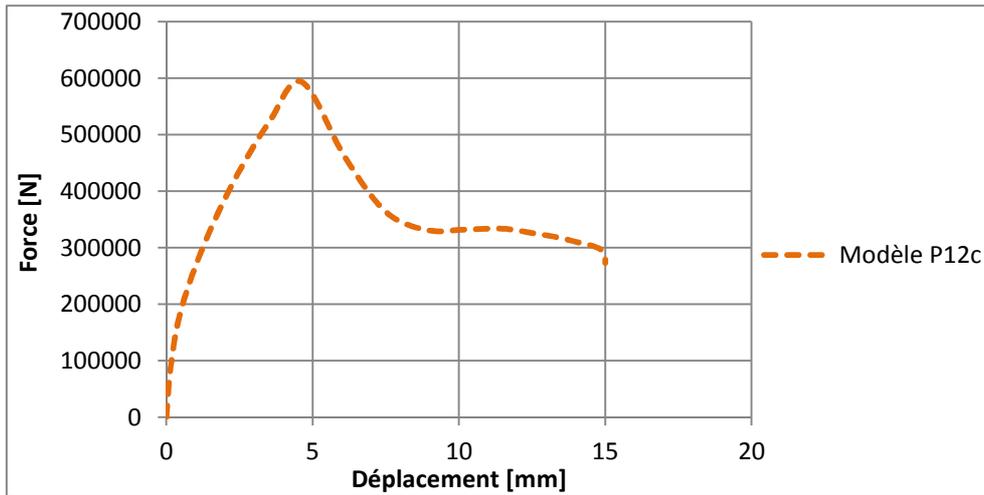


Figure 4.47. Courbe force déplacement du modèle P12_c

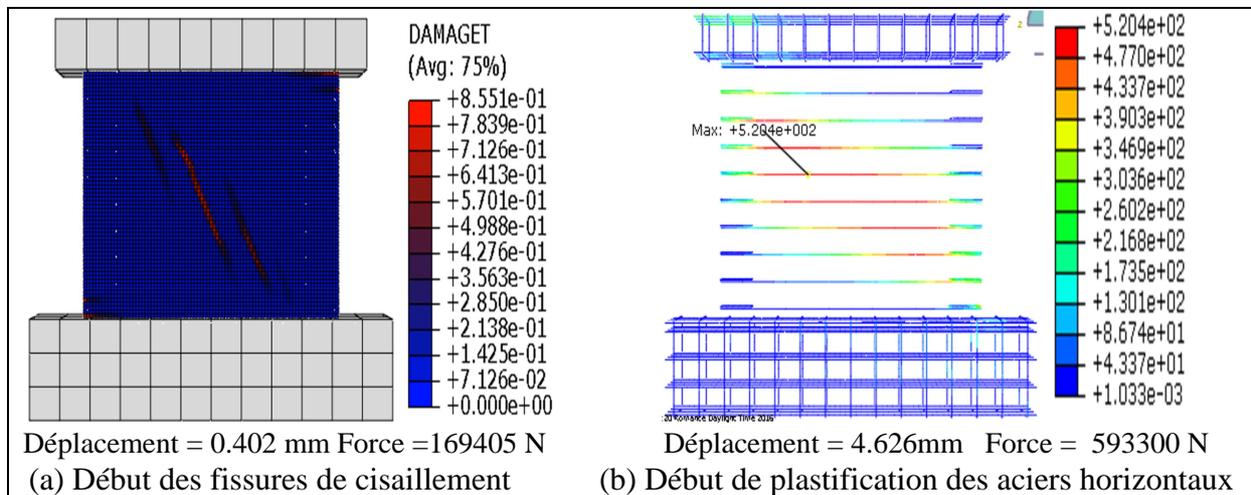


Figure 4.48. Initialisation des différents phénomènes du modèle P12_c.

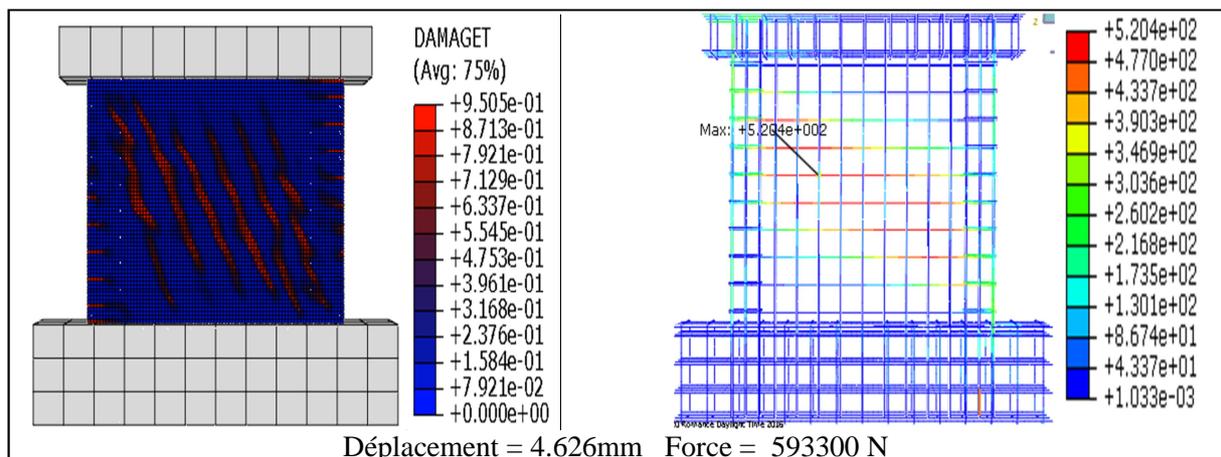


Figure 4.49. Comportement ultime du modèle P12_c

4.3.2.7. Modèle P14_c

La courbe force-déplacement relative au modèle P14_c illustre un comportement fragile plus prononcé que pour les modèles renforcés au niveau des potelets avec des barres de diamètres 10 et 12 respectivement (figure 4.50). La rigidification des potelets et la disposition conventionnelle des armatures dans l'âme du voile ont favorisé grandement la prédominance du cisaillement comme mode de rupture. L'apparition des premières fissures de cisaillement (figure 4.51(a)) commence pour un déplacement de 0.4 [mm], provoqué par un chargement de 169.638 [kN]. La plastification des armatures horizontales commence lorsque le comportement ultime du voile est atteint, correspondant à un déplacement de 4.6 [mm] et une charge de 594.205 [kN] (figures 4.51(b) et 4.52).

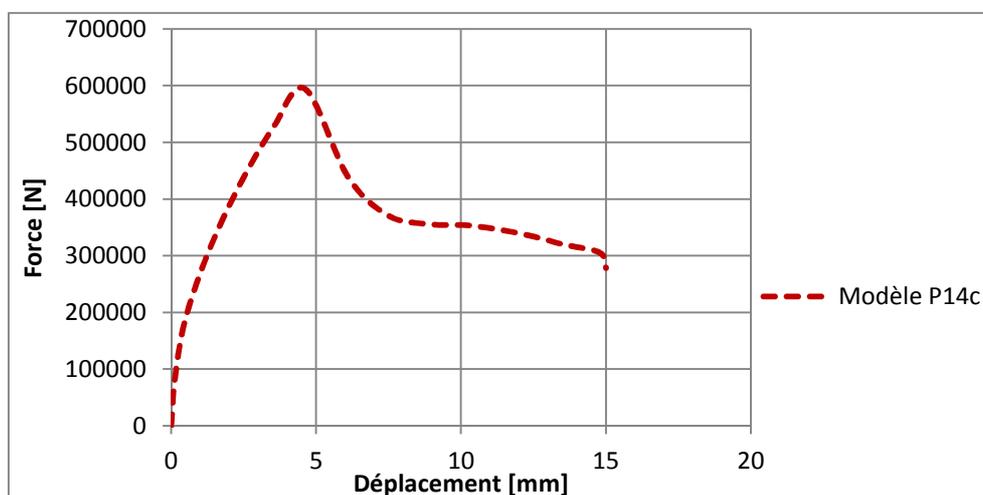


Figure 4.50. Courbe force déplacement du modèle P14_c

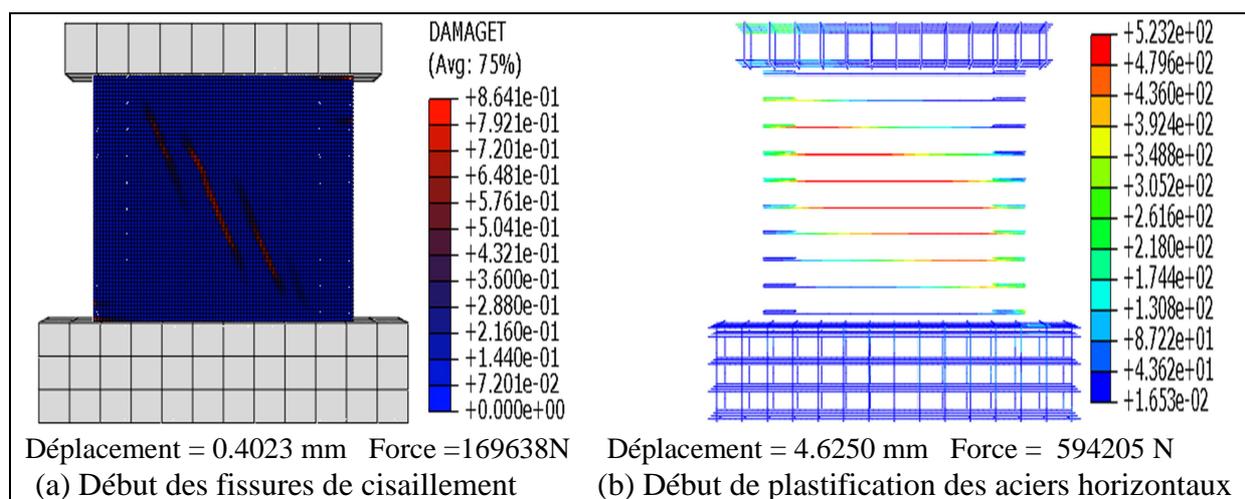
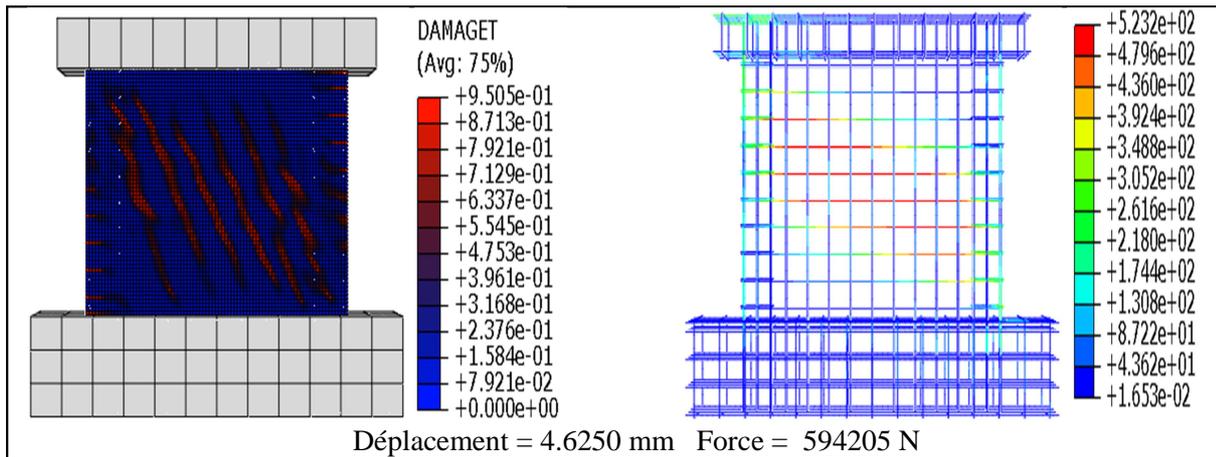


Figure 4.51. Initialisation des différents phénomènes du modèle P14_c.

Figure 4.52. Comportement ultime du modèle **P14_c**

4.4. Synthèse et discussion des résultats des modèles de type « console »

L'analyse conjointe de la figure 4.53 et du tableau 4.2, montre que:

- Le comportement des voiles de type « console », ne dépend pas uniquement de l'élanement géométrique. Ainsi, on relève que le renforcement ou la rigidification des potelets, transforme le comportement du modèle qui devient comme un voile fortement armé au niveau des potelets et faiblement armé au niveau de l'âme. De ce fait, la prédominance de la flexion comme mode de rupture n'est pas évidente. La preuve est donnée par les modèles P10, P12 et P14 où le mode de comportement se résume à un couplage (flexion + cisaillement).
- L'introduction des armatures diagonales a annihilé ou tout au moins réduit l'effet de cisaillement, en ce sens que la flexion l'emporte.
- Sous chargement modéré (faible) de l'ordre de 20% de la charge ultime, l'initialisation des fissures est guidée par la flexion.
- Les modèles renforcés au niveau des potelets (variation du diamètre des barres utilisées) répondent mieux en début de chargement. Il faut une charge de 102,75 [KN] pour l'ouverture de fissures de flexion du modèle P14, alors que celui classique nécessite uniquement 57 [KN] et que pour le modèle renforcé par 8 barres diagonales (modèle 8DC), une force de 87,728 [KN] est nécessaire pour atteindre ce phénomène.
- Les fissures de cisaillement se déclarent à partir d'un chargement moyen égal à 30% du chargement ultime. A partir de ce seuil les efforts véhiculés par les bielles diagonales de compression et de traction deviennent de plus en plus importants. Le

comportement mécanique de ces voiles change, passant d'un état de flexion à un comportement couplé (flexion + cisaillement).

- Les modèles P12 et P14 ont un comportement fragile, dominé par le cisaillement, ce qui est confirmé par la plastification des armatures horizontales avant les aciers verticaux et par un déplacement ultime de l'ordre de 9 [mm], alors qu'il avoisine les 13 mm pour le modèle 8DC.
- A l'exception des modèles P12 et P14, le comportement est régi soit par la flexion soit par un mode combiné (flexion + cisaillement). Les armatures verticales atteignent leur limite élastique avant les aciers horizontaux.
- Les modèles 8DC et 8D sont les modèles les plus performants pour les voiles de type « console », avec une capacité ultime de 439.8 [KN] et 433.939 [KN] respectivement.
- Un gain de capacité de 27% est relevé pour le modèle 8DC par rapport au modèle classique de référence, alors que le voile 8D présente un apport de 25%.
- Les gains en capacité pour les modèles 4D, P10, P12, et P14, sont de l'ordre de 14%, 15%, 20%, et 22% respectivement.
- L'apport des cadres au niveau des armatures diagonales est négligeable. On note une variation en capacité ultime de 1.4% entre le modèle avec cadres (8DC) et sans cadres (8D).

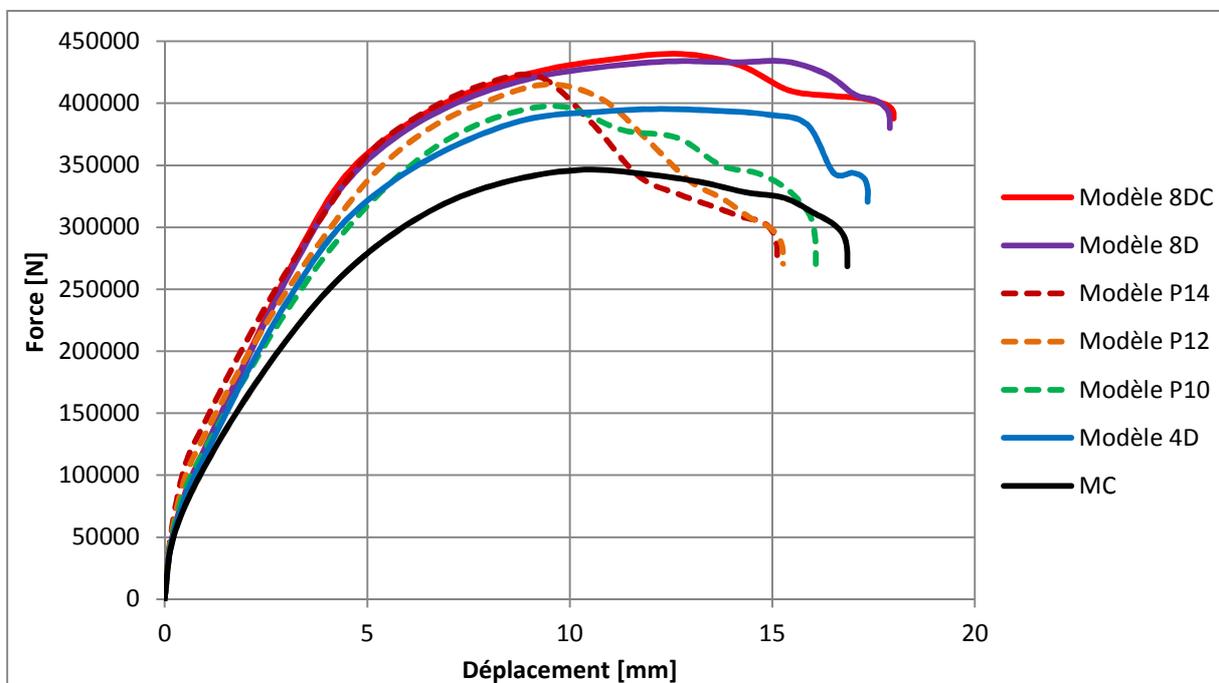


Figure 4.53. Comparaison des courbes force-déplacement des modèles de type « console »

Modèle	Initialisation des fissures de flexion		Initialisation des fissures de cisaillement		Déb. domaine plastique des ac. diagonaux		Déb. domaine plastique des ac. verticaux		Déb. domaine plastique des Ac. horizontaux		Capacité ultime	
	Dép (mm)	Force (KN)	Dép (mm)	Force (KN)	Dép (mm)	Force (KN)	Dép (mm)	Force (KN)	Dép (mm)	Force (KN)	Dép (mm)	Force (KN)
MC	0,558	57.000	1,15	120.03	/	/	3.370	226.70	7.39	332.40	10,3595	346.428
4D	0.562	84.320	1.218	125.30	3,81	280,6	3.620	264.30	9.060	391.60	12.237	395.328
8D	0.563	86.160	1.223	132.10	4,458	321,9	3.519	268.00	10.40	414.50	12.595	433.939
8DC	0,577	87.728	1,251	132.81	4,706	339,3	3.587	284.80	12.210	436.60	12,762	439.800
P10	0.546	89.200	1.138	126.40	/	/	4.185	280.10	5.965	337.10	9.830	397.271
P12	0.537	98.010	1.111	135.60	/	/	5.470	343.10	5.200	334.70	9.464	415.237
P14	0,525	102.075	1.080	144.06	/	/	6.900	396.00	5.234	360.50	9.222	421.740

Tableau 4.2. Récapitulatif des caractéristiques décrivant l'évolution des différents phénomènes

Les figures 4.54 et 4.55 représentent l'évolution des états d'endommagement et les états de contraintes dans les aciers correspondants aux charges maximales des sept modèles, respectivement. La figure des dommages montre clairement que le modèle 8DC (8barres diagonales avec cadres) offre une meilleure résistance ainsi qu'une diminution notable des endommagements répartis sur l'âme du voile par rapport aux six (06) autres modèles. Les états de contraintes indiquent que les aciers horizontaux du modèle P14 enregistrent des contraintes les plus importantes, de l'ordre de 553 [MPa]. Ceci confirme la tendance au cisaillement du modèle du fait des zones d'extrémités rigidifiées.

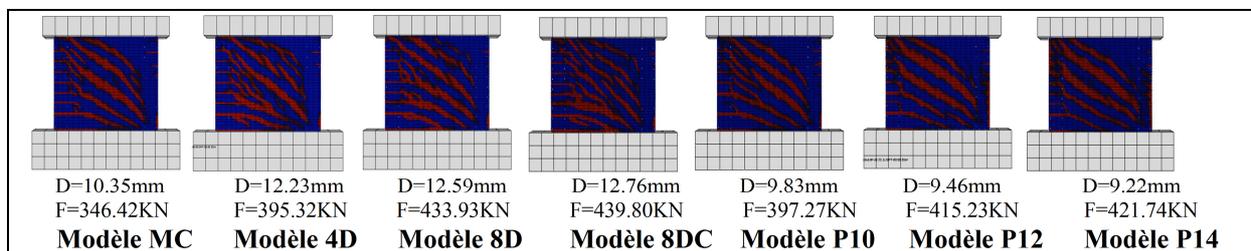


Figure 4.54. Comparaison des états d'endommagements pour les modèles de type « console »

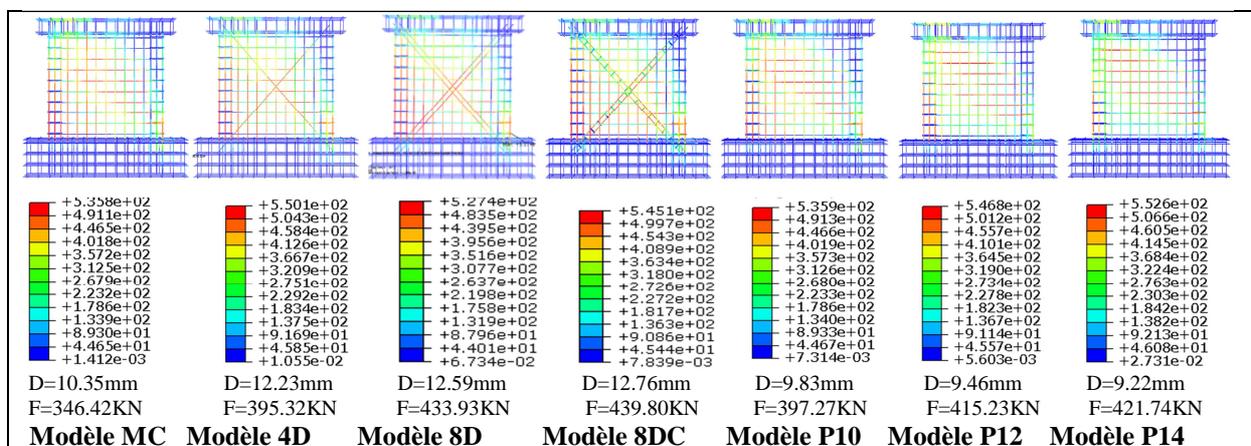


Figure 4.55. Comparaison des états de contraintes pour les modèles de type « console »

4.5. Synthèse et discussion des résultats des modèles type « conception de cisaillement »

A la lecture des résultats récapitulés sur la figure 4.56 et du tableau 4.3, on relève que:

- Tous les modèles présentent un comportement fragile guidé par le cisaillement. Le déplacement ultime moyen est de l'ordre de 4.5 [mm], alors que dans les modèles de type « console » celui-ci a atteint une valeur maximale de 12.7 [mm].
- Le comportement de ces voiles ne dépend pas uniquement de l'élanement géométrique mais beaucoup plus des conditions aux limites.
- Comme pour les modèles de type « console » on retrouve approximativement l'initialisation des fissures de cisaillement pour un taux de charge de 30%, sauf que dans cette option les voiles avec incorporation d'armatures diagonales résistent mieux. Ainsi, à l'initialisation des fissures de cisaillement la charge correspondante pour le modèle classique renforcé de 8 barres diagonales avec cadres (modèle 8DC_c) est de 200.200 [KN], alors qu'elle n'est que de 169,63 [KN] pour le modèle 14 barres, soit une variation avoisinant les 18%. On retrouve cette variation pour la capacité ultime (sa valeur étant de 18.4%).
- Les modèles renforcés avec des barres diagonales, spécialement les modèles 8DC_c et 8D_c réagissent mieux à la sollicitation. Leurs capacités ultimes atteignent les 703.5 [KN] et 627.0 [KN] respectivement, soient un gain en capacités de 29.8% et 15.7% par rapport au modèle classique de référence.
- Les gains en capacité pour les modèles 4D_c, P10_c, P12_c, et P14_c, sont de l'ordre de 9.1%, 8.2%, 9.4%, et 9.6% respectivement.
- L'influence des aciers transversaux (cadres) des armatures diagonales est significative dans le comportement mécanique de ce type de voile. On relève une augmentation de capacité ultime passant de 627.0 [KN] à 703.5 [KN], soit un apport de 12.2%.
- Les armatures disposées en croix se plastifient avant les armatures horizontales confirmant que les efforts sont véhiculés suivant les diagonales du voile.

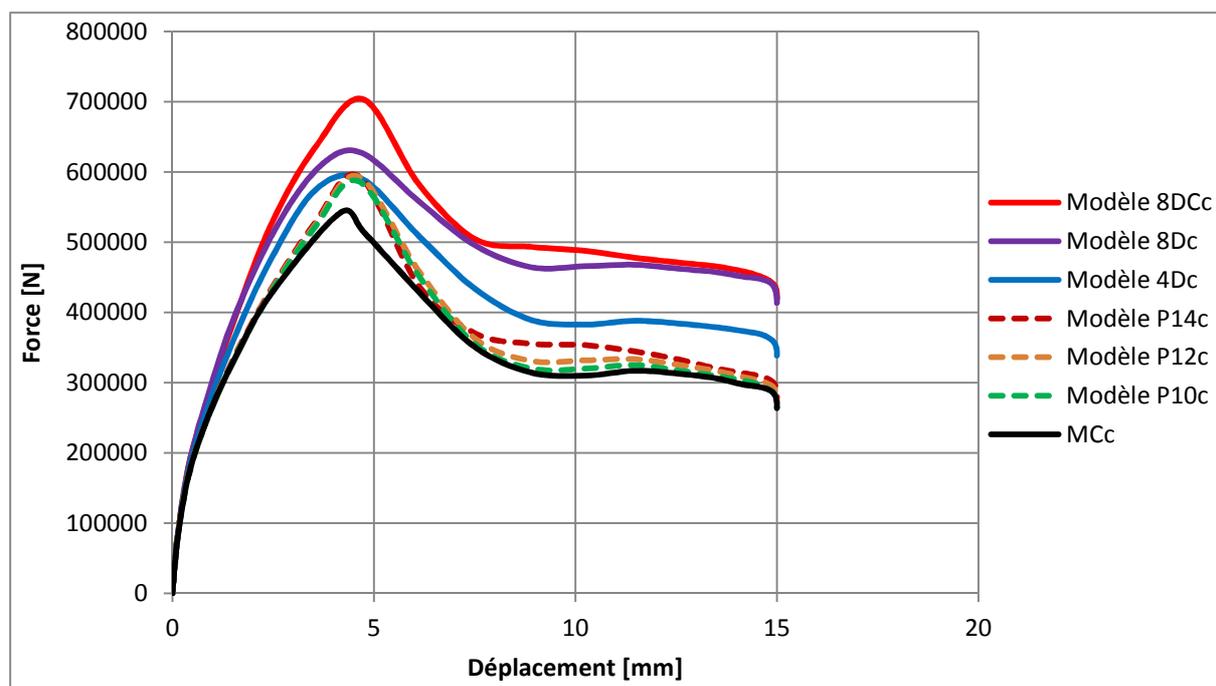


Figure 4.56. Superposition des courbes force-déplacement du modèle de cisaillement

Modèle	Initialisation des fissures de flexion		Initialisation des fissures de cisaillement		Déb. du domaine plastique des Ac. diagonaux		Déb. du domaine plastique des Ac. verticaux		Déb. du domaine plastique des ac. horizontaux		Capacité ultime	
	Dép (mm)	Force (KN)	Dép (mm)	Force (KN)	Dép (mm)	Force (KN)	Dép (mm)	Force (KN)	Dép (mm)	Force (KN)	Dép (mm)	Force (KN)
MC_C	/	/	0,403	164.568			/	/	/	/	4,17	542.100
4D_C	/	/	0,402	174.473	2,527	448,4	/	/	4,6730	591.200	4,673	591.200
8D_C	/	/	0,403	180.863	2,800	515,5	/	/	4,703	627.000	4,703	627.000
8DC_C	/	/	0,462	200.200	2,796	562,9	/	/	4,715	693.600	4,738	703.500
P10_C	/	/	0,402	168.700	/	/	/	/	4,628	586.500	4,628	586.500
P12_C	/	/	0,402	169.405	/	/	/	/	4,6260	593.300	4,626	593.300
P14_C	/	/	0,402	169.638	/	/	/	/	4,6250	594.205	4,625	594.205

Tableau 4.3. Récapitulatif des caractéristiques décrivant l'évolution des dommages du modèle de type « conception de cisaillement ».

L'évolution des dommages et l'état de contraintes dans les aciers sont représentés sur les figures 4.57 et 4.58. Les fissures de flexion ne se sont pas manifestées, dans ces modèles. En effet, on remarque l'absence de fissures de flexion sur la figure 4.57, impliquant que le mode de rupture se fera bien par cisaillement.

Parmi les sept modèles étudiés, on constate que le modèle classique renforcé par 8 barres diagonales maintenues avec des cadres (modèle 8DC_c) présente un meilleur comportement (les dommages sont moins significatifs) avec une charge maximale de 703.50 [KN] correspondant à un déplacement de 4.7 [mm]. Les armatures transversales (les cadres) ont grandement contribué à cet effet en assurant une meilleure répartition. On constate à partir de la figure 4.58 que les aciers horizontaux et diagonaux enregistrent l'état de contrainte le plus important par rapport aux six (06) autres modèles (elles sont de l'ordre de 526 [MPa]). Ceci explique que les efforts se sont transférés de la tête à la base du voile d'une manière optimale comparativement aux autres modèles.

Il y a lieu de préciser que les sept modèles ont subi tous une rupture fragile (les déplacements correspondants à la charge ultime sont de l'ordre de 4.5mm).

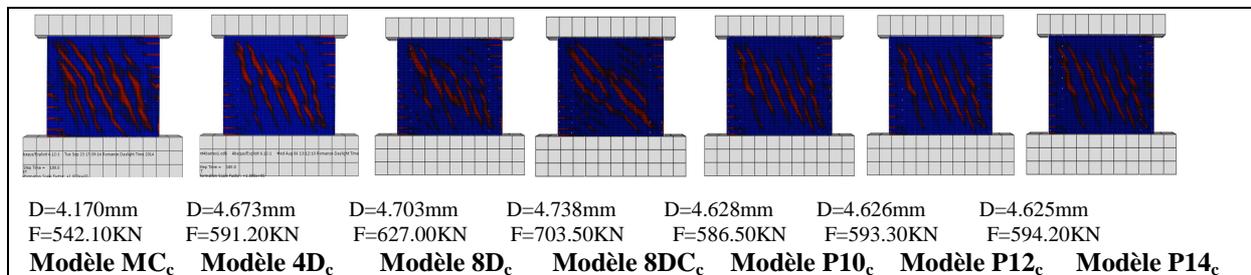


Figure 4.57. États d'endommagements pour les modèles de type « conception de cisaillement ».

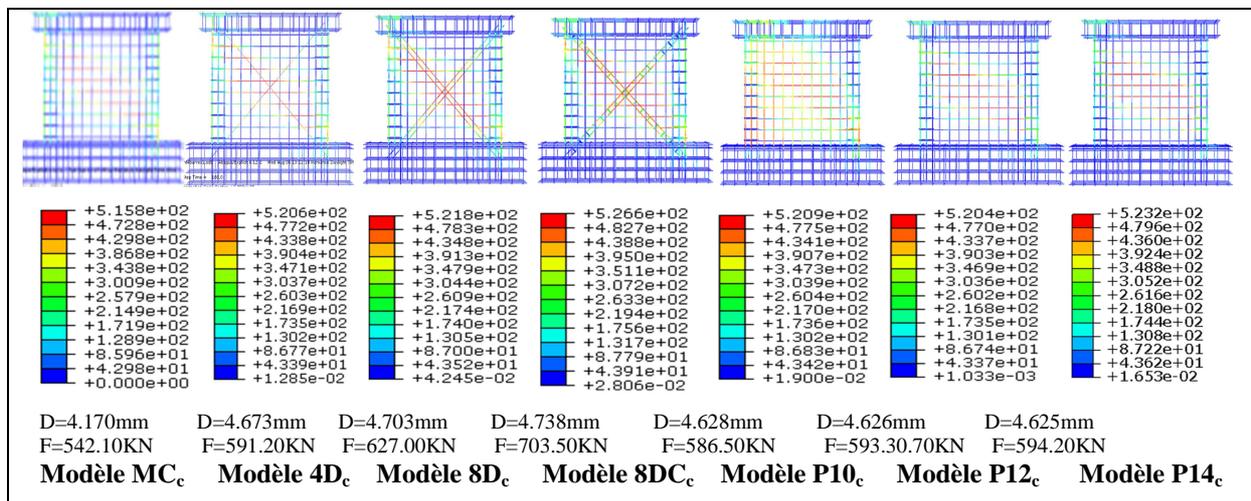


Figure 4.58. États de contraintes des modèles de type « conception de cisaillement ».

CHAPITRE V

Renforcement d'éléments de structures (voile et portique) en béton armé avec un matériau composite

Sommaire du chapitre V

5.1. Introduction	162
5.2. Modèle de comportement des matériaux composites	162
5.3. Renforcement de voiles en béton armé	165
5.3.1. Études sous chargement combiné	166
5.3.1.1. Orientation optimale des fibres	166
5.3.1.2. Influence de l'épaisseur du composite (modèle MRF60°-e)	170
5.3.1.3. Influence du composite sur des voiles de résistance mécanique du béton variable (modèle MRF (60°-0.5-r))	172
5.3.1.4. Disposition optimale et économique du composite	175
5.3.1.5. Conclusions relatives au modèle combiné	179
5.3.2. Études sous chargement de cisaillement	181
5.3.2.1. Orientation optimale des fibres	181
5.3.2.2. Influence de l'épaisseur du composite (Modèle MRC45°-e)	184
5.3.2.3. Influence du composite sur des voiles de résistance mécanique de béton variable (modèle MRC (45°-0.5-r))	187
5.3.2.4. Disposition optimale et économique du composite : Cas cisaillement	190
5.3.2.5. Conclusions relatives au modèle de cisaillement	192
5.4. Renforcement de portique en béton armé	193
5.4.1. Orientation optimale des fibres du composite.	194
5.4.2. Cas de renforcement des zones nodales	198
5.4.3. Étude de l'influence de l'épaisseur du composite (Modèle MRrpa_e)	202
5.4.4. Influence du composite sur le portique de résistance mécanique de béton variable (modèle MRr).	205
5.4.5. Conclusions relatives au renforcement de portique	209

5.1. Introduction

Les derniers séismes connus ont imposé une évolution des codes parasismiques dans le domaine du bâtiment [Davidovici 2003]. Quelques décennies en arrière, les bâtiments et les ouvrages similaires étaient dimensionnés en capacité, ce qui les rendent résistants mais particulièrement fragile [Antoniades et al 2005, Paterson et al 2003, Ferrier et al 2007]. Néanmoins, de nombreux éléments de structure ne répondent pas aux exigences actuelles, d'où la nécessité d'un renforcement/réhabilitation. La méthode de renforcement/réhabilitation des structures en béton armé par collage externe de matériaux composites émerge comme l'une des plus prometteuses technologies dans le domaine de la construction de nos jours, vu leurs excellentes caractéristiques telles que la résistance, la durabilité, la facilité de mise en œuvre mais aussi la légèreté du matériau. Elle permet de soulager les structures et d'assurer le transfert des efforts. Un renforcement consiste à augmenter les performances mécaniques des ouvrages. Quant à la réhabilitation, elle consiste à remettre en état une structure endommagée. Elle vise à compenser les pertes en rigidité et en résistance.

Dans le domaine parasismique, les éléments conçus pour résister au mieux aux efforts latéraux sont, les voiles et les portiques en béton armé, et qui nécessitent dans un grand nombre de cas un renforcement/réhabilitation, d'où l'objet de ce chapitre, de simuler le comportement des voiles et portiques en béton armé renforcés par un composite de carbone époxy.

Parmi les différentes configurations des matériaux composites à fibres longues disponibles, le choix dans cette étude, s'est porté sur l'utilisation d'un composite unidirectionnel. Ce choix est motivé par les excellentes caractéristiques mécaniques et la simplicité de modélisation par rapport aux autres composites tels que les tissus.

Le composite unidirectionnel utilisé dans cette étude est constitué de fibres de carbone et d'une matrice thermodurcissable de type « époxy ». Ce choix se justifie aussi par l'excellente résistance mécanique des fibres de carbone et les différentes possibilités de confection (par moulage ou injection) du composite par l'époxy.

5.2. Modèle de comportement des matériaux composites

Un composite est un matériau hétérogène, composé d'au moins deux constituants, le renfort et la matrice. Le composite présente généralement des propriétés mécaniques et chimiques améliorées par rapport aux constituants élémentaires. Les renforts ont pour but de fournir de la résistance mécanique et de la rigidité et généralement, sont constitués de fibres courtes ou longues. La matrice joue un rôle de liant entre les fibres, et constitue un moyen de transfert

des efforts entre les fibres, et de protection vis-à-vis des risques environnementaux. Parfois, des charges ou des additifs sont ajoutés à la résine pour influencer les processus ou la performance des matériaux.

Les composites sont des matériaux anisotropes ; Cela signifie que leurs propriétés ne sont pas les mêmes dans toutes les directions. La figure 5.1 montre un schéma d'un composite unidirectionnel. Ce composite à trois plans orthogonaux des propriétés matérielles (plans 12, 13 et 23). Les coordonnées des axes (123) sont appelés les coordonnées principales du matériau, où la direction 1 est dans la même direction que les fibres et les directions 2 et 3 sont perpendiculaires à direction 1. Cependant, ce matériau pour être considéré comme un matériau orthotrope ou plus exactement isotrope transverse car ses propriétés sont quasi similaires dans toute direction perpendiculaire à celle des fibres. La relation contrainte déformation pour un composite unidirectionnel peut être écrite comme suit :

$$\begin{pmatrix} \varepsilon_1 \\ \varepsilon_2 \\ \varepsilon_3 \\ \gamma_{23} \\ \gamma_{13} \\ \gamma_{12} \end{pmatrix} = \begin{bmatrix} 1/E_1 & -\nu_{21}/E_2 & -\nu_{31}/E_3 & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{12}/E_1 & 1/E_2 & -\nu_{32}/E_3 & 0 & 0 & 0 \\ -\nu_{13}/E_1 & -\nu_{23}/E_2 & 1/E_3 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 1/G_{23} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{13} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 1/G_{12} \end{bmatrix} \cdot \begin{pmatrix} \sigma_1 \\ \sigma_2 \\ \sigma_3 \\ \tau_{23} \\ \tau_{13} \\ \tau_{12} \end{pmatrix} \quad (5.1)$$

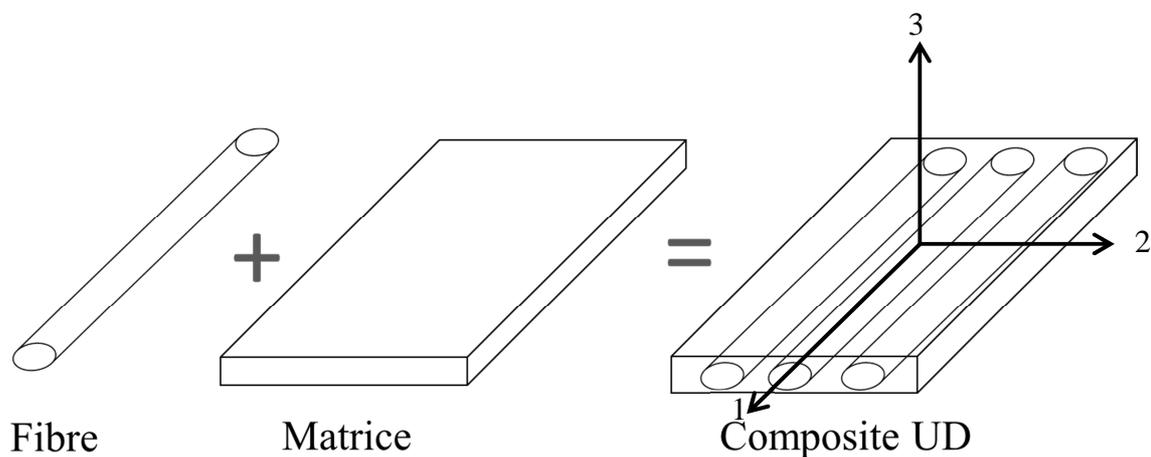


Figure 5.1. Représentation d'une couche d'un composite unidirectionnel.

Les données d'entrée nécessaires pour modéliser le composite dans Abaqus sont : l'épaisseur de la plaque, l'orientation des fibres dans la plaque, les modules d'élasticité longitudinaux ($E_1, E_2 = E_3$), de cisaillement ($G_{12}, G_{23} = G_{13}$) et les coefficients de poisson (ν_{12}, ν_{23} et ν_{13}) dans trois directions.

En supposant que la direction 1 définit celle des fibres, tandis que les directions 2 et 3 lui sont perpendiculaires. Nous pouvons trouver ces données d'entrée en utilisant les lois des mélanges suivantes [Gay 2005], [Berthelot 1999]:

$$E_1 = V_f E_f + E_m (1 - V_f) \quad (5.2)$$

$$E_2 = E_3 = \frac{E_f E_m}{V_f E_m - (1 - V_f) E_f} \quad (5.3)$$

$$\gamma_{12} = \gamma_f V_f + \gamma_m (1 - V_f) \quad (5.4)$$

$$\gamma_{23} = \gamma_{13} = V_f \frac{\gamma_f}{E_f} + (1 - V_f) \frac{\gamma_m}{E_m} \quad (5.5)$$

$$G_{12} = \frac{G_f G_m}{V_f G_m - (1 - V_f) G_f} \quad (5.6)$$

$$G_{23} = G_{13} = \frac{E_{23}}{2(1 + \gamma_{23})} \quad (5.7)$$

$$G_f = \frac{E_f}{2(1 + \gamma_f)} \quad (5.8)$$

$$G_m = \frac{E_m}{2(1 + \gamma_m)} \quad (5.9)$$

Où:

E_f, E_m : représentent les modules de Young des fibres et de la matrice, respectivement.

V_f : représente la fraction volumique des fibres dans le composite, respectivement.

γ_f, γ_m : représentent les coefficients de poisson des fibres et de la matrice.

G_f, G_m : représentent les modules de cisaillement des fibres et de la matrice, respectivement.

La rupture du composite est défini en spécifiant un critère de rupture (critère de Tsai-Hill) basé sur les contraintes [Berthelot J. M., 2012]. Les données d'entrée requises pour la rupture sont les contraintes limites de traction et de compression, X_t et X_c , dans la direction x; les contraintes limites de traction et de compression, Y_t et Y_c , dans la direction y; et la résistance au cisaillement (contrainte de cisaillement maximale), S, dans le plan xy. Le critère de rupture de Tsai-Hill exige que :

$$I_F = \frac{\sigma_{xx}^2}{X^2} - \frac{\sigma_{xx}\sigma_{yy}}{X^2} + \frac{\sigma_{yy}^2}{Y^2} + \frac{\sigma_{xy}^2}{S^2} < 1 \quad (5.10)$$

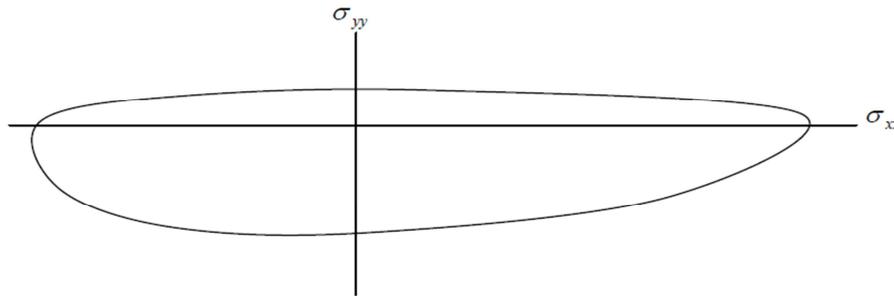


Figure 5.2. Critère de rupture de Tsai-Hill.

	E_1 [MPa]	E_2 [MPa]	E_3 [MPa]	ν_{12}	ν_{13}	ν_{23}	G_{12} [MPa]	G_{13} [MPa]	G_{23} [MPa]
Valeurs	165000	14050	14050	0.29	0.3	0.3	5127.5	5127.5	4390.6

Tableau 5.1 Valeurs des modules d'ingénieurs du composite Carbone_Epoxy.

Contrainte	Valeurs [MPa]
En traction dans la direction longitudinale	2970
En compression dans la direction longitudinale	2225
En traction dans la direction transversale	69
En compression dans la direction transversale	200
De cisaillement	87

Tableau 5.2 Valeurs des différentes contraintes.

5.3. Renforcement de voiles en béton armé

Dans cette partie on s'intéresse au renforcement d'un voile en béton armé à l'aide d'un matériau composite décrit dans la section 5.2 de ce chapitre. Le choix est porté sur le voile de Lefas déjà exposé au chapitre III. Différentes études sont conduites pour comprendre et optimiser le comportement et la performance des voiles renforcés en composites [Kezmane, Boukais 2015]. Ces études se résument à :

- Trouver l'orientation optimale des fibres.
- Etudier l'influence de l'épaisseur du composite sur le comportement.
- Etudier l'influence du composite sur des voiles en tenant compte de la variation de la caractéristique mécanique du béton (différentes résistances du béton).
- Trouver une disposition économique optimale du composite.

Les quatre études susmentionnées ont été conduites selon deux types de chargement :

- Chargement de cisaillement (configuration de cisaillement), où le déplacement vertical est empêché inflant un comportement de cisaillement pur pour le voile.
- Un chargement de flexion ou combiné, où le déplacement vertical est libre pour simuler des conditions de flexion-cisaillement.

Le tableau 5.3, résume l'identification des modèles utilisés dans ce chapitre.

Modèles	Identification
MCF	Modèle Classique (config. de Flexion)
MRF α	Modèle Renforcé (config. de Flexion, orient. α)
MRF60°-e	Modèle Renforcé (config. de Flexion, $\alpha = 60^\circ$, ép. du composite e)
MRF(60°-0.5-r)	Modèle Renforcé (config. de Flexion, $\alpha = 60^\circ$, e = 0.5, résistance du béton r)
MRFc5 α	Modèle renforcé (config. de flexion, cadre de 5, e = 0.5, orientation α)
MRFc10 α	Modèle Renforcé (config. de Flexion, cadre de 10, e = 0.5, orientation α)
MRFc5d7 α	Modèle Renforcé (config. de Flexion, cadre de 5, diag. de 7, e = 0.5, Orient. α)
MCC	Modèle Classique (config. de Cisaillement)
MRC α	Modèle Renforcé (config. de Cisaillement, orientation α)
MRF45°-e	Modèle Renforcé (config. de Cisaillement, $\alpha = 45^\circ$, épaisseur du composite e)
MRC(45°-0.5-r)	Modèle Renforcé (config. de Cisaillement, $\alpha = 45^\circ$, e = 0.5, résistance du béton r)
MRCc5 α	Modèle renforcé (configuration de Cisaillement, cadre de 5, e = 0.5, $\alpha=45^\circ$)
MRCc10 α	Modèle renforcé (config. de Cisaillement, cadre de 10, e = 0.5, $\alpha=45^\circ$)
MRCc5d7 α	Modèle Renforcé (config. de Cisaillement, cadre de 5, diag. de 7, e = 0.5, $\alpha = 45^\circ$)

Tableau 5.3 Identification des modèles (voiles) considérés.

5.3.1. Études sous chargement combiné

5.3.1.1. Orientation optimale des fibres

Le modèle de Lefas utilisé dans cette étude est renforcé en globalité par collage du composite (d'épaisseur égale à 0.5 [mm]) sur toute la surface externe de l'âme du voile. L'orientation de la direction des fibres d'un angle α (0° , 30° , 45° , 60° et 90°), comme indiqué sur la figure 5.3, permet de rechercher la position optimale de celles-ci.

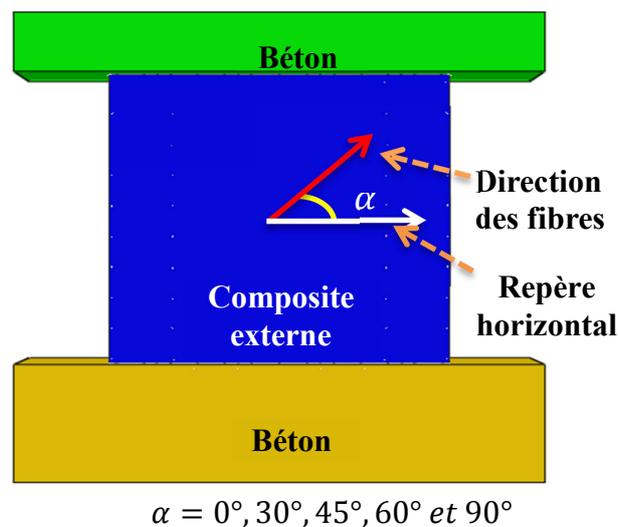


Figure 5.3. Orientation des fibres du composite dans l'âme du voile

La figure 5.4, représente les courbes force-déplacement obtenues pour les différents angles d'orientation des fibres du composite. Celle-ci montre que le collage du composite sur toute l'âme du voile permet d'améliorer le comportement global du voile. Ainsi, on relève un comportement flexionnel, avec une augmentation significative de la capacité ultime des modèles renforcés, atteignant les 478[KN] pour le modèle MRF60°. Ce modèle émerge comme étant le plus performant, caractérisant ainsi l'orientation des fibres à 60° comme la direction optimale des fibres pour les cas considérés.

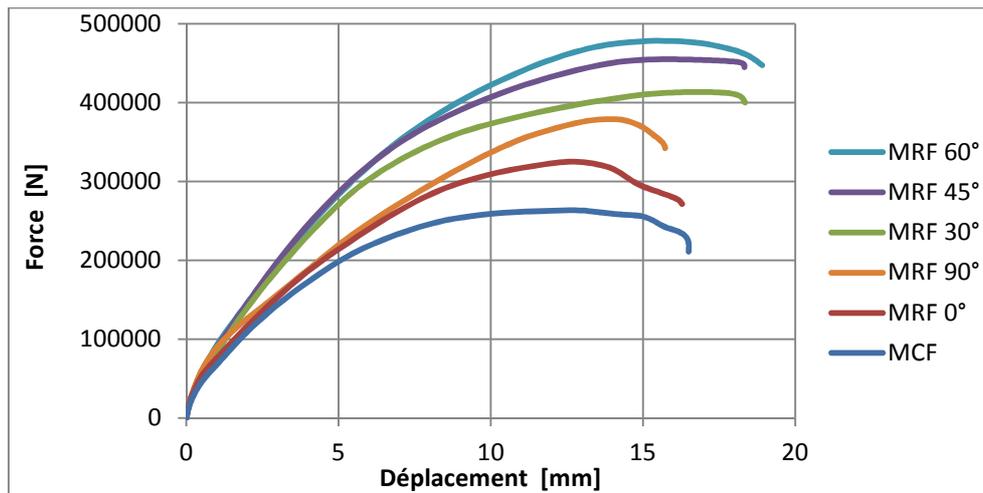


Figure 5.4. Modèles MCF et MRF α : Superposition des courbes force-déplacement (influence du composite et de l'orientation des fibres sur le comportement global).

Le tableau 5.4 représente les charges ultimes, leurs déplacements correspondants ainsi que le de gain de charge. L'orientation des fibres à 0° (correspondant à une disposition horizontale des fibres) montre l'influence du composite dans le renforcement des structures de génie civil en général et en particulier pour le voile considéré, où le gain de charge ultime par rapport au modèle de référence (MCF) est estimé à 23% (charge ultime de 325[KN] correspondant à un déplacement de l'ordre de 13[mm]).

L'optimisation de ce comportement est abordé pour la même épaisseur du composite, en introduisant l'influence de l'orientation des fibres. Les résultats obtenus sont très encourageants ; on note que les dispositions avec orientation des fibres selon des angles de 30° et 90° donne une évolution significative (le gain de charge ultime est approximativement doublé par rapport au modèle MCF) en gain de charge par rapport au module classique (MCF), qui sont de l'ordre de 57% et 44%, respectivement. Les résultats sont encore plus valorisants, pour les dispositions des fibres suivant des angles de 45° et 60° par rapport à la direction horizontale, dont le gain de charge ultime par rapport au module classique (MCF) est de 72.7% (les valeurs relevées sont de 454.706[KN] pour un déplacement de 15.3[mm]) et

81.6% (charge ultime de 477.997[KN] pour un déplacement correspondant de 16[mm]), respectivement.

L'examen des valeurs numériques du tableau 5.4, montre que, l'orientation des fibres selon un angle de 60° par rapport à l'horizontal est l'angle optimal pour le cas de charge considérée et pour la géométrie de l'élément étudié (élancement géométrique égal à 1).

Modèle	Charge ultime [KN]	Déplacement correspondant [mm]	Gain de charge /au modèle classique (MCF) (%)
MCF	263.226	12.9	/
MRF 0°	324.999	12.8	23.5
MRF 30°	413.157	17.8	57
MRF 45°	454.706	15.3	72.7
MRF 60°	477.997	16	81.6
MRF 90°	378.484	14.2	43.8

Tableau 5.4 Modèles MCF et MRF α : Influence du composite et de l'orientation des fibres sur la capacité ultime du voile.

Du fait du recouvrement (en composite) de l'âme du voile, le schéma de fissuration est différent du modèle classique. En effet, un comportement de flexion est observé sur les figures 5.5 à 5.9 (dommage en traction correspondant à la partie gauche de l'élément, dommage en compression correspondant à l'écrasement de la base droite de l'élément). Les armatures dans les zones d'extrémités du voile entre dans le domaine plastique pour les charges ultimes respectives. Le critère de Tsai Hill est atteint, cependant l'endommagement du composite est seulement localisé, et cette rupture (quoique localisée) est plus significative pour l'orientation des fibres à 0°, 30° et 90°. Les composites avec des fibres disposées suivant des angles de 45° et 60° répondent mieux à la sollicitation. Cette contribution de ces deux dernières dispositions fait que les charges ultimes des deux modèles correspondants soient les plus élevées.

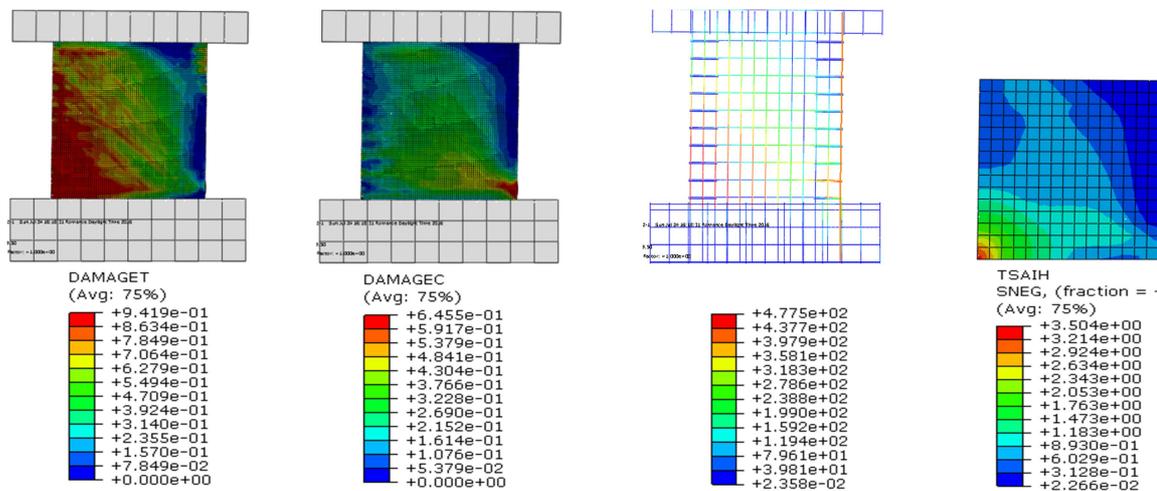


Figure 5.5. Comportement du modèle renforcé (MRF 0°)

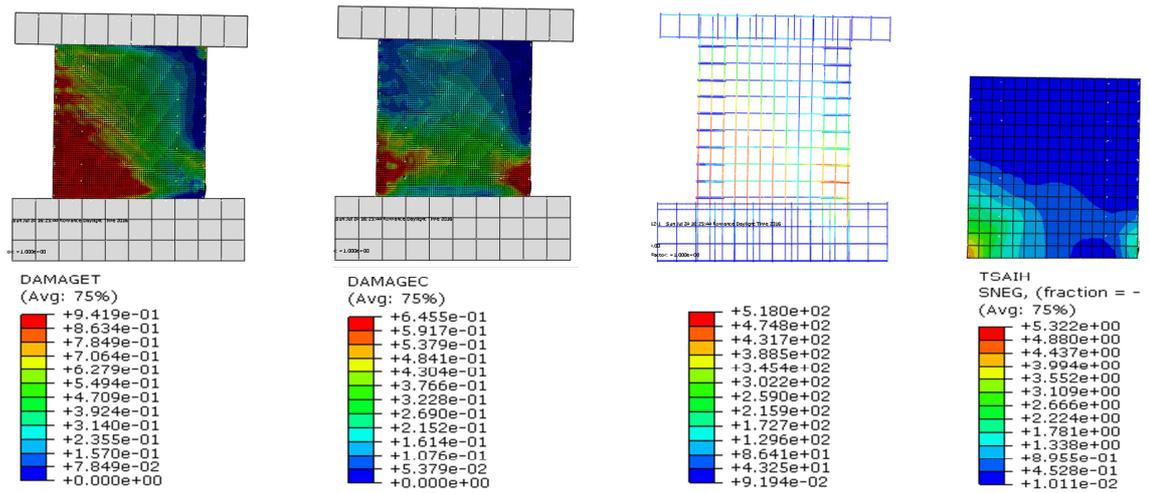


Figure 5.6. Comportement du modèle renforcé (MRF 30°)

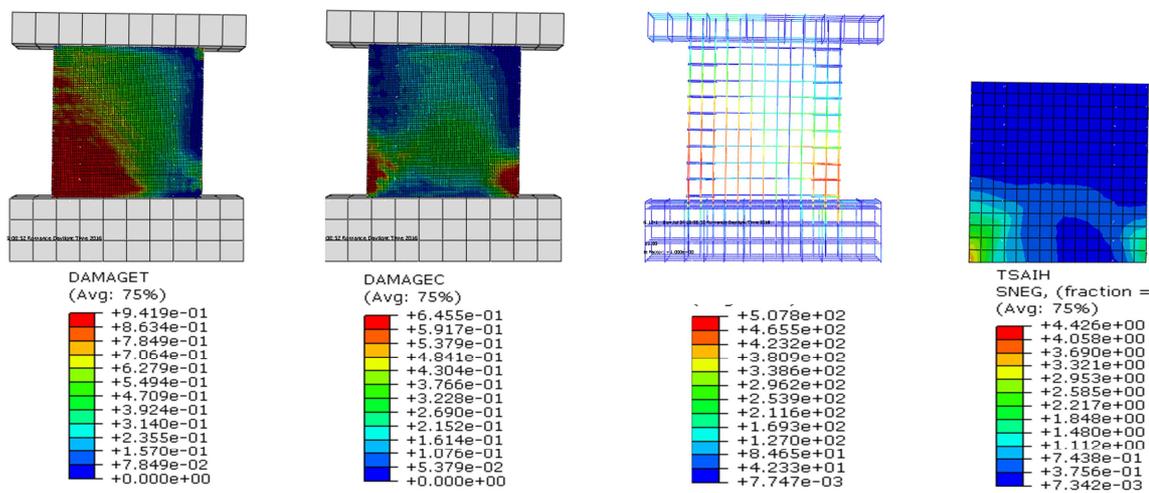


Figure 5.7. Comportement du modèle renforcé (MRF 45°)

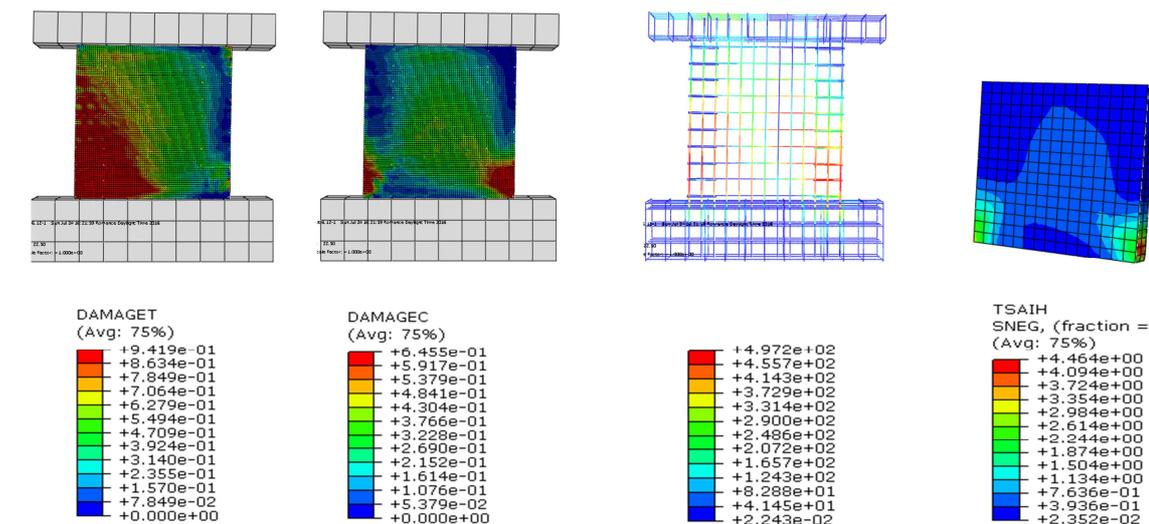


Figure 5.8. Comportement du modèle renforcé (MRF 60°)

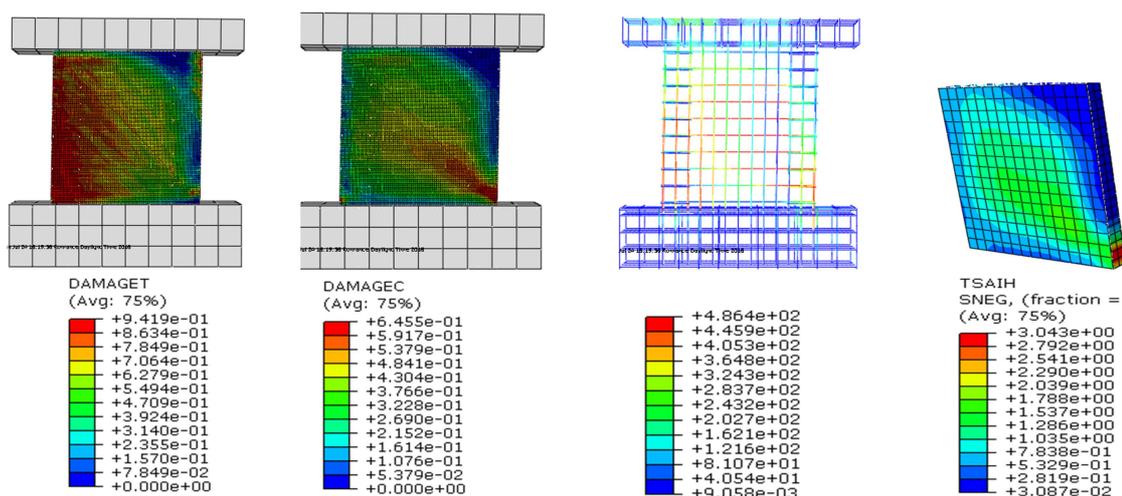


Figure 5.9. Comportement du modèle renforcé (MRF 90°)

5.3.1.2. Influence de l'épaisseur du composite (modèle MRF60°-e)

L'étude précédente a sanctionné l'angle de 60° comme l'orientation optimale des fibres. Cette disposition est adoptée dans l'évaluation de l'influence de l'épaisseur du composite sur le comportement du voile. Quatre épaisseurs différentes ont été introduites dans ce travail, à savoir, 0.5[mm], 1.0[mm], 1.5[mm] et 2.0[mm]. Comme pour l'orientation des fibres, un collage externe du composite sur toute l'âme du voile est considéré.

La figure 5.10 représente la superposition des courbes force-déplacement relatives aux modèles renforcés avec un composite d'épaisseurs différentes. L'analyse des courbes montre l'accroissement de la résistance globale du voile, proportionnellement à l'augmentation de l'épaisseur du composite. Toutefois, l'allure des branches descendantes (parties de courbes post-pics) sont différentes. En effet, au-delà d'une épaisseur de 1.5 [mm], le voile a tendance à se comporter d'une manière fragile, les parties des courbes post-pics descendent rapidement.

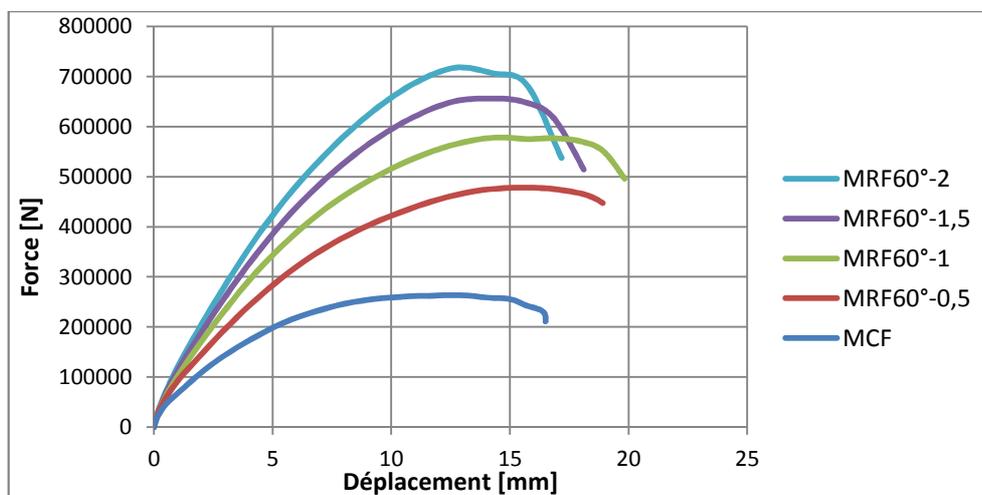


Figure 5.10. Modèles MCF et MRF60°e: Superposition des courbes force-déplacement (Influence de l'épaisseur du composite sur le comportement global).

Le tableau 5.5 regroupe les différents résultats obtenus pour la variation de l'épaisseur du composite. Le gain de charge par rapport au modèle classique pour une épaisseur du composite de 0.5[mm] est de l'ordre de 82% (voir section précédente). Au-delà d'une épaisseur du composite de 1.0[mm], le gain en charge dépasse les 119 % par rapport au modèle (MCF) et atteint les 172.7% pour une épaisseur de 2[mm]. Le modèle MRF60°-2.0 présente une charge ultime avoisinant les 718[KN] correspondant à un déplacement de même grandeur que celui du modèle de référence MCF (de l'ordre de 13[mm]).

Modèle	Charge ultime [KN]	Déplacement correspondant [mm]	Gain de charge au modèle classique (MCF) (%)
MCF	263.226	12.9	/
MRF60°-0.5	477.997	16	81.6
MRF60°-1.0	577.879	14.3	119.5
MRF60°-1.5	656.215	14.2	149.3
MRF60°-2.0	717.692	12.7	172.7

Tableau 5.5 Modèles MCF et MRF60°(e) : Influence de l'épaisseur du composite sur la capacité ultime du modèle dont les fibres sont orientées de 60°.

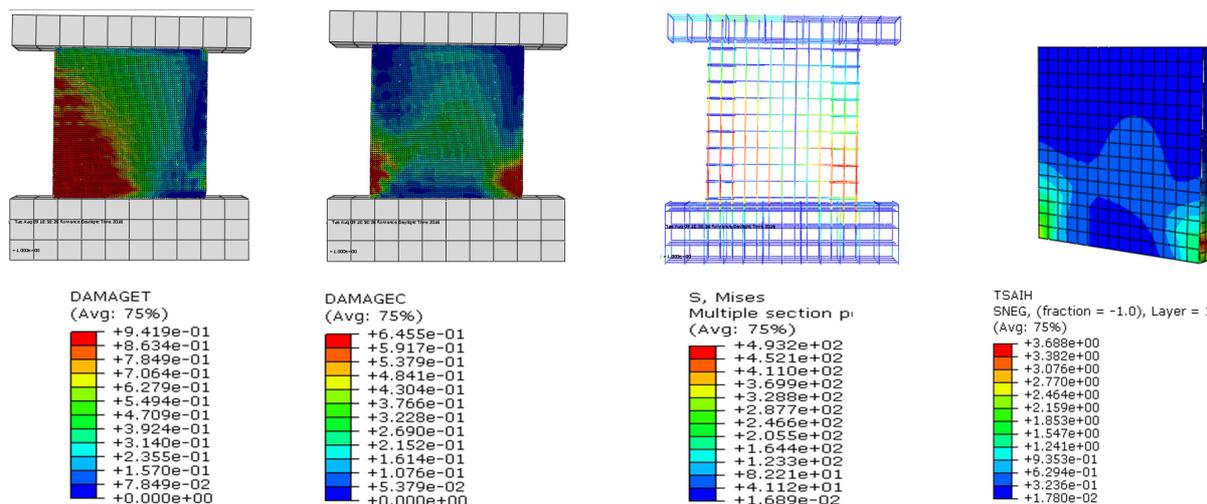


Figure 5.11. Comportement du modèle renforcé (MRF60° -1)

Les figures 5.8, 5.11 à 5.13, représentent l'évolution du comportement du modèle MRF60°-e. Il ressort que les dommages occasionnés dans le béton diminuent avec l'accroissement de l'épaisseur du composite. Toutefois, les armatures entrent dans le domaine plastique dans les zones endommagées, et ce, pour tous les modèles soumis à leurs charges ultimes respectives. Le composite subit des dégradations localisées ne générant pas de rupture conséquente. L'influence de l'épaisseur du composite peut être évaluée par la diminution numérique du critère de Tsai Hill, passant de 4,464 à 2.534 (Sachant pertinemment qu'une fois cette valeur dépasse 1, cela implique qu'il y a endommagement n'est ce que local).

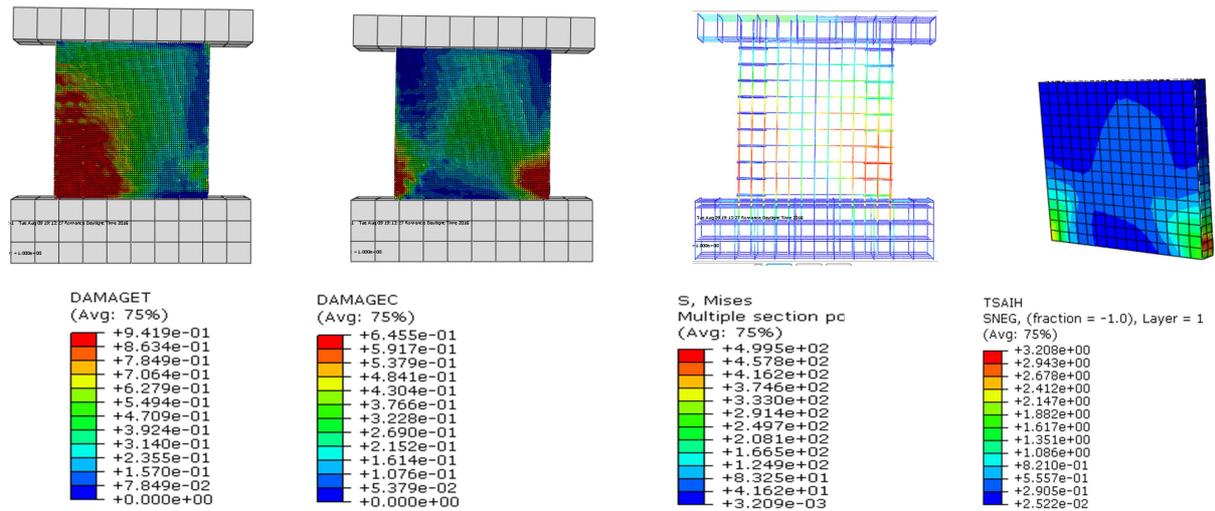


Figure 5.12. Comportement du modèle renforcé (MRF60° -1.5)

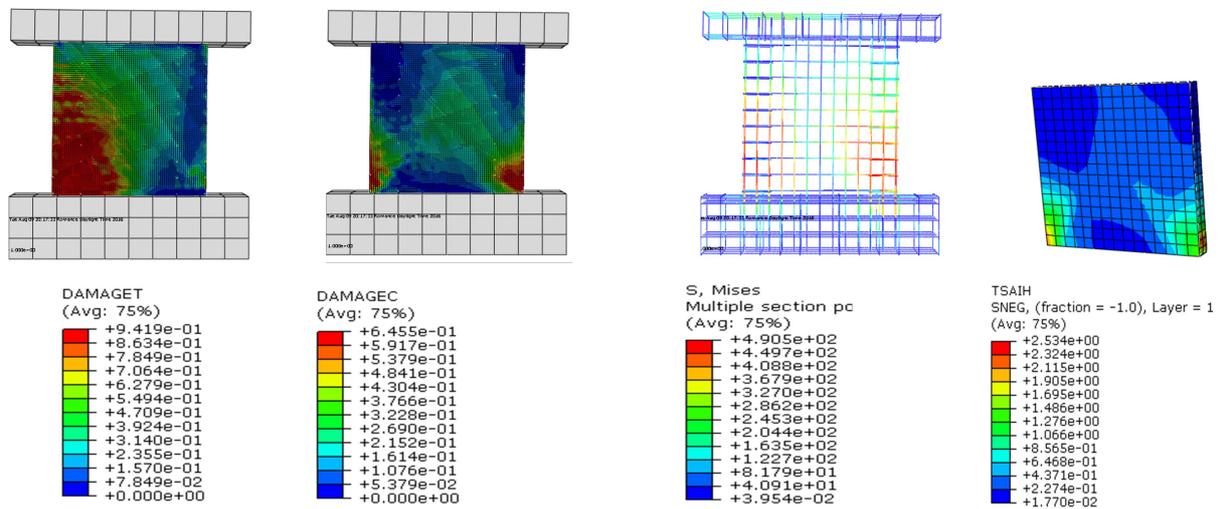


Figure 5.13. Comportement du modèle renforcé (MRF60° -2)

5.3.1.3. Influence du composite sur des voiles de résistance mécanique du béton variable (modèle MRF(60°-0.5-r))

Les ingénieurs sont amenés à renforcer ou réhabiliter les structures qui présentent des dégradations ou des inadéquations vis à vis des règlements de dimensionnement parasismique. Généralement, ces ingénieurs sont confrontés à une mauvaise qualité du béton ou à une dégradation rapide de ce dernier. L'objectif de cette partie du travail est d'étudier l'importance du composite quant à la réhabilitation (restauration de la capacité initiale) ou éventuellement au renforcement (amélioration du comportement) du voile.

Comme pour l'étude de l'influence de l'épaisseur du composite (voir section précédente), le modèle MRF60°-0.5 (composite de 0.5[mm] d'épaisseur, dont les fibres SNEG, orientées d'un angle de 60° par rapport à l'horizontale) est pris comme modèle de base. A partir de ce spécimen, quatre (04) modèles différents par leur résistance mécanique sont étudiés. Il s'agit

de : MRF(60°-0.5-B20), MRF(60°-0.5-B30), MRF(60°-0.5-B42) et le MRF(60°-0.5-B50) dont les résistances de béton sont de 20[MPa], 30[MPa], 42[MPa] et 50[MPa], respectivement. .

La figure 5.14 représente la superposition des courbes force-déplacement obtenues par le modèle numérique développé au quatrième chapitre (MCF) et le modèle MRF(60°-0.5-r) (modèle de base du renforcement en composite d'épaisseur 0.5[mm] dont les fibres sont orientées d'un angle de 60°, auquel on a varié la résistance caractéristique du béton (r)).

Cette figure met en évidence l'apport du composite par rapport à la caractéristique mécanique du béton. Le spécimen MRF(60°-0.5-B20) (modèle avec fibres orientées de 60° d'un composite de 0.5[mm] dont la résistance du béton est égale à 20[MPa]) offre un résultat plus performant que le voile de Lefas MCF (sans renforcement mais avec une résistance de béton de 42[MPa]). Ceci, nous amène à conclure que le renforcement en composite s'avère très intéressant. Néanmoins, ce spécimen présente un palier de ductilité moins important que le modèle de Lefas (MCF). Le comportement fragile du modèle MRF(60°-0.5-B20) peut s'expliquer par le caractère de rupture fragile des composites.

Modèle	Charge ultime [KN]	Déplacement correspondant [mm]	Gain de charge modèle classique (MCF) (%)
MCF	263.226	12.9	/
MRF60°-0.5-B20	338.224	8.6	28,5
MRF60°-0.5-B30	408.582	11.8	55.2
MRF60°-0.5-B42	477.997	16	81.6
MRF60°-0.5-B50	507.184	17.3	92.7

Tableau 5.6 Résultats dus à la variation de la résistance du béton en compression.

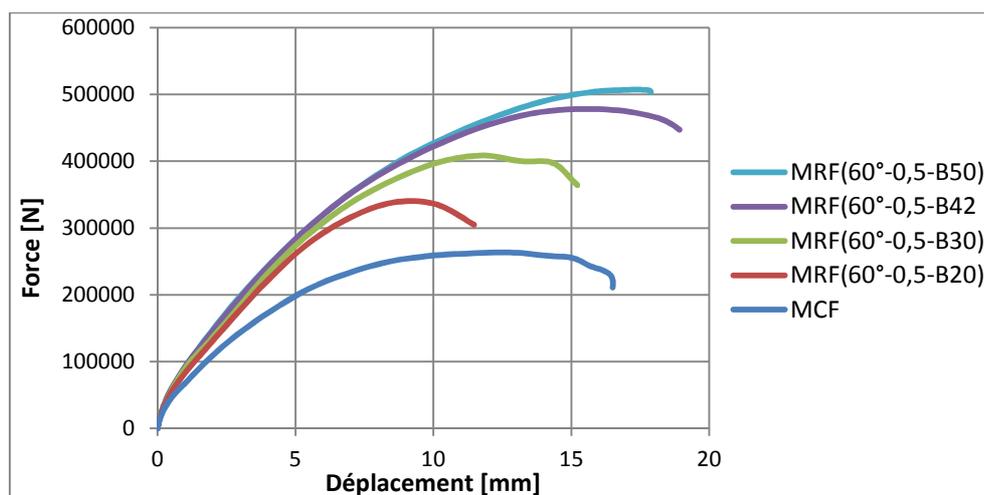


Figure 5.14. Modèles MCF et MRF60°r : superposition des courbes force-déplacement (variation de la résistance du béton).

Le tableau 5.6 montre que le gain en charge des modèles renforcés pour différentes résistances du béton est entre 28,5% (pour un béton ordinaire) et 92,7% (pour un béton spécial) vis-à-vis du modèle de Lefas non renforcé (MCF). Numériquement, le modèle MRF(60°-0.5-B20) de résistance mécanique de 20[MPa] seulement, dont les fibres du renfort en composite de 0.5[mm] sont orientées de 60°, présente un gain de charge dépassant les 28% par rapport au modèle de Lefas dont la caractéristique du béton en compression est de 42[MPa]. L'influence du composite et de son orientation sont prépondérantes comparativement à la qualité du béton.

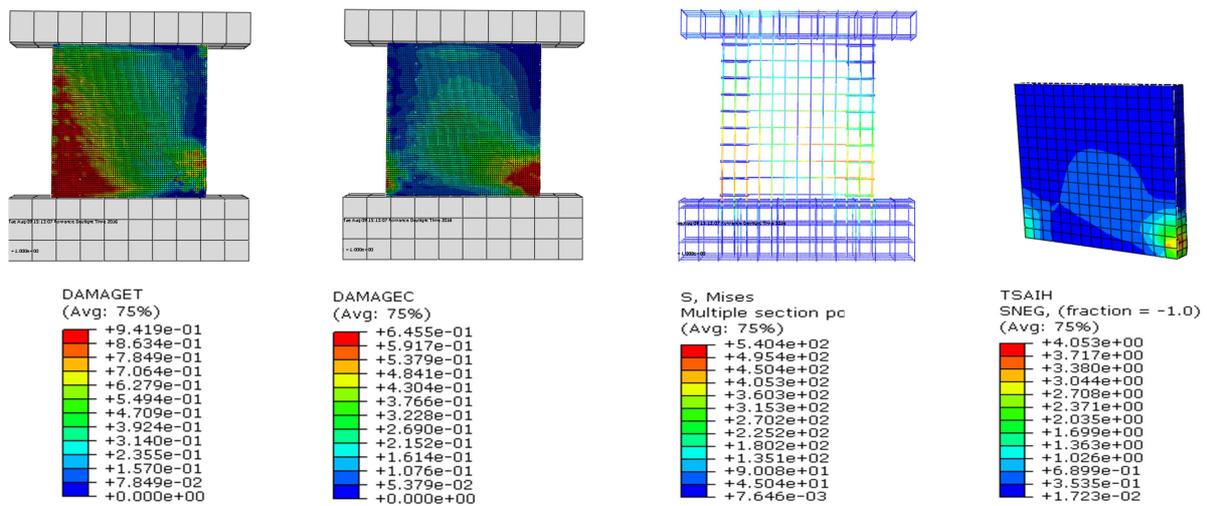


Figure 5.15. Comportement du modèle renforcé (MRF60° -0.5-B20).

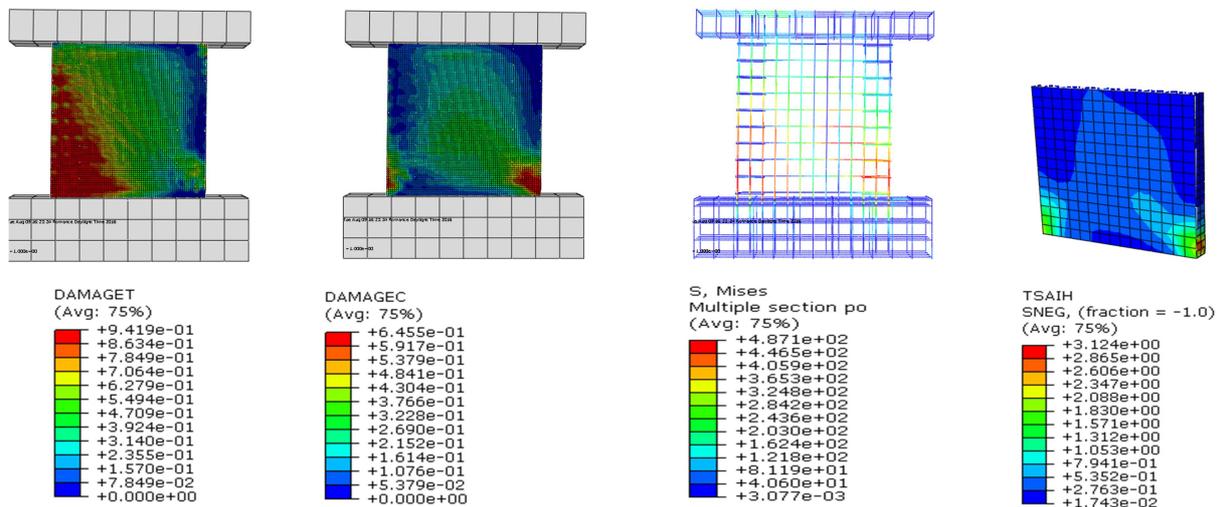


Figure 5.16. Comportement du modèle renforcé (MRF60° -0.5-B30).

Les comportements du modèle classique (MCF) et celui renforcé (MRF60°-0.5(r)) sont complètement distincts. Autant le modèle classique subit des dommages suivant les diagonales (figure 3.20(d)), autant le modèle MRF60°-0.5(r)) présente un comportement flexionnel (figures 5.15 à 5.18). Ce comportement est corroboré par les représentations de

l'état de leurs ferrillages respectifs (figure 3.21(d) pour MCF et figures 5.15 à 5.18 pour MRF60°-0.5(r)).

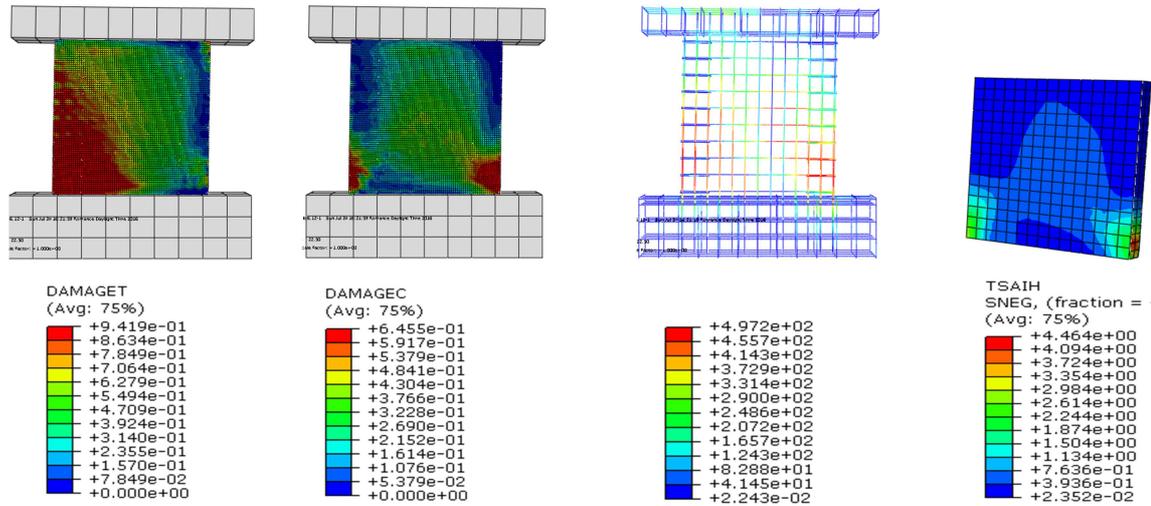


Figure 5.17. Comportement du modèle renforcé (MRF60° -0.5-B42).

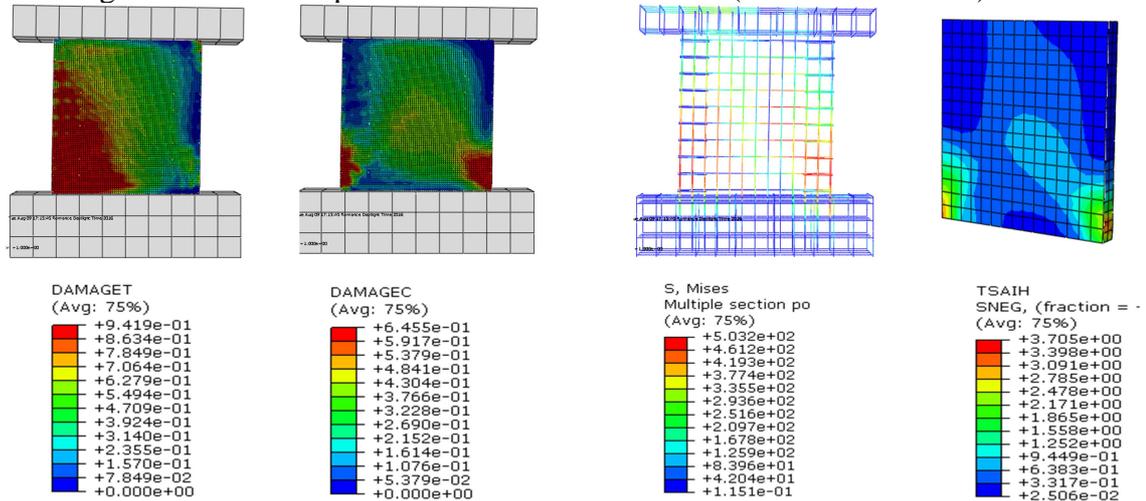


Figure 5.18. Comportement du modèle renforcé (MRF60° -0.5-B50).

5.3.1.4. Disposition optimale et économique du composite

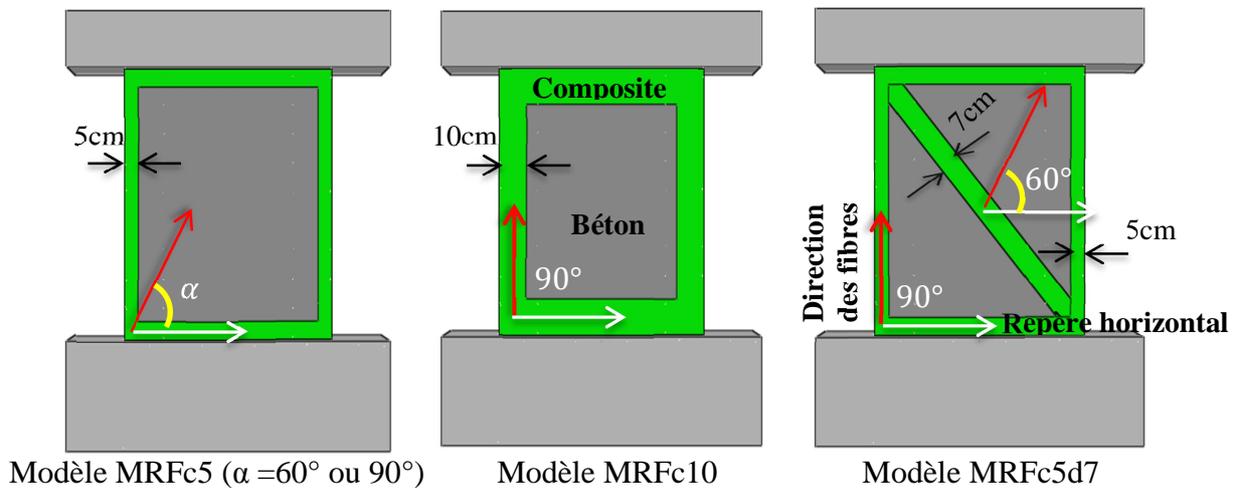


Figure 5.19. Dispositions référentielles du composite sur l'âme du voile

Cette section est consacrée à réduire la quantité de composite utilisée, tout en assurant une performance suffisante pour l'élément de structure considéré. Ainsi, bien que le modèle de référence par rapport à l'élançement géométrique étant supposé être un voile court, nous avons abordé ce renforcement en considérant que les deux comportements (flexion et cisaillement) peuvent coexister. Trois (03) conceptions sont élaborées (figure 5.19) avec un composite de 0.5[mm]. Dans la première (modèle MRFc5), un cadre de largeur de 50[mm] est adopté pour deux configurations de composite (fibres orientées de 60° et 90°). La deuxième concerne un composite de même épaisseur mais dont la largeur du cadre est de 100 [mm]. Enfin, pour la troisième option, une bande diagonale en composite de largeur 70[mm] est ajoutée en plus d'un cadre de 50[mm] de largeur.

La figure 5.20 illustre une comparaison entre les deux configurations de 60° et 90° d'un cadre en composite de largeur 50[mm] avec le modèle MCF. L'orientation de 60° découle de l'optimisation de la disposition des fibres dans la matrice de résine Epoxy (section 5.3.1.1). L'orientation de 90° par contre, tient du fait que les bandes verticales du cadre en composite sont sollicitées en traction ou compression générées par la flexion d'ensemble. Il est à noter que cette dernière configuration présente une capacité ultime légèrement supérieure à celle correspondante à la configuration avec 60° (variation de 2.3%). La variation est légèrement plus importante (8.9%) par rapport au modèle MCF (tableau 5.7).

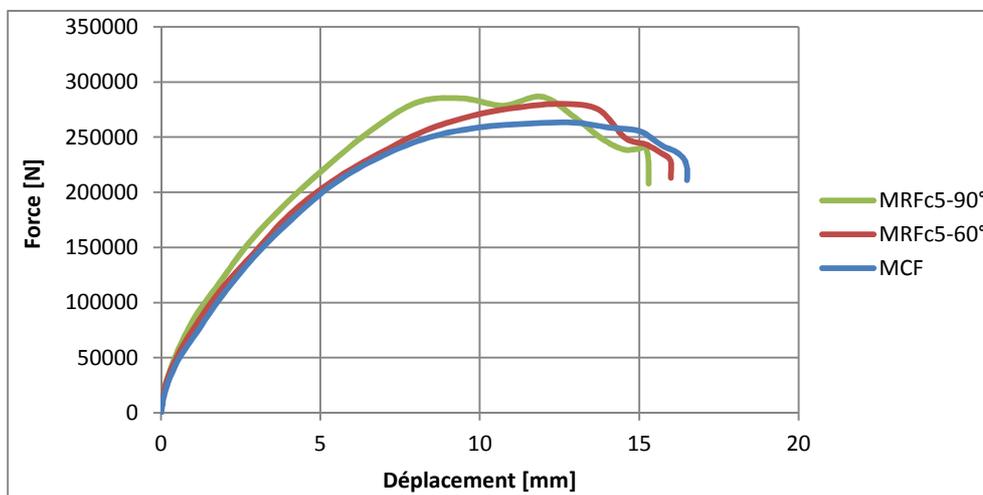


Figure 5.20. Modèles MCF et MRFc5- α : Courbes force-déplacement (effet de l'orientation des fibres dans le cadre en composite de largeur 5[cm]).

Modèle	Charge ultime [KN]	Dépl. Correspondant [mm]	Gain de charge/ au modèle classique (MCF) en (%)
MCF	263.226	12.9	/
MRFc5-60°	280.114	6.4	
MRFc5-90°	286.679	11.9	8.9

Tableau 5.7 Résultats relatifs à l'influence de l'orientation des fibres dans le cadre en composite 5[cm], sur la capacité ultime.

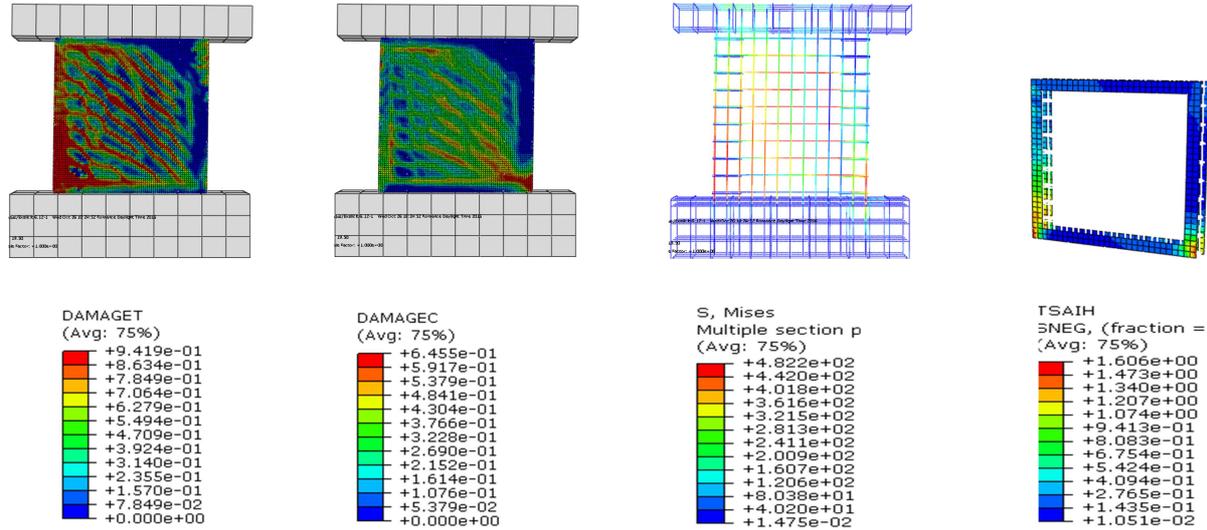


Figure 5.21. Comportement du modèle cadre (MRFc5-60°)

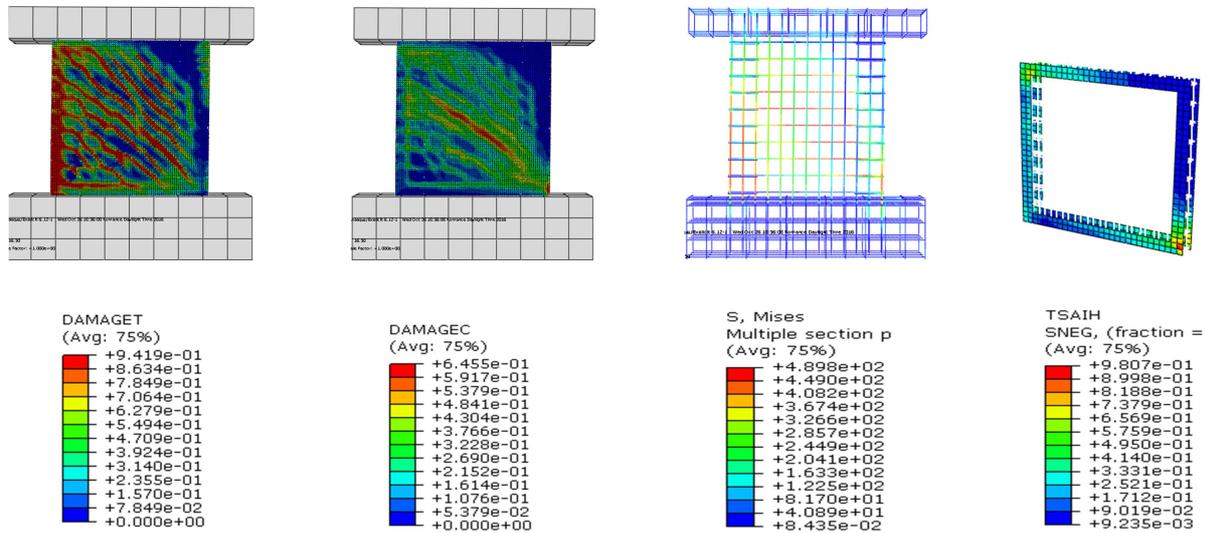


Figure 5.22. Comportement du modèle cadre (MRFc5-90°)

Les deux dispositions des fibres (60° ou 90°) dans le cadre en composite de largeur 5[cm] ne répond pas à la qualité de la sollicitation (les figures 5.21 et 5.22 illustrent des dommages suivant les diagonales). En réalité ce cadre n'a fait que rigidifier les bordures de l'âme du voile, créant un mode de rupture par cisaillement.

Une approche relative à la variation de la largeur du cadre, ainsi qu'à l'introduction d'une bande diagonale en composite est entreprise afin de remédier à ce comportement. Ainsi, deux modèles supplémentaires ont été conçus : le modèle MRFC10-90° (cadre de largeur 10[cm] dont les fibres sont orientées d'angle de 90°), et, le modèle MRFC5+d7 (cadre de 5[cm] de largeur associé à une bande diagonale de 7[cm]), ont été retenus (figure 5.19).

Les courbes représentées sur La figure 5.23 confirment l'orientation donnée à ce renfort. L'augmentation de la largeur du composite en forme de cadre, passant de 5 à 10[cm], engendre une évolution de la capacité ultime de l'ordre de 5%. Celle-ci est estimée à 14% par rapport au modèle MCF. L'évolution la plus importante est relevée pour le modèle MRFC5+d7 (22% correspondant à une force ultime de 320.529[KN]), comme indiqué sur le tableau 5.8.

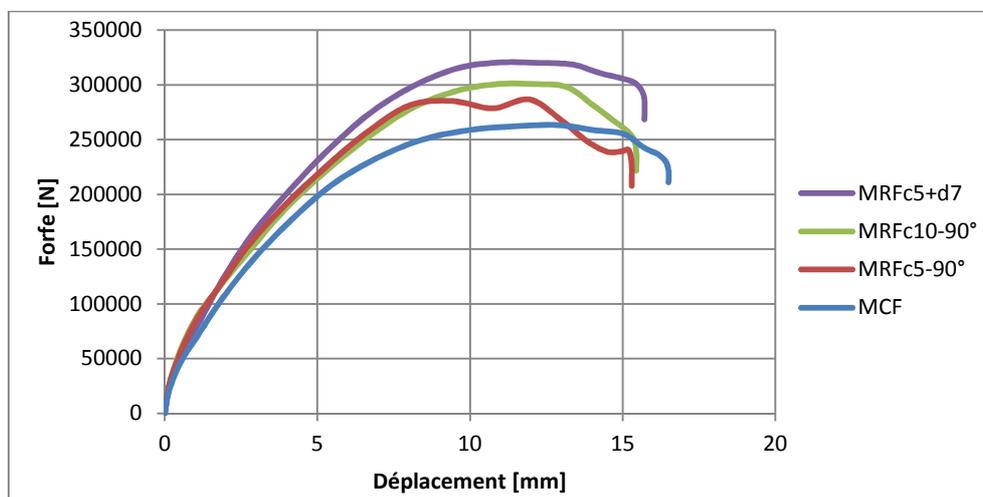


Figure 5.23. Courbes force-déplacement relatives aux modèles renforcés avec un matériau composite en forme de cadre et en diagonale.

Modèle	Charge ultime [KN]	Déplacement correspondant [mm]	Gain de charge/ modèle classique (MCF) (%)
MCF	263.226	12.9	/
MRFC5-90°	286.679	11.9	8.9
MRFC10-90°	300.768	12.1	14.3
MRFC5+d7	320.529	11	21.8

Tableau 5.8 Résultats relatifs aux modèles renforcés avec un matériau composite en forme de cadre et en diagonale.

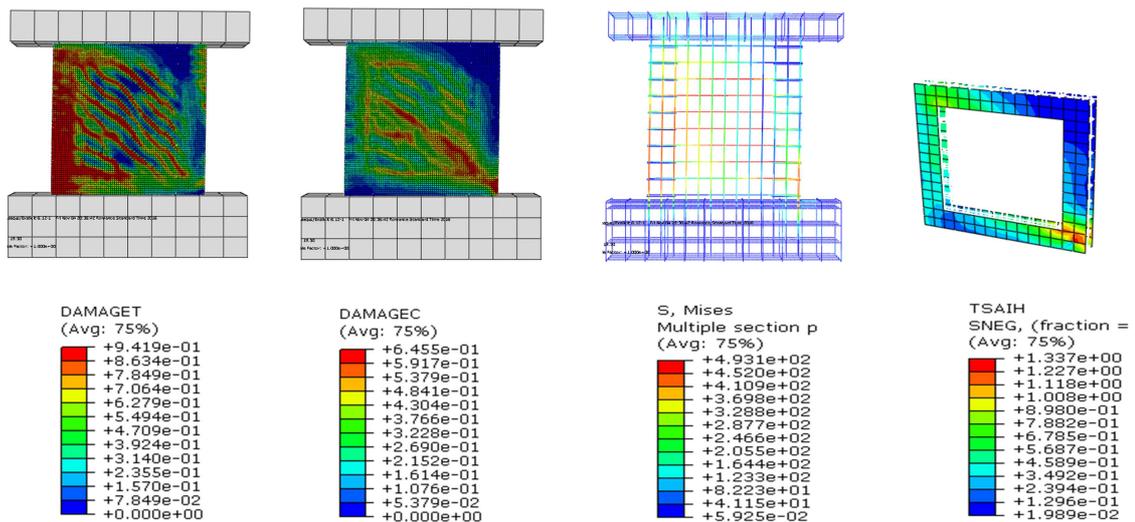


Figure 5.24. Comportement du modèle cadre (MRFc10-90°)

La figure 5.24, résume les limites du modèle proposé à reprendre efficacement la sollicitation. L'endommagement de l'extrémité gauche de l'âme étant trop important malgré la largeur de 10[cm]. De plus, la partie centrale est sujette à une fissuration diagonale néfaste, engendrant une plastification des armatures suivant une bande diagonale. Le critère de Tsai Hill est dépassé ($1.337 > 1$).

Le modèle MRFc5+d7, offre un meilleur compromis (figure 5.25). Les dommages sont réduits, une partie des efforts est reprise efficacement par le composite, le critère de Tsai Hill avoisine l'unité (1.056).

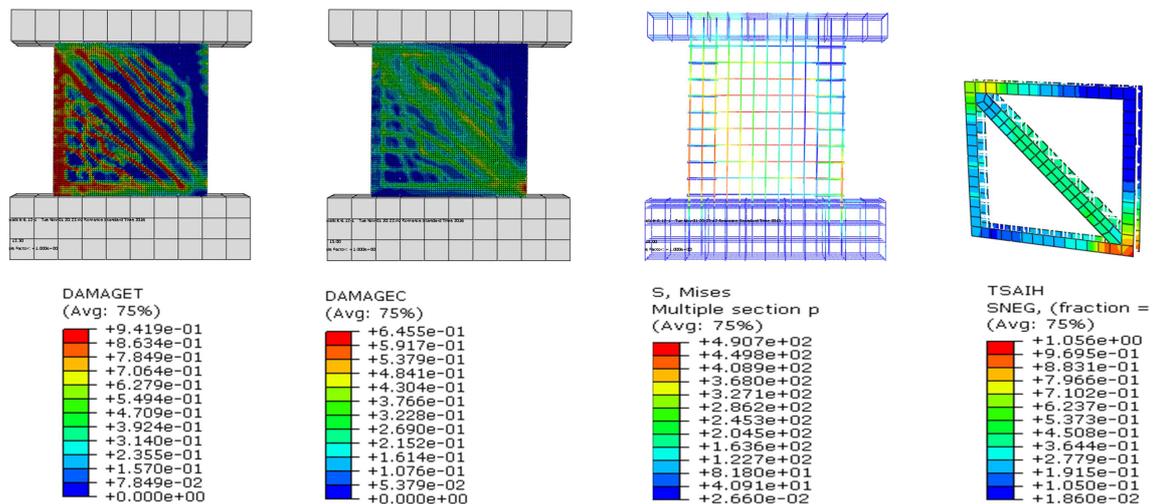


Figure 5.25. Comportement du modèle (MRFc5+d7)

5.3.1.5. Conclusions relatives au modèle combiné

- Le renforcement global en composite de l'âme du voile (modèle MRFa) a changé le schéma de fissuration (endommagement) relevé sur le spécimen de Lefas. Un comportement flexionnel est observé.

- Le renforcement global (Modèle MRF α) a permis d'améliorer le comportement mécanique du voile, et l'orientation des fibres dans le composite d'un angle de 60° émerge comme la direction privilégiée. Le modèle MRF60° atteint une charge ultime de 478 [KN], soit un gain de charge de 82%, correspondant à un déplacement de 16 [mm].
- Le composite a cédé localement pour les différentes charges ultimes du modèle MRF α
- La capacité ultime du modèle MRF60°-e augmente en fonction de l'épaisseur du composite. Toutefois, son comportement a tendance à devenir fragile à partir d'une épaisseur de 1.5 [mm] (les parties post-pics descendent rapidement).
- Le critère de renforcement doit être défini au préalable. Sagissant de la performance pure (capacité maximale) le modèle MRF60°_2, atteint les 717 [KN]. Néanmoins, le modèle MRF60°-0.5, de charge ultime égale à 478 [KN], présente un palier plastique plus important.
- L'endommagement du composite est localisé aux extrémités (droite et gauche) de la base de l'âme du voile, pour les charges ultimes correspondantes. Cependant, le critère de Tsai Hill n'est pas atteint pour ces modèles renforcés (modèle MRF60°-e), soumis à la charge ultime du spécimen de Lefas.
- Le comportement global du modèle MRF60°-0.5-r est guidé par la flexion (les dommages de traction et de compression sont localisés aux extrémités de gauche et droite du voile), ce qui n'est pas le cas du modèle classique où les dommages prépondérants sont suivant les diagonales.
- L'étude met en évidence l'apport du composite; le modèle MRF60°-0.5-B20 (modèle dont la résistance du béton est égale à 20[MPa], renforcé avec un composite de 0.5 [mm], dont les fibres sont orientées de 60°) est plus performant que le spécimen de Lefas, dont la caractéristique du béton est de 42 [MPa]. Un gain de charge dépassant les 28% a été relevé.
- Le modèle MRF60°-0.5-B50, émerge comme le plus performant que ce soit en capacité ou en déplacement.
- Optimiser l'usage d'un matériau de renforcement c'est : d'une part de réduire sa quantité dans la mesure du possible, et d'autre part, de le disposer judicieusement de manière à réduire les dommages occasionnés. Trois modèles, conçus avec une

réduction de matière, sont exposés dans cette étude, qui sont MRFc5 (réduction de matière de 77.2%), MRFc10 (réduction de 54.5) et MRFc5d7 (réduction de 72.2%).

- Le renforcement avec un cadre de 5 [cm] de largeur, dont les fibres sont orientées de 60 ou 90° (modèle MRFc5 α), s'avère insuffisant, avec un gain de charge faible estimé à moins de 9%. Un couplage flexion-cisaillement régi son comportement.
- Le renforcement avec un cadre de 10 [cm] (modèle MRFc10-90°) donne un meilleur comportement (flexion-cisaillement) résultant sur un gain de charge de 14%.
- Le modèle MRFc5d7 (plus économique que le MRFc10-90°), donne une performance significative, largement supérieure égale à 320.529 [KN], présentant un gain de charge de 22%. Les dommages suivant les diagonales sont mieux contrôlés.

5.3.2. Etudes sous chargement de cisaillement

Une approche identique à celle réalisée sous chargement combiné est conduite dans cette section pour relever les apports du composite sur des voiles en béton armé de configuration de cisaillement. Le même raisonnement et la même méthodologie que celle de la section 5.3.1 de ce chapitre sont employés dans ce qui suit.

5.3.2.1. Orientation optimale des fibres

La figure 5.26 représente la superposition des courbes force-déplacement, obtenues sous diverses orientations des fibres dans le composite (modèle MRC α) avec celle du modèle non renforcé MCC (modèle de Lefas, sous configuration de cisaillement). Elle montre que tous les modèles renforcés offrent un meilleur comportement post élastique, par rapport au modèle de Lefas. Cependant, le modèle MRC 0° (fibres disposées horizontalement) subi une rupture plastique fragile pour une charge de l'ordre de 560[KN], correspondant à un déplacement de 9[mm].

Cette figure met aussi en évidence, l'impact de l'orientation des fibres d'un angle de 45° ; le modèle MRC 45° émerge comme le modèle le plus performant. Cela explique que la disposition des fibres du composite suivant un angle de 45° par rapport à l'horizontale coïncident avec la direction des contraintes principales développées dans le voile, dont une partie des efforts est directement reprise par les fibres. On peut noter aussi, que le comportement du voile relatif au renfort avec des fibres orientées de 30° à 60° est homogène et régulier.

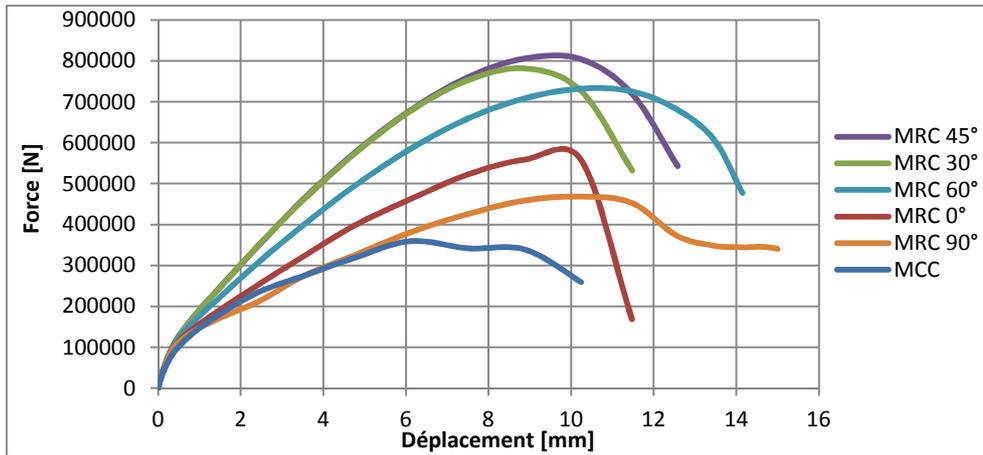


Figure 5.26. Modèles MCC et MRC α : Courbes force-déplacement (influence du composite et de l'orientation des fibres d'un angle α , sur le comportement global).

Le tableau 5.9 indique que le renfort en composite améliore considérablement le comportement global du voile, un apport en gain de charge est estimé approximativement entre 30 et 124% par rapport au modèle MCC. Ce tableau indique aussi que la meilleure disposition des fibres est celle de 45°, la capacité ultime atteinte étant de 806.301 [KN], pour un déplacement de l'ordre de 9 [mm]. Pour un déplacement équivalent, Le modèle MRC 30° présente aussi une capacité ultime appréciable de 781.56 [KN], représentant un gain de charge de 118%. Ces deux derniers modèles présentent d'ailleurs un comportement quasi similaire jusqu'à une charge d'environ de 750 [KN] comme illustré sur la figure 5.26, le gain en charge ultime entre eux n'est que 3.2%.

Modèle	Charge ultime [KN]	Déplacement correspondant [mm]	Gain de charge/ au modèle classique [MCC] en (%)
MCC	359.351	6.10	/
MRC 90°	467.995	10.4	30.2
MRC 0°	559.124	8.9	55.6
MRC 60°	732.095	10.2	103.7
MRC 30°	781.560	8.9	117.5
MRC 45°	806.301	8.9	124.4

Tableau 5.9 Résultats de la variation de l'angle des fibres du composite.

La visualisation des résultats du modèle classique MCC (figure 5.27), confirme le comportement de cisaillement initié. L'endommagement est sur un plan incliné diagonalement. La flexion n'est pas prépondérante, illustré aussi par l'importance de la sollicitation des armatures. Effet, les armatures verticales des potelets travaillent dans le domaine élastique.

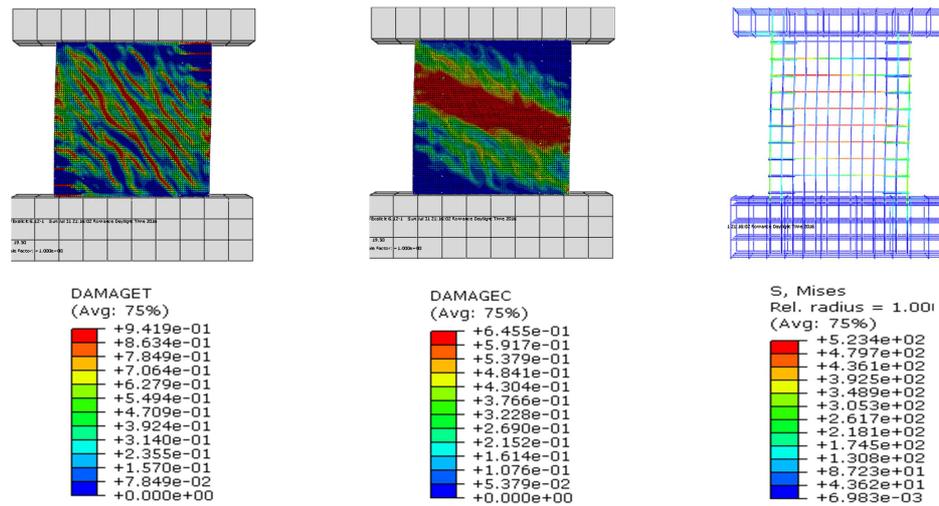


Figure 5.27. Comportement du modèle classique (MCC)

L'incorporation du composite influence considérablement la répartition des efforts sur les différentes composantes du voile. Il ressort, que le chemin de fissuration relevé au sein du modèle classique MCC (endommagement diagonal) est solutionné. Une partie des efforts est reprise efficacement par le composite dont l'orientation des fibres est comprise entre 0° et 45° , qui par sa présence, soulage les armatures horizontales et fait plus travailler les aciers verticaux des potelets (figures 5.28 à 5.30). Par contre, le composite des modèles MRC60° et MRC90° à cause de la disposition des fibres, est moins efficace ; Une plastification des armatures verticales et horizontales dans les zones d'extrémité, ainsi que dans la partie médiane de l'âme du voile est relevée (figures 5.31 et 5.32).

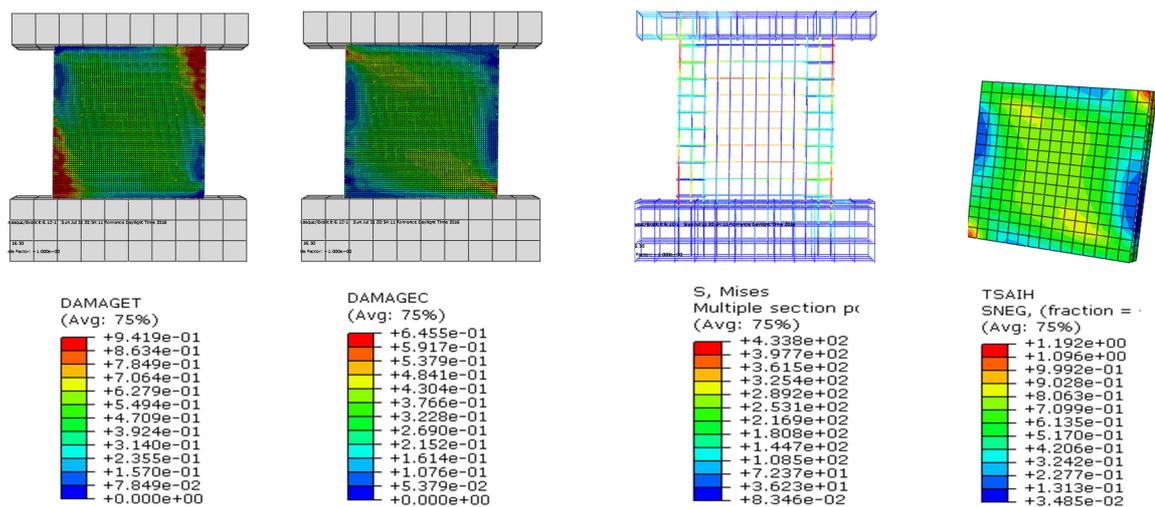


Figure 5.28. Comportement du modèle renforcé (MRC0°)

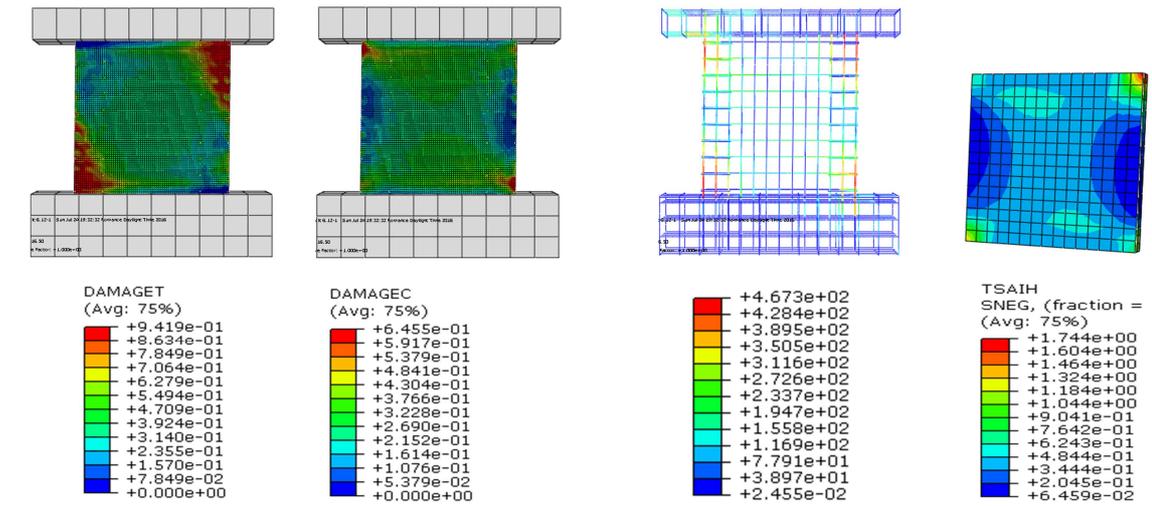


Figure 5.29. Comportement du modèle renforcé (MRC30°)

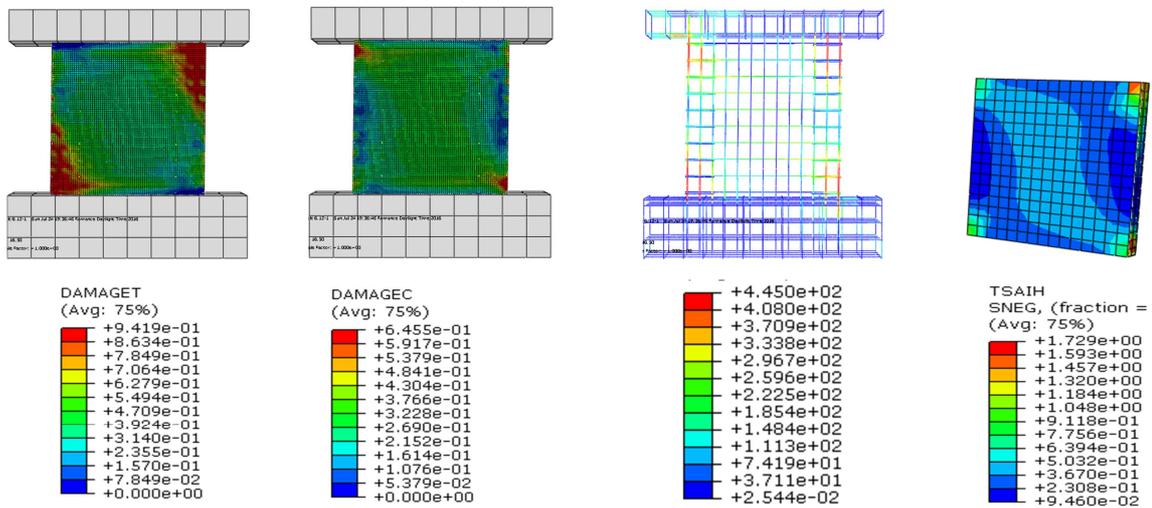


Figure 5.30. Comportement du modèle renforcé (MRC45°)

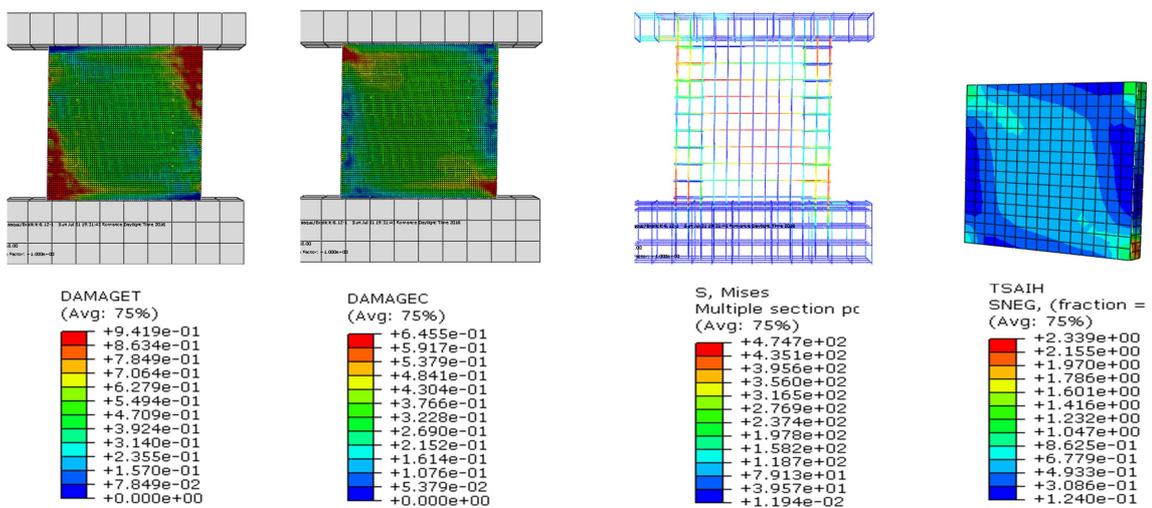


Figure 5.31. Comportement du modèle renforcé (MRC60°)

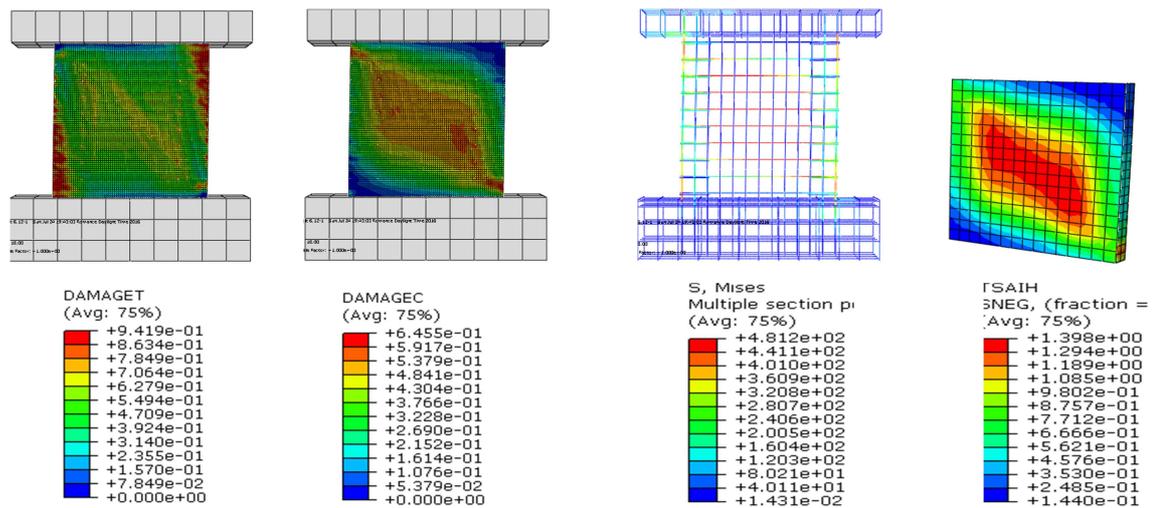


Figure 5.32. Comportement du modèle renforcé (MRC90°)

5.3.2.2. Influence de l'épaisseur du composite (Modèle MRC45°-e)

La figure 5.33 représente les courbes force-déplacement, retraçant l'influence de l'épaisseur du composite sur le modèle de Lefas, sous chargement de cisaillement (modèle MCC). Comme dans le cas de chargement combiné, on constate ici aussi que le comportement du voile s'améliore significativement proportionnellement à l'épaisseur du composite.

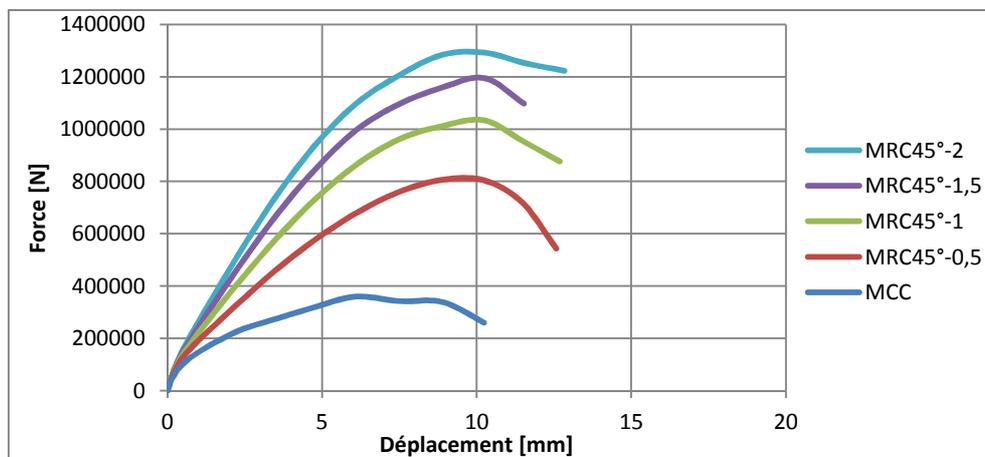


Figure 5.33. Modèles MCC et MRC45°-e : Superposition des Courbes force déplacement (Influence de l'épaisseur du composite sur le comportement global)

Les gains de charge pour chaque modèle renforcé par rapport au modèle non renforcé MCC sont indiqués au tableau 5.10. Pour une épaisseur de 0.5[mm], le gain est supérieur à de 124% tandis que pour 2[mm] ça avoisine les 260%. Il faut noter aussi que le gain de charge diminue progressivement en fonction de l'augmentation de l'épaisseur du composite, atteignant seulement les 8% entre les modèles MRC45°-2.0mm et MRC45°-1.5mm.

Modèle	Charge ultime [KN]	Déplacement correspondant [mm]	Gain de charge/ modèle classique (MCC) en (%)
MCC	359.351	6.1	/
MRC45°- 0.5	806.301	8.9	124.4
MRC45°- 1.0	1033.79	10.2	187.7
MRC45°- 1.5	1195.27	10.3	232.6
MRC45°- 2.0	1292.35	10.3	259.6

Tableau 5.10 Modèles MCC et MCC45°-e : Influence de l'épaisseur du composite sur la capacité ultime du modèle dont les fibres sont orientées de 45°.

L'endommagement correspondant aux modèles renforcés par un composite d'épaisseur variant de 1 à 2 [mm], pour leurs charges ultimes respectives, s'avère plus conséquent (par rapport à celui conçu avec une épaisseur de 0.5 [mm], figure 5.30) au regard des figures 5.34 à 5.36. Les zones (les 4 corners) d'endommagement de l'âme de l'élément considéré sont plus distinctes, que ce soient celles de traction ou bien de compression. L'état de contrainte des armatures, ainsi que le critère de Tsai Hill, confirment ce comportement.

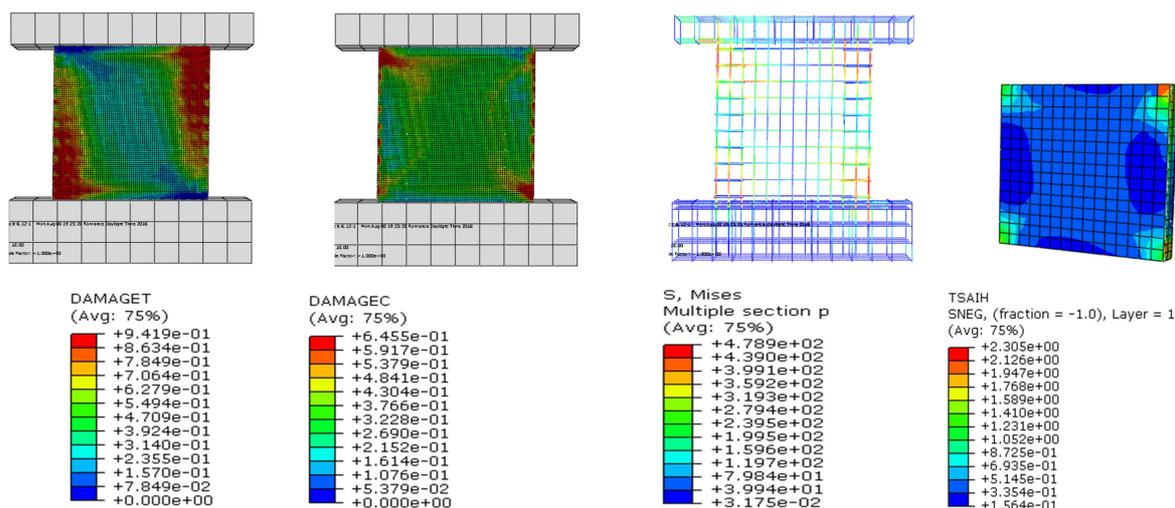


Figure 5.34. Comportement du modèle renforcé (MRC45° -1)

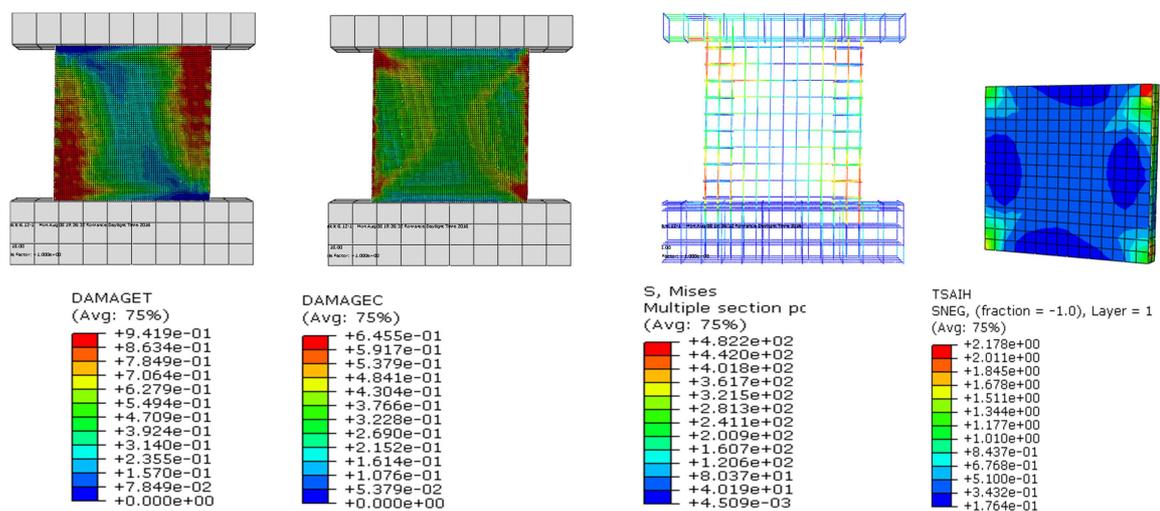


Figure 5.35. Comportement du modèle renforcé (MRC45° -1.5)

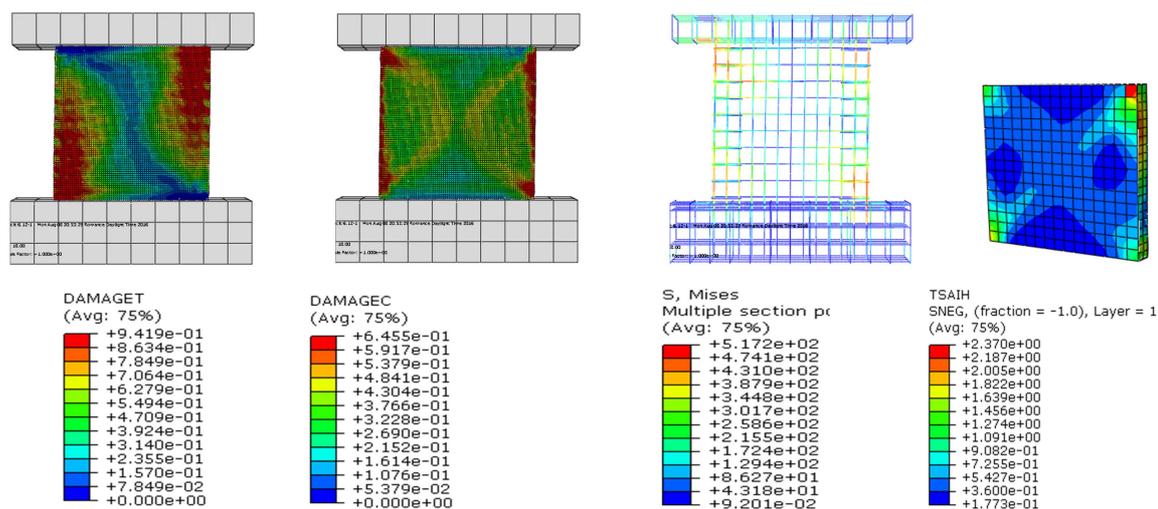


Figure 5.36. Comportement du modèle renforcé (MRC45° -2)

5.3.2.3. Influence du composite sur des voiles de résistance mécanique de béton variable (modèle MRC(45°-0.5-r))

La figure 5.37 représente une superposition des courbes force-déplacement dans le cas de configuration de cisaillement, du modèle initial de Lefas (MCC) avec les quatre modèles renforcés extérieurement avec le même composite, mais dont le béton les caractérisant est de résistances différentes pour jauger l'influence de la qualité de ce matériau. Il est utile de rappeler à ce stade que la résistance du béton du modèle de Lefas étant de 42[MPa].

Quatre (04) modèles de résistance mécanique 20[MPa], 30[MPa], 42[MPa] et 50[MPa] respectivement sont testés. La capacité ultime varie proportionnellement à la caractéristique mécanique du béton. Ainsi, le modèle MRC45°-0.5- B50 émerge comme le plus performant.

Le modèle MRC45°-0.5- B20 présentant une résistance mécanique du béton relativement faible (20[MPa]), offre une meilleure capacité ultime que le voile initial de Lefas (modèle MCC) dont la résistance du béton est de 42[MPa]. En d'autres termes, nous pouvons dire qu'un voile avec un béton dégradé mais renforcé avec un composite de 0.5[mm] d'épaisseur sera plus performant dans notre cas qu'un voile sain dont la résistance mécanique est deux fois plus grande.

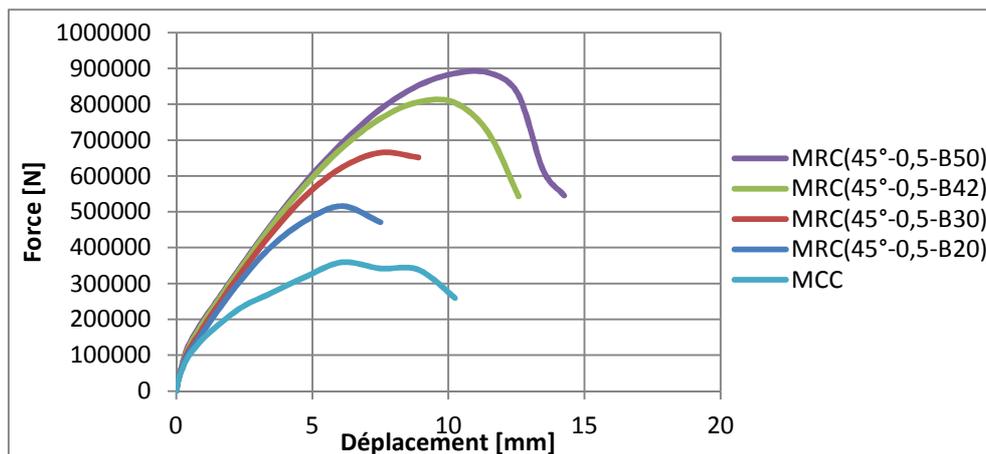


Figure 5.37. Modèles MCC et MRC45°-0.5-r : Courbes force déplacement cisaillement (variation de la résistance du béton)

Le tableau 5.11 donne une évaluation chiffrée relative à l'apport du composite de 0.5[mm] sur le comportement global du voile dont la variable est la résistance mécanique du béton. Le gain de charge varie de 44% à 147% pour des résistances de béton allant de 20[MPa] à 50[MPa]. La performance du modèle MRC45°-0.5-B20 (résistance mécanique du béton de 20[MPa]) décrite au paragraphe précédent est estimée en terme de gain de charge à 44% par rapport au modèle de Lefas (Modèle MCC), dont la caractéristique mécanique du béton est de 42[MPa]. Cette amélioration confirme le choix du renfort par des matériaux composites. Le modèle MRC45°-0.5- B50 illustrant le meilleur comportement atteint une charge ultime de l'ordre de 888[KN] (équivalent à un gain de 147%) correspondant à un déplacement d'environ 12 [mm].

Modèle	Charge ultime [KN]	Déplacement correspondant [mm]	Gain de charge/ modèle classique (MCC) (%)
MCC	359.351	6.1	/
MRC45°-0.5-B20	515.875	6.1	43,6
MRC45°-0.5- B30	665.053	7.5	85,1
MRC45°-0.5- B42	806.302	8.9	124,4
MRC45°-0.5- B50	887.775	11.5	147,0

Tableau 5.11 Résultats relatifs à la variation de la résistance du béton à la compression.

Le même constat que pour le modèle combiné est observé, en ce sens que les fissures diagonales occasionnées pour le modèle MCC (figure 5.27) ont disparu avec l'apport du composite. Globalement, le comportement du voile a changé (figures 5.38 à 5.40) ; l'endommagement principal est localisé aux quatre coins de l'âme du voile. Ce constat est matérialisé sur les schémas relatifs à l'état de contraintes dans les armatures et au critère de Tsai Hill. L'ajout du composite, en plus de l'augmentation de la capacité ultime de l'élément considéré, influence considérablement la nature du comportement de celui-ci.

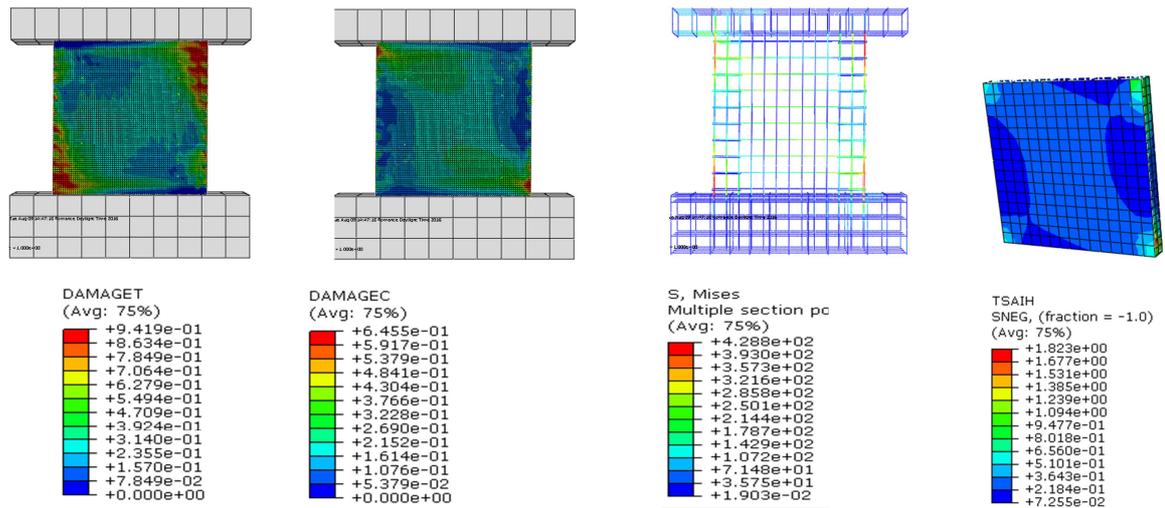


Figure 5.38. Comportement du modèle renforcé (MRC45°-0.5-B20).

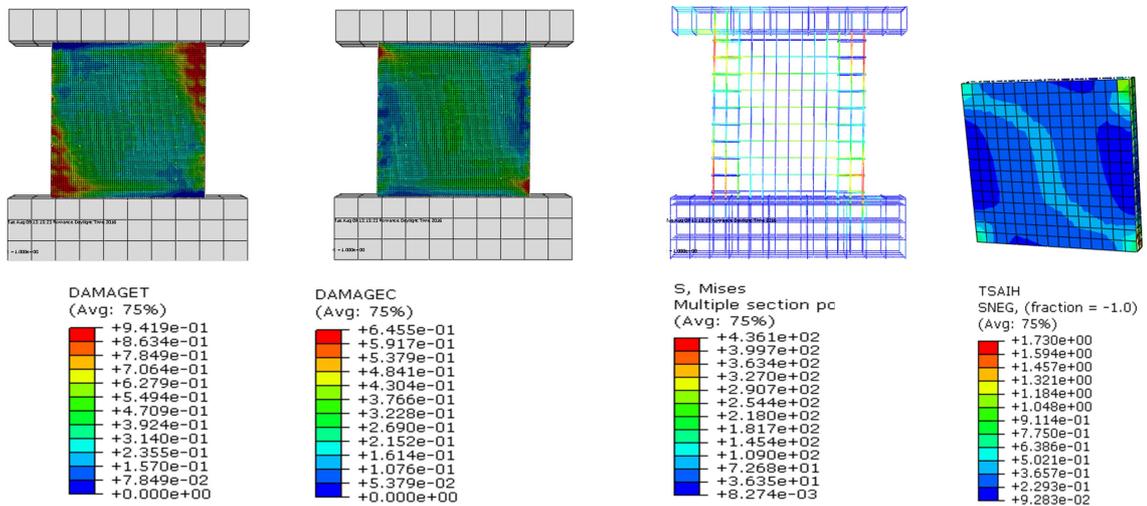


Figure 5.39. Comportement du modèle renforcé (MRC45°-0.5-B30).

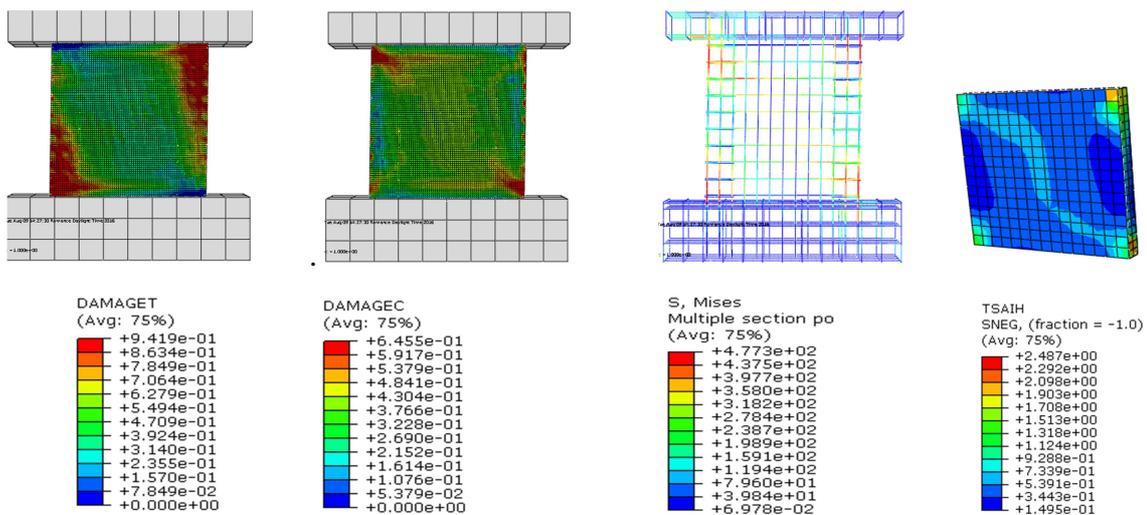


Figure 5.40. Comportement du modèle renforcé (MRC45°-0.5-B50).

5.3.2.4. Disposition optimale et économique du composite : Cas cisaillement

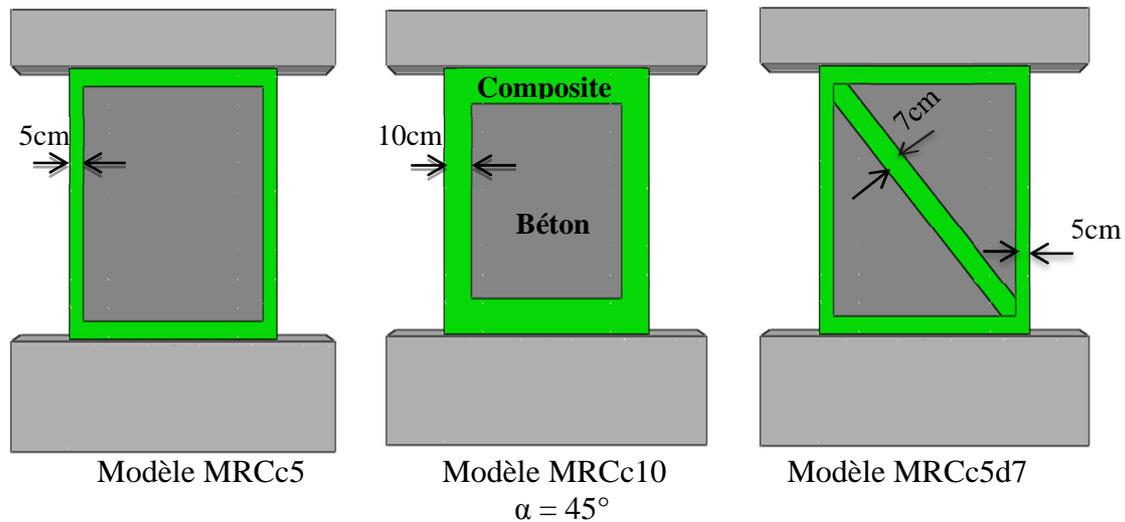


Figure 5.41. Dispositions référentielles du composite sur l'âme du voile : cas de cisaillement.

Le même concept de réduction de la quantité de composite (voir section 5.3.1.4) est adopté. Toutefois, les fibres d'épaisseur 0.5[mm] sont orientées suivant un angle de 45° pour les trois modèles considérés (figure 5.41).

Le modèle MRCc5d7 (renforcement avec un cadre de 5[cm] de largeur et une diagonale de 7[cm]) s'affirme comme le plus performant (figure 5.42). Sa charge ultime atteint les 439 [KN] pour un déplacement de l'ordre de 9[mm], soit une amélioration de plus de 22% par rapport au modèle classique (tableau 5.12). Le renfort suivant la diagonale est prépondérant. Il est à noter que, le renfort avec un cadre de 5[cm] est sans signification (apport de 1.4%).

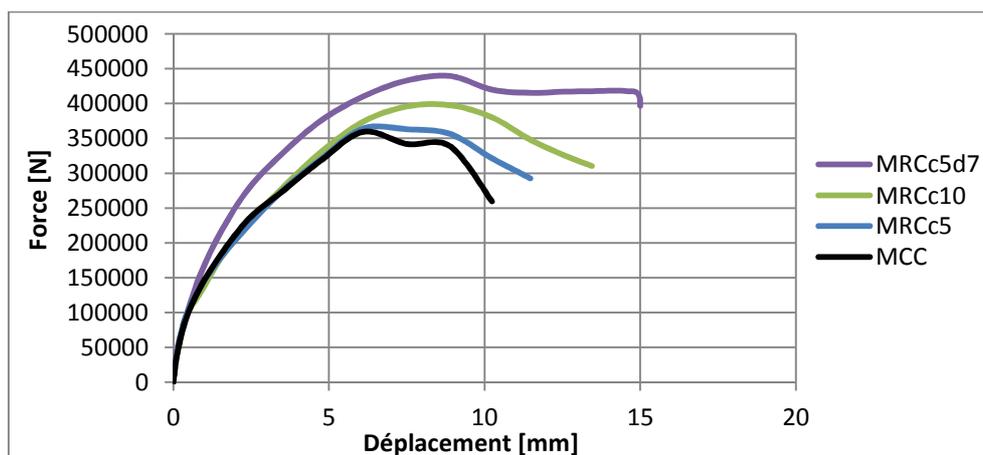


Figure 5.42. Superposition des courbes force-déplacement relatives aux modèles de cisaillement.

Modèle	Charge ultime [KN]	Déplacement correspondant [mm]	Gain de charge/ au modèle classique (MCC) (%)
MCC	359.351	6.1	/
MRCc5	364.250	6.1	1.4
MRCc10	397.553	8.9	10.6
MRCc5d7	439.403	8.9	22.3

Tableau 5.12 Résultats relatifs aux modèles renforcés avec un matériau composite en forme de cadre et en diagonale (conception de cisaillement).

Les figures 5.43 et 5.44 illustrent l'inefficacité du renforcement en composite sous forme de cadre dans le cas de configuration de cisaillement. L'analyse des dommages occasionnés révèle que, le renfort avec un cadre de 5[cm] n'apporte aucune contribution (figure 5.43). Sa localisation ainsi que ses dimensions ne sont pas judicieuses. En effet, l'endommagement est localisé dans la zone centrale du voile alors que le critère de Tsai hill n'est pas atteint (le composite n'a pas subi de rupture). Par contre, l'ajout d'une diagonale a permis de mieux véhiculer les efforts sur les différentes constituantes de l'élément (figure 5.45).

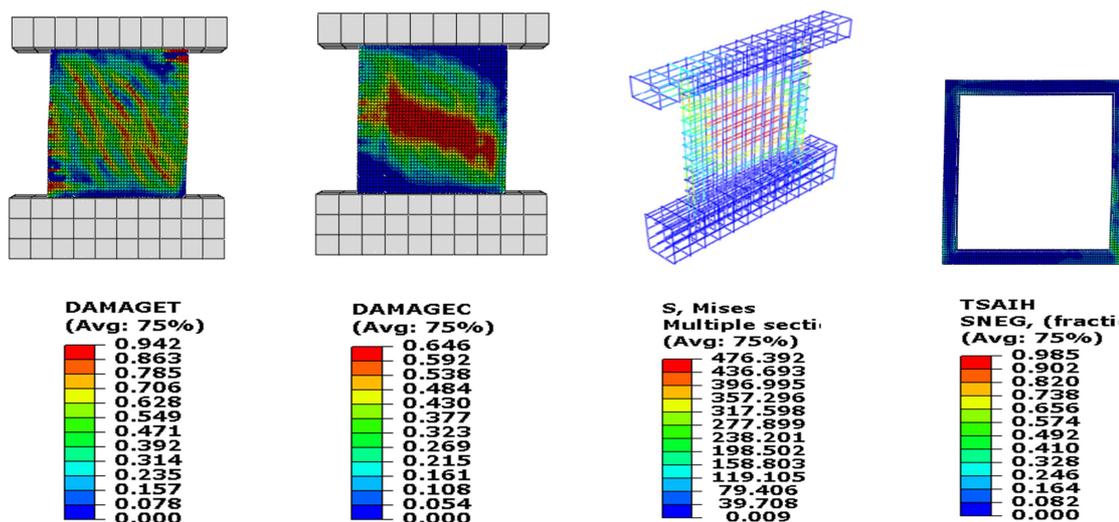


Figure 5.43. comportement du modèle MRCc5.

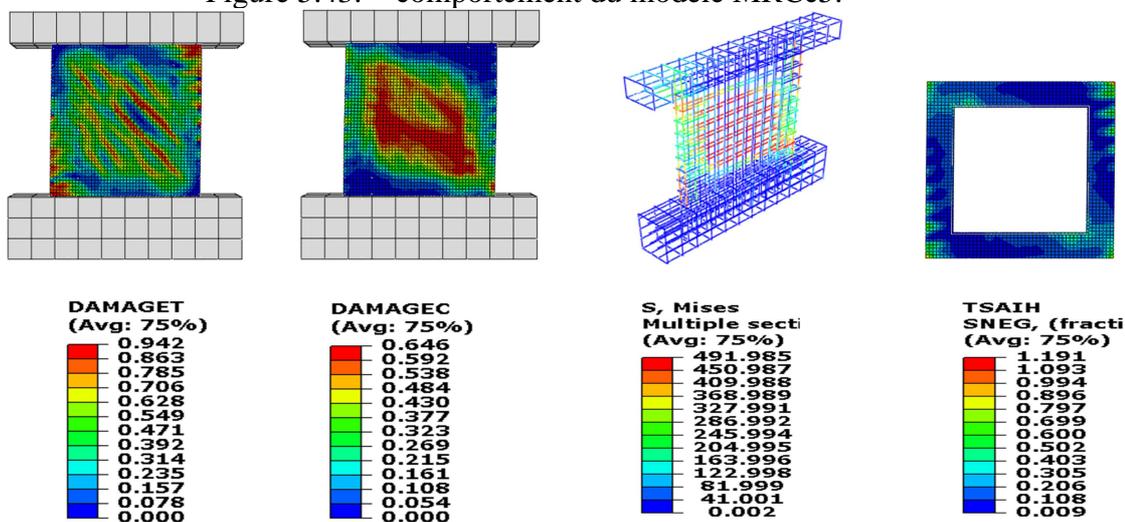


Figure 5.44. Comportement du modèle MRCc10.

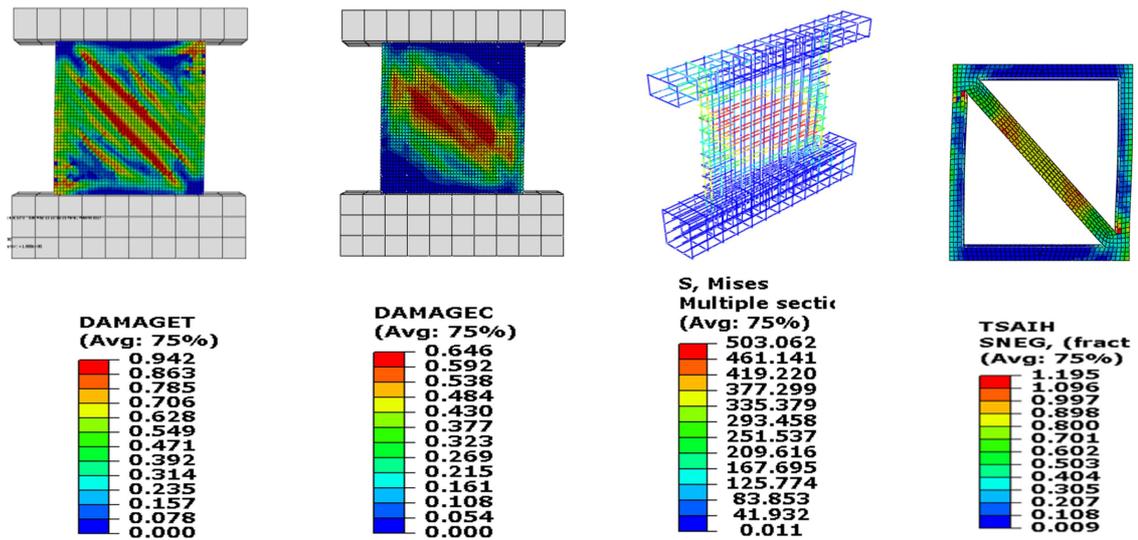


Figure 5.45. Comportement du modèle MRCC5d7.

5.3.2.5. Conclusions relatives au modèle de cisaillement

- L'apport du composite (modèle $MRC\alpha$) est estimé entre 30 et 124% en gain de charge, ce qui est nettement plus important comparativement au modèle combiné.
- Le modèle $MRC45^\circ$ confirme l'orientation optimale des fibres dans la reprise efficace des efforts véhiculés suivant les diagonales de l'élément. Sa capacité ultime étant de 806.301 [KN], correspondant à un déplacement de l'ordre de 9 [mm].
- Globalement, les dommages suivant les diagonales relevés sur le modèle classique sont maîtrisés avec le renfort en composite (modèle $MRC\alpha$).
- Les efforts sont distribués adéquatement sur les différents constituants du voile. Une réduction des contraintes dans les armatures est observée. Le composite a cédé localement à des endroits différents, conséquemment à l'orientation des fibres.
- Le modèle $MRC45^\circ$ -e conçu pour un comportement en cisaillement ne présente pas de palier plastique ; par contre sa capacité ultime atteint des valeurs très élevées. Le modèle avec un renforcement de 2 [mm] d'épaisseur atteint une charge ultime de 1292.35 [KN], soit un gain de charge de l'ordre de 260%.
- Les dommages sont localisés sur le pourtour de l'âme du voile, et principalement aux quatre coins (modèle $MRC45^\circ$ -e) ; ni les armatures, ni le composite ne sont suffisamment sollicités dans la partie centrale du voile.
- La capacité ultime du modèle $MRC45^\circ$ -0.5-r croît proportionnellement à l'épaisseur du composite ; atteignant les 887.775 [KN] (correspondant à un

déplacement de 11.5 [mm]) pour le modèle MRC45°-0.5-B50, soit un gain de charge de 147%.

- Le modèle MRC45°-0.5-B20 supporte une charge ultime dépassant celle du voile de Lefas (modèle MMC). En d'autres termes, un voile dont le béton peut être considéré de mauvaise qualité (résistance de 20 [MPa]), mais renforcé avec un composite en fibres de carbone de 0.5 [mm] d'épaisseur, est plus performant qu'un voile sain dont la caractéristique mécanique est deux fois plus grande (résistance de 42 [MPa]).
- Les fissures diagonales ont disparus avec l'incorporation du composite (modèle MRC45°-0.5-r). l'endommagement, ainsi que les contraintes sont plus importantes aux quatre coins de l'âme du voile.
- L'utilisation rationnelle du composite révèle que le renforcement par un cadre (modèles MRCc5 et MRCc10) n'apporte pas un changement qualitatif. La zone d'endommagement du modèle classique étant la partie centrale du voile. L'effet du composite n'est pas prépondérant, d'ailleurs le critère de Tsai Hill n'est même pas atteint pour le modèle renforcé avec une bande de 5 [cm] de largeur.
- Le modèle MRCc5d7 s'affirme comme le plus performant ; sa capacité atteint les 439.403 [KN] (gain de charge supérieur à 22%), pour un déplacement équivalent à 9[mm]. L'ajout de la diagonale de renforcement a permis de mieux redistribuer les efforts sur les différentes composantes du voile.

5.4. Renforcement de portique en béton armé

Dans cette partie on s'intéresse au renforcement du portique en béton armé de vecchio (validé au chapitre III) à l'aide d'un matériau composite décrit dans la section 5.2 de ce chapitre. Le portique de vecchio a déjà fait l'objet de travaux réalisés par Boukais , Nekomouche et Cherifi ([Cherifi L., Boukais S., et al 2014], [Nekomouche A., Boukais S., et al 2014], [Nekomouche A., Boukais S., et al 2015]), relatifs au comportement et à la performance de cette structure. L'approche présentée ici concerne l'orientation optimale des fibres du composite, l'influence de son épaisseur, la recherche d'une disposition économique par rapport à l'objectif assigné, et l'influence du composite sur le comportement global du portique en tenant compte de la variation de la caractéristique mécanique du béton (variation de la résistance à la compression du béton).

Modèle	Identification
MRT α	Modèle Renforcé Totalement (les fibres sont orientées d'un angle α)
MRzn	Modèle Renforcé en zones nodales
MRrpa	Modèle Renforcé dans les zones nodales, telles que définies par le RPA
MRr	Modèle de résistance mécanique variable, Renforcé avec un composite de 0.5 [mm] d'épaisseur.
MRrpa_e	Modèle Renforcé dans les zones nodales (RPA), avec un composite d'épaisseur e variable.

Tableau 5.13 Identification des modèles (portiques) utilisés.

5.4.1. Orientation optimale des fibres du composite.

L'approche consiste à renforcer le portique dans sa globalité (modèle MRT α) par un collage de composite (fibres de carbone) de 0.5 [mm] d'épaisseur, dont la disposition des fibres est conçue de telle sorte à limiter la propagation des dommages. L'inclinaison de la direction des fibres d'un angle α sur les faces latérales des poutres et des nœuds permet de rechercher une disposition favorable pour un comportement mécanique plus adéquat du portique. Au niveau des poteaux elles sont suivant la verticale (90° par rapport à l'horizontal) comme illustré sur la figure 5.46.

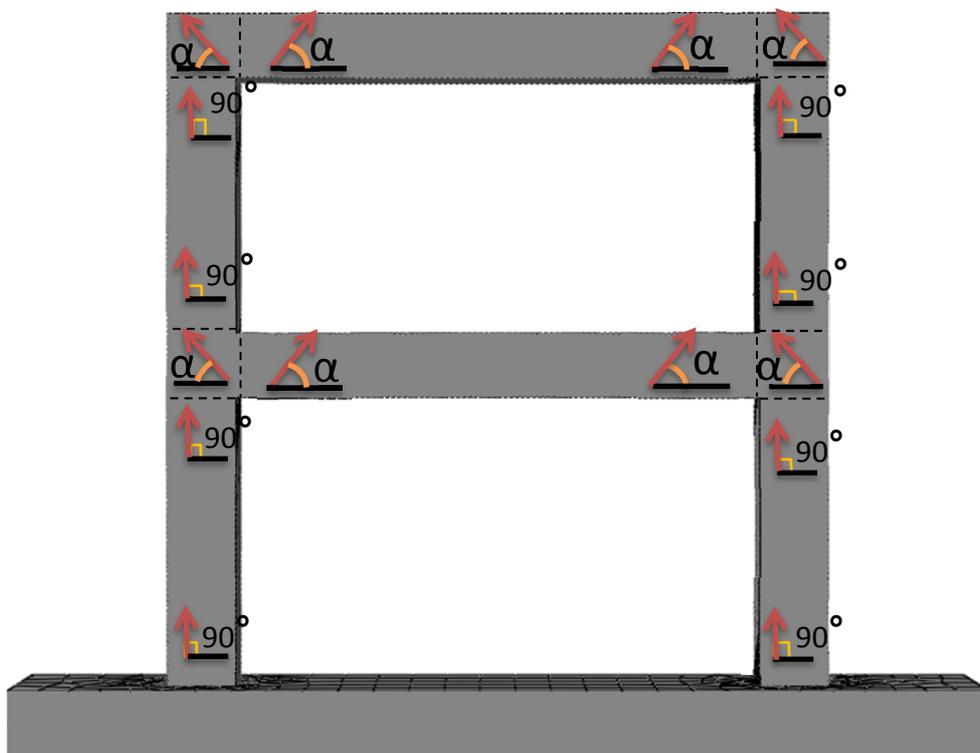


Figure 5.46. Schématisation de la localisation et de l'orientation des fibres dans le portique.

L'orientation des fibres, retenue dans les faces latérales des poutres par rapport à l'horizontale, est de : 0° , 30° , 45° , 60° et 90° . Celle relative aux nœuds, est de : 0° , -30° , -45° , -60° et -90° suivant cette même direction. Il est à noter que les fibres sur les faces supérieure et inférieure des poutres, sont dirigées longitudinalement.

La figure 5.47, représente les courbes force-déplacement obtenues pour les différents angles d'orientation des fibres du composite. On distingue un fuseau de courbes (caractérisant les modèles renforcés) distinct de la courbe de référence du modèle classique (MC), montrant que le collage du composite sur toute la surface du portique améliore son comportement global. Indépendamment de l'orientation des fibres, le composite de 0.5 [mm] d'épaisseur agit positivement et d'une manière significative sur le comportement global du portique considéré (figure 5.47).

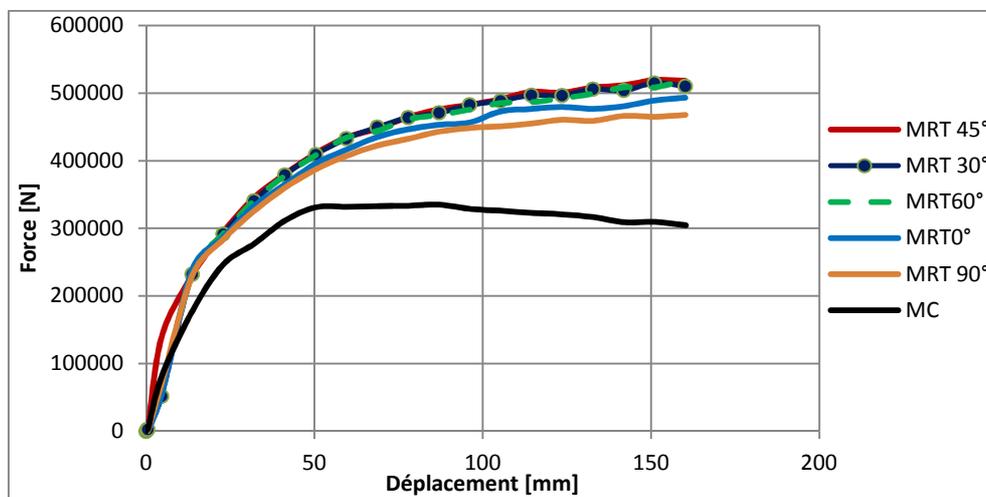


Figure 5.47. Modèles MC et MRT α : Superposition des courbes force-déplacement (influence du composite et de l'orientation des fibres d'un angle α sur le comportement global).

Les charges ultimes, leurs déplacements correspondants, ainsi que leurs gains de charge par rapport au modèle classique sont représentés dans le tableau 5.14. L'orientation standard des fibres à 0° (correspondant à une disposition horizontale des fibres) permet d'atteindre une charge ultime de 493.008 [KN]. Le gain de charge estimé à 47% par rapport au modèle classique, illustre l'importance du renforcement des structures de génie civil par des matériaux composites.

L'orientation des fibres est moins prépondérante, en effet, le gain de charge pour les modèles renforcés MRT α , varie de 39% (MRT 90°) à 55% (MRT 45°)

Qualitativement, le modèle MRT 45° émerge comme étant le plus performant en regard au portique considéré. La charge ultime atteint les 519.181 [KN], correspondant à un

déplacement de 151[mm]. Le gain de charge avoisine les 55%. Il est à noter que le modèle MRT60° et MRT30° avoisinent les mêmes performances ultimes (voir tableau 5.14).

Modèle	Charge ultime [KN]	Déplacement correspondant [mm]	Gain de charge/ au modèle classique (MCF) en (%)
MC	334.994	87.1	/
MRT 0°	493.008	160.2	47.2
MRT 30°	514.900	151.0	53.7
MRT 45°	519.181	151.0	55.0
MRT 60°	519.060	160.2	54.9
MRT 90°	467.790	160.2	39.6

Tableau 5.14 Modèles MC et MRTα : Récapitulatif des résultats relatifs à l'influence du composite et de l'orientation des fibres sur la capacité ultime du voile.

Les dommages en traction et en compression sont plus conséquents pour le modèle MRT 0° (figures 5.48 à 5.52), bien que les charges ultimes correspondantes aux autres modèles soient plus élevées. A égalité de charge, les dommages subis par les autres modèles (MRT 30°, MRT 45°, MRT 60°, MRT 90°) sont négligeables et le critère de Tsai Hill n'est pas atteint (inférieur à 1), ce qui dénote qu'à ce niveau de charge le composite ne subit pas de rupture.

Le modèle MRT 0° présente des résultats similaires à ceux du portique de Vecchio, dans le sens où les aciers des poteaux et des poutres sont plastifiés aux extrémités de chacun des éléments cités ci-dessus. Par contre, les contraintes extrémales sollicitant les armatures des autres modèles sont localisées uniquement au niveau des poutres.

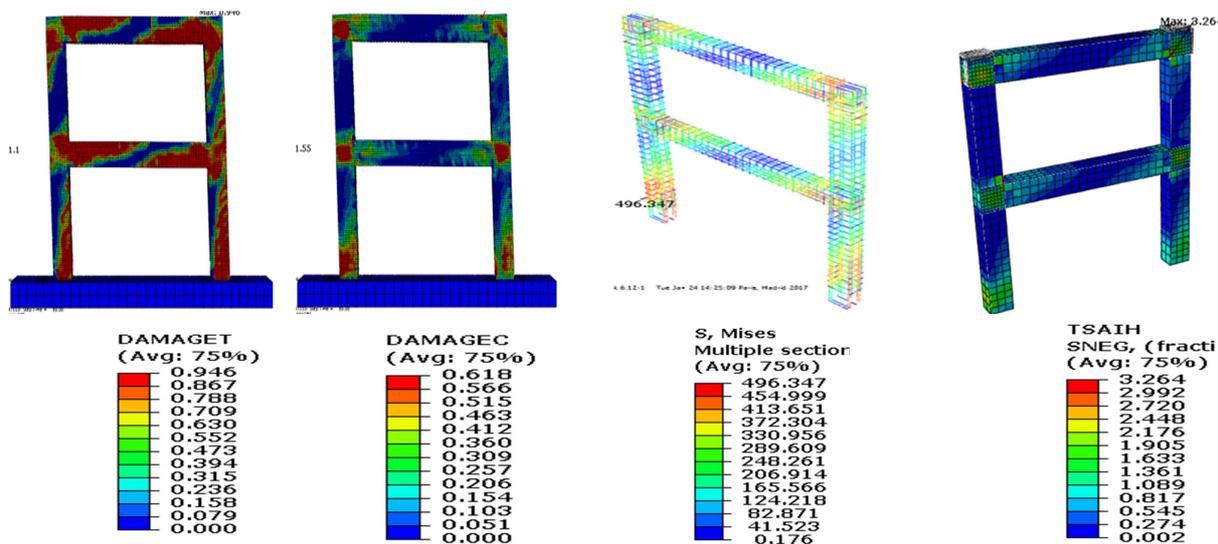


Figure 5.48. Résultats globaux relatifs au modèle MRT 0° (correspondants à la charge ultime).

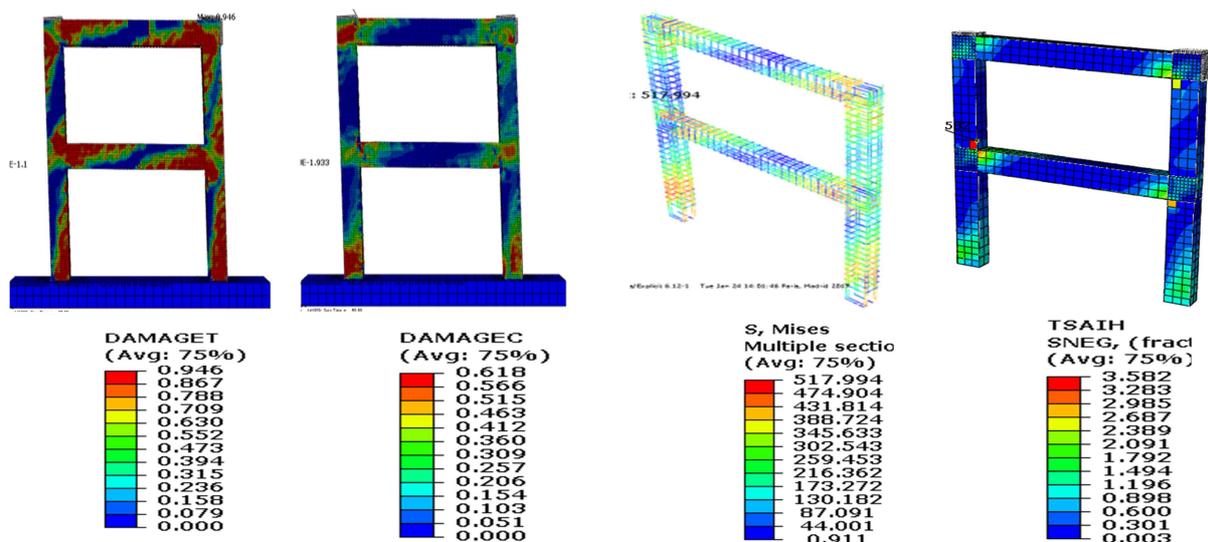


Figure 5.49. Résultats globaux relatifs au modèle MRT 30° (correspondants à la charge ultime).

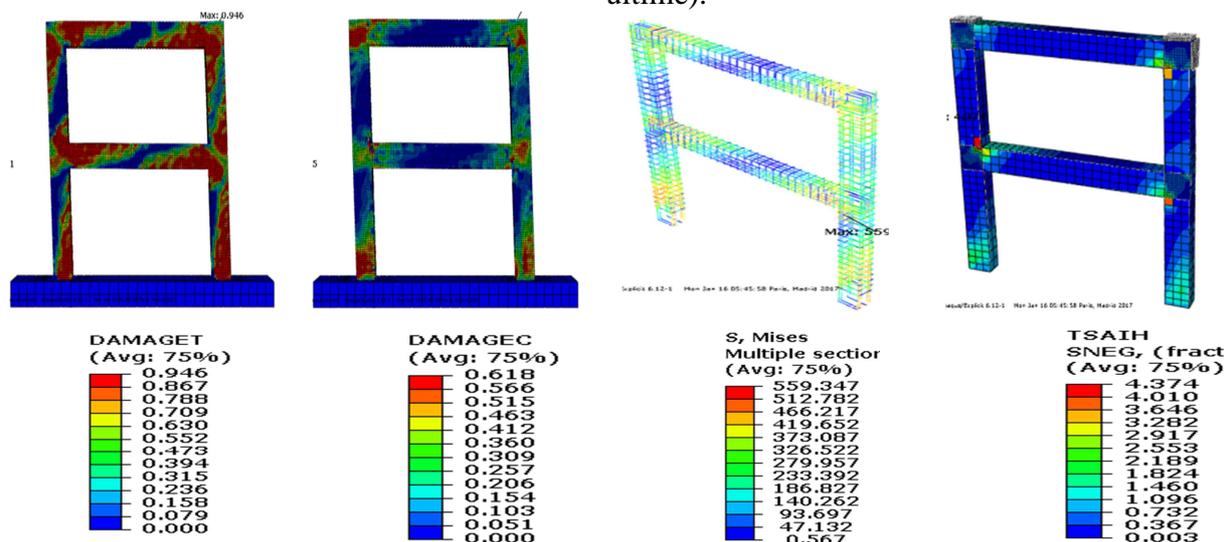


Figure 5.50. Résultats globaux relatifs au modèle MRT 45° (correspondants à la charge ultime).

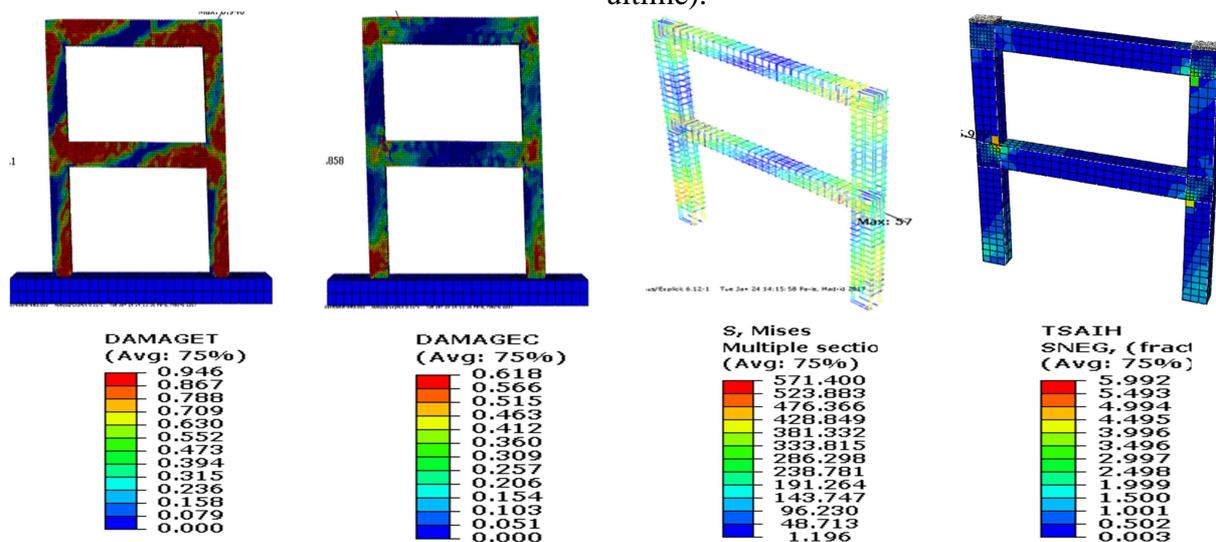


Figure 5.51. Résultats globaux relatifs au modèle MRT 60° (correspondants à la charge ultime).

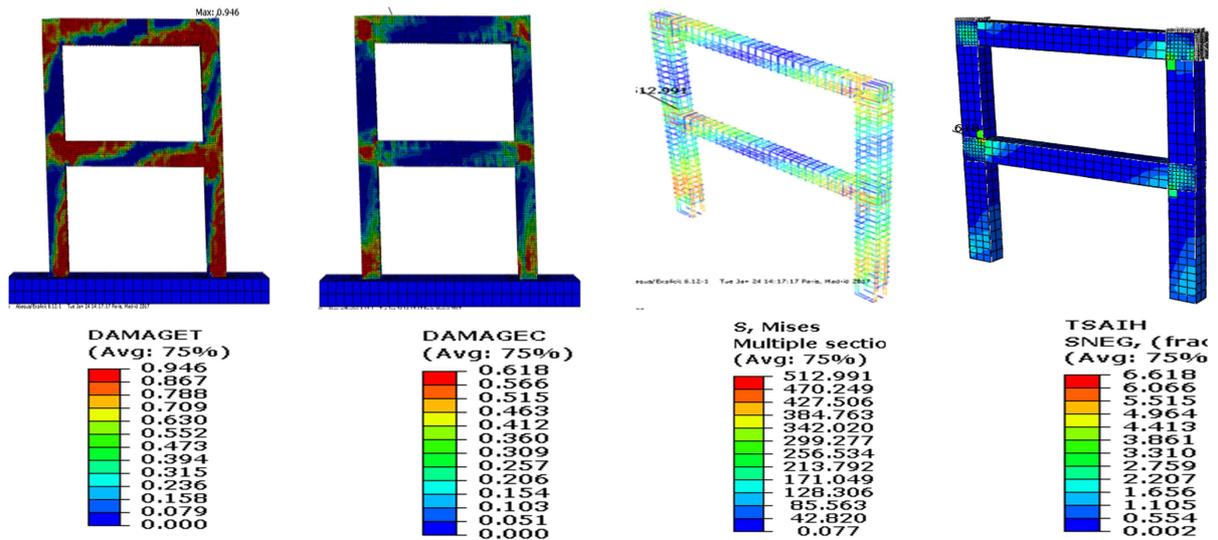


Figure 5.52. Résultats globaux relatifs au modèle MRT 90° (correspondants à la charge ultime).

5.4.2. Cas de renforcement des zones nodales

L'examen des différents cas d'études révèle que les zones nodales sont les plus sollicitées, et que par conséquent, les parties médianes des poutres et des poteaux ne nécessitent pas un éventuel renforcement. Le renforcement uniquement de la zone nodale s'inscrit dans cet objectif.

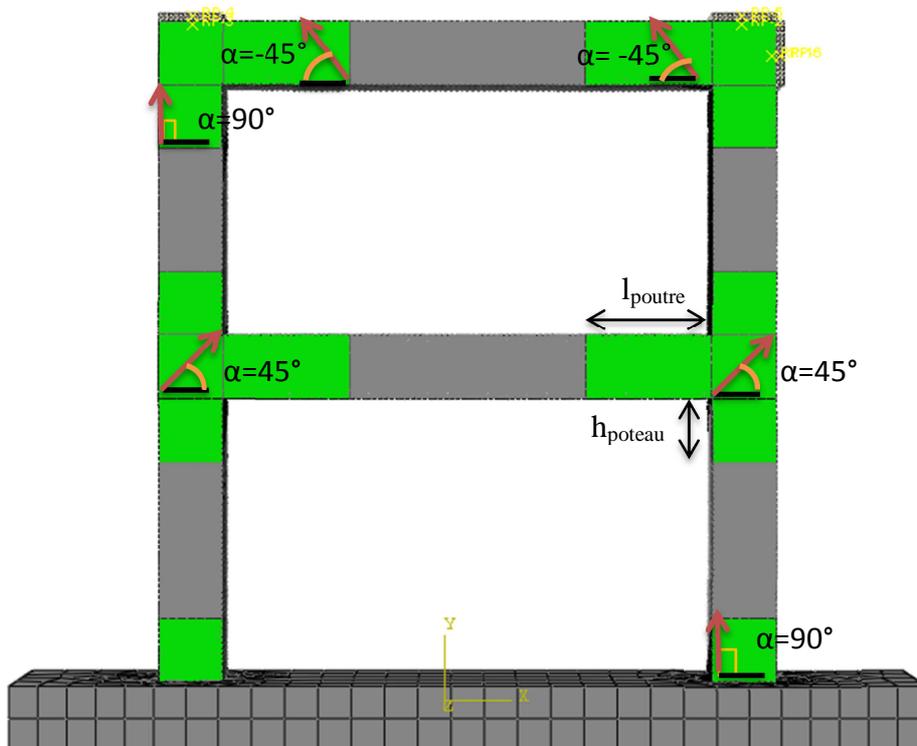


Figure 5.53. Schématisation type de modèle de renforcement de la zone nodale.

Modèle	Longueur de poutre l_{poutre} [cm]	Hauteur de poteau h_{poteau} [cm]
MRzn1	100	50
MRzn2	80	40
MRrpa	80	60

Tableau 5.15 Longueurs (poutre) et hauteurs (poteau) caractérisant la zone de renforcement

Trois configurations sont retenues parmi les différentes variantes élaborées, dont l'une tient compte des prescriptions du RPA. La disposition des fibres étant maintenue constante dans les trois modèles (MRzn1, MRzn2 et MRrpa). La différence se situe dans la longueur de l'élément à renforcer (figure 5.53, et tableau 5.15).

On relève d'après la figure 5.54 que le composite participe activement à partir d'un chargement faible avoisinant les 75 [kN], confirmant la localisation des zones d'endommagement du portique de vecchio, ainsi que la nécessité de renforcement. La contribution du composite est plus accentuée à partir d'une charge d'environ 330 [kN], correspondant au palier plastique du modèle classique (MC). Du point de vue de capacité, le modèle MRrpa_0.5 présente une valeur maximale de 453,272 [kN] ; De plus, cette courbe apparaît plus homogène, au regard des fluctuations relevées sur celle de MRzn1.

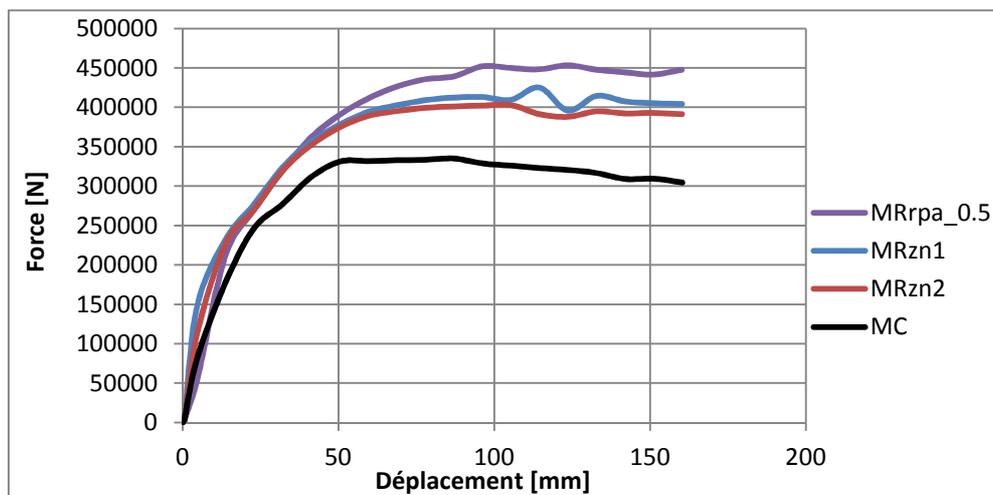


Figure 5.54. Courbes force- déplacement (Cas de renforcement des zones nodales)

La comparaison chiffrée (tableau 5.16), confirme l'apport du composite par un gain de charge variant de 20 à 35% pour les conceptions considérées. Le modèle MRrpa_0.5 présente une capacité plus importante (de l'ordre de [453 kN], correspondant à un déplacement de 124 [mm] représentant la valeur maximale). On note un gain de charge de plus de 35% par rapport au modèle classique (MC). De plus, la variation relative par rapport au modèle MRzn1 est de l'ordre de 7%.

Modèle	Charge ultime [KN]	Dépl. Corresp. [mm]	Gain de charge/MC, (%)
MC	334.994	87,1	/
MRzn2	402.833	105.4	20,25
MRzn1	425.083	114.5	26.89
MRrpa_0.5	453.272	123.6	35.31

Tableau 5.16 Evaluation chiffrée relative au renforcement en zone nodale du portique.

Le niveau, ainsi que, la localisation des dommages relevés sur les modèles MRzn1, MRzn2 et MRrpa_0.5 (figures 5.55 à 5.57) sont très proches, occasionnés par des charges ultimes différentes. Le même phénomène est observé dans la propagation des dommages localisés du composite et des pics de contraintes développés dans les armatures. Il faut relever aussi que les dommages à la base des poteaux sont plus importants, comparativement à ceux des autres nœuds du portique. Un comparatif avec le modèle MRT45° (portique renforcé globalement avec des fibres orientées de 45° par rapport à l'horizontale), confirme l'utilité de cette réduction de matière de renforcement. En effet, la réduction relative de la quantité de composite utilisé est estimée approximativement entre 35% et 46% pour les modèles renforcés uniquement dans la zone nodale, ce qui est significatif car celle des charges ultimes correspondantes n'est située que dans une fourchette comprise entre 13% et 22%, respectivement. Ainsi, le modèle MRrpa_0.5, avec une réduction de matière en composite de 34.65%, supporte une charge ultime de 453.272 [KN], soit une réduction relative de 12.7% uniquement (la charge ultime du modèle MRT45° étant de 519.181 [KN]). Cette étude illustre aussi que la disposition du renfort en composite est essentielle, en ce sens que même à quantité égale, l'expertise doit définir l'emplacement adéquat du renfort par rapport aux dommages relatifs de la structure considérée. Les modèles MRzn1 et MRrpa_0.5 sont conçus avec une quantité égale de composite (soit une réduction de 34.65% par rapport au modèle MRT45°), mais disposée différemment ($l_p=1[m]$ et $h_p=0.5[m]$ pour MRzn1, $l_p=0.8[m]$ et $h_p=0.6[m]$ pour MRrpa_0.5). Le gain en charge ultime est de l'ordre des 7%. Localement, le composite utilisé pour le renforcement, présente des dommages localisés dans tous les modèles pour les charges ultimes respectives, comme illustré par l'atteinte du critère de Tsai Hill.

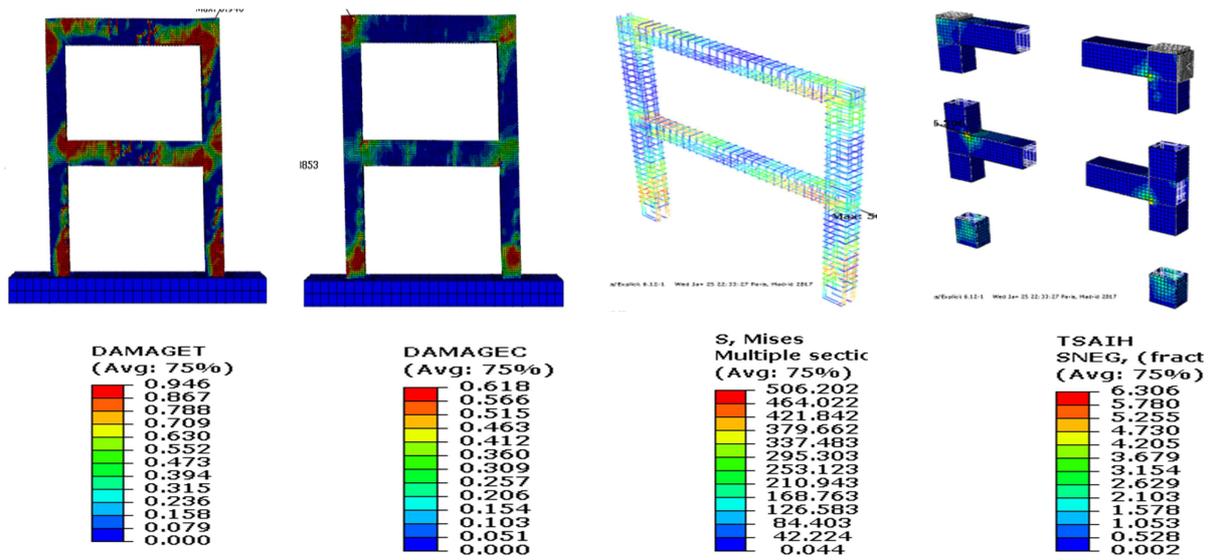


Figure 5.55. Résultats globaux relatifs au modèle MRzn1 (correspondants à la charge ultime).

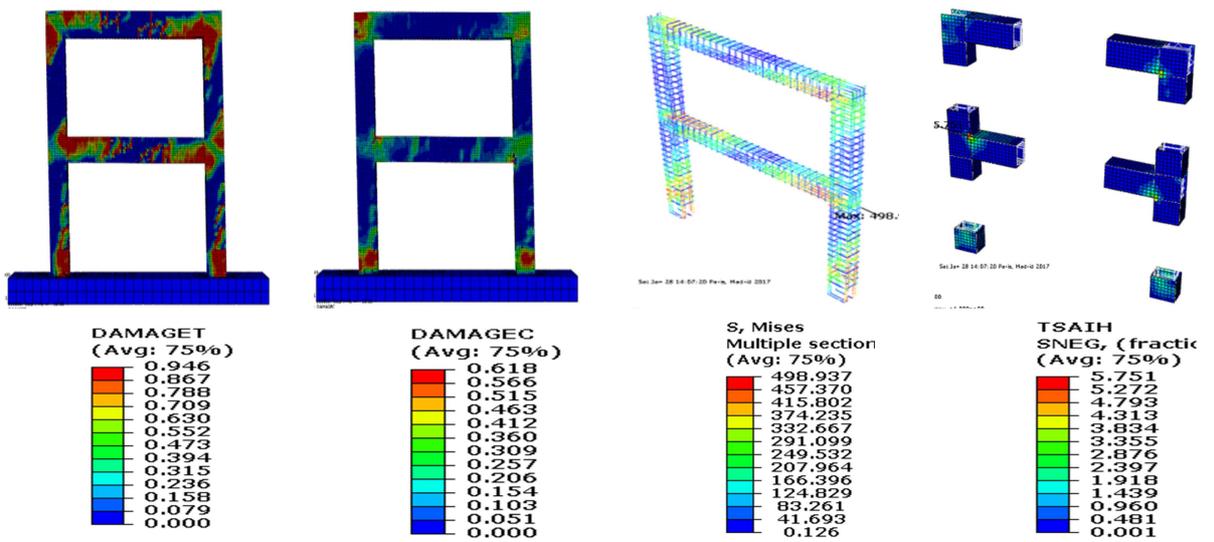


Figure 5.56. Résultats globaux relatifs au modèle MRzn2 (correspondants à la charge ultime).

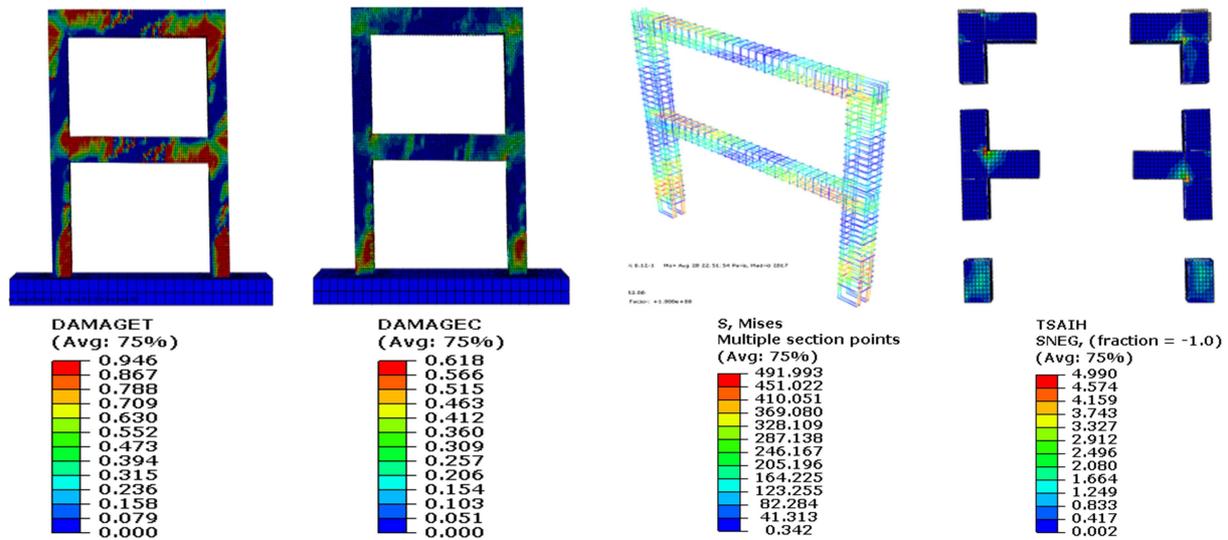


Figure 5.57. Résultats globaux relatifs au modèle MRrpa_0.5 (correspondants à la charge ultime).

5.4.3. Etude de l'influence de l'épaisseur du composite (Modèle MRrpa_e)

L'étude de l'influence de l'épaisseur du composite est menée en tenant compte des recommandations de la réglementation parasismique Algérienne (RPA2003). Le modèle MRrpa_e étant pris comme référence. L'épaisseur du composite varie de 0.5 à 2 [mm] avec un pas de 0.5 [mm] ; au total, cinq(05) configurations relatives à l'épaisseur du composite étant choisies. L'angle de 45° est maintenu.

Le comportement global caractérisé par les courbes force-déplacement montre que l'accroissement de la capacité de charge proportionnellement à l'épaisseur du composite (figure 5.58) tend à converger. Effet, celle-ci se stabilise vers les 501 [KN], mais la nature du comportement change progressivement et tend à devenir fragile. Le palier plastique se raccourci avec l'augmentation de l'épaisseur du composite. Cette évolution est beaucoup plus accentuée particulièrement pour les épaisseurs de 1.5 et 2 [mm], où les déplacements correspondants aux charges ultimes sont de 114.4 et 87.00 [mm] pour les modèles MRrpa_1.5 et MRrpa_2 respectivement. L'augmentation de l'épaisseur du composite a rigidifié les extrémités des poutres, engendrant une déformée en ligne brisée (figure 5.59).

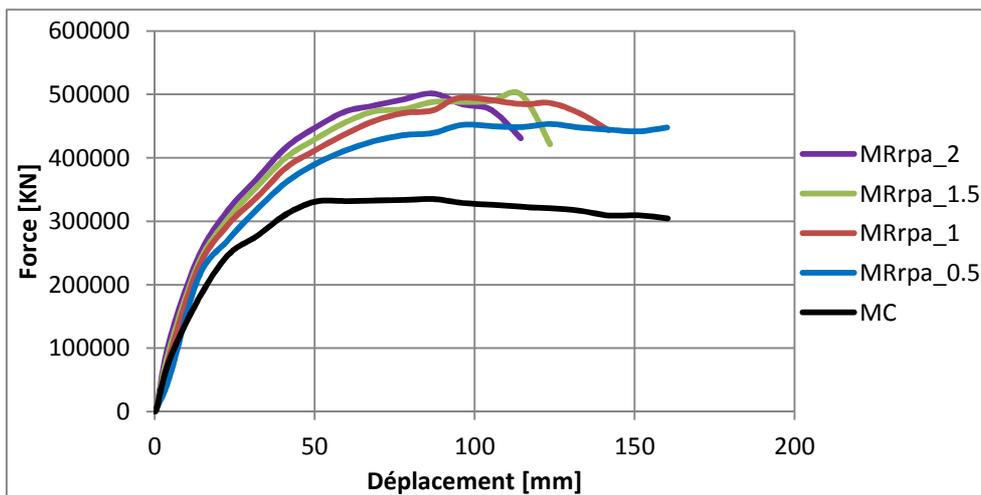


Figure 5.58. Courbes force-déplacement (variation de l'épaisseur du composite dans le modèle MRrpa_e).

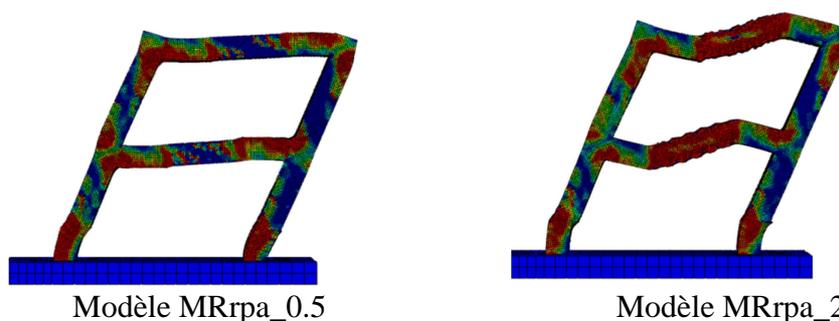


Figure 5.59. Evolution de la déformée du portique de vécchio, renforcé dans les zones nodales par un composite de 0.5 et 2 [mm].

Le modèle MRrpa_1.5 présente un meilleur compromis (tableau 5.17), bien qu'en termes de capacité (500.146 [kN]), celui renforcé avec une épaisseur de 2 [mm] présente une charge ultime légèrement supérieure (501.299 [kN]). Mais du point de vue déplacement, le modèle MRrpa_1.5 dispose d'un palier plastique plus important (déplacement ultime de 114.4 [mm]). Le gain de charge étant estimé à plus de 49% par rapport au modèle classique. Il est à noter que l'épaisseur à choisir pour un cas donné, dépend des objectifs à atteindre, à savoir la restauration (restitution des caractéristiques) ou bien renforcement (évolution des caractéristiques).

Modèle	Charge ultime [kN]	Dépl. Corresp. [mm]	Gain de charge/MC, (%)
MC	334.994	87,1	/
MRrpa_0.5	453.272	123.6	35.31
MRrpa_1	494.761	96.1	47.69
MRrpa_1.5	500.146	114.4	49.30
MRrpa_2	501.299	87.0	49.64

Tableau 5.17 Modèles MC et MRrpa_e : Influence de l'épaisseur du composite sur le comportement global du portique.

Les résultats globaux (figures 5.60 à 5.63) montrent que les dommages en traction et compression sont plus accentués dans la zone médiane des poutres au fur et à mesure que l'épaisseur du composite est augmentée. Le renfort accroît la rigidité des extrémités des poutres, et du coup, les dommages sont transférés vers la partie centrale de ces éléments, où les contraintes dans les armatures augmentent. Le composite a cédé localement à la jonction poutre-poteau pour les charges ultimes correspondantes.

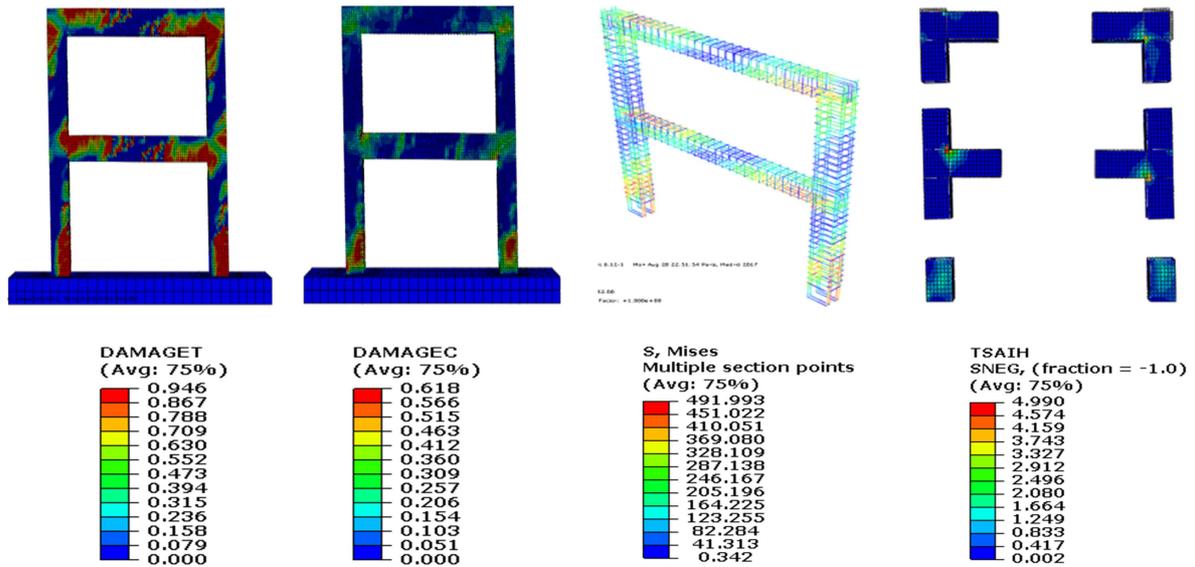


Figure 5.60. Résultats globaux relatifs au modèle MRrpa_0.5 (correspondants à la charge ultime).

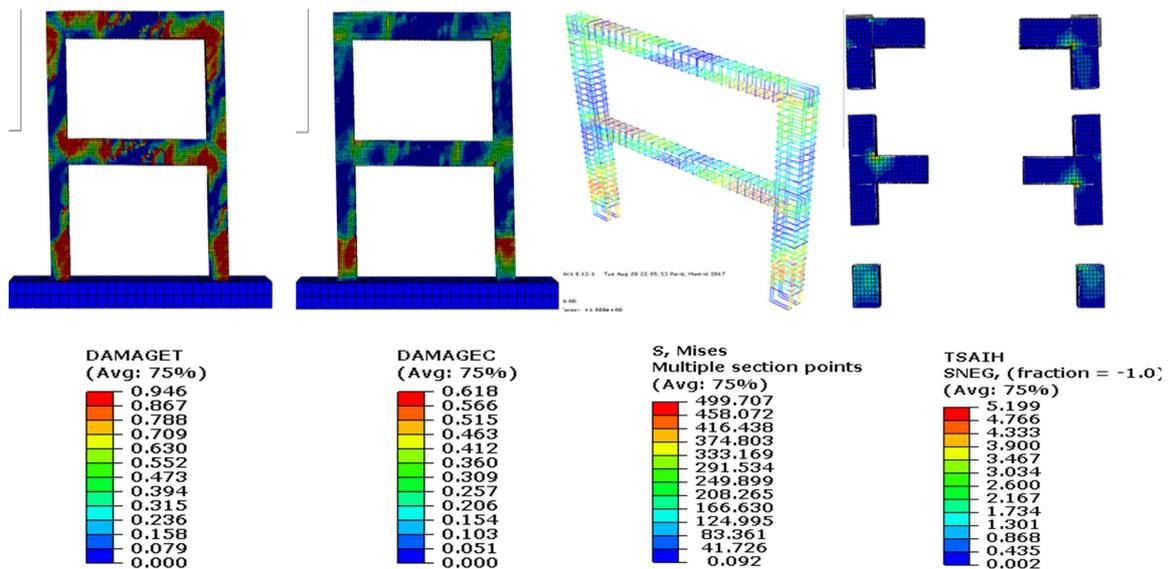


Figure 5.61. Résultats globaux relatifs au modèle MRrpa_1 (correspondants à la charge ultime).

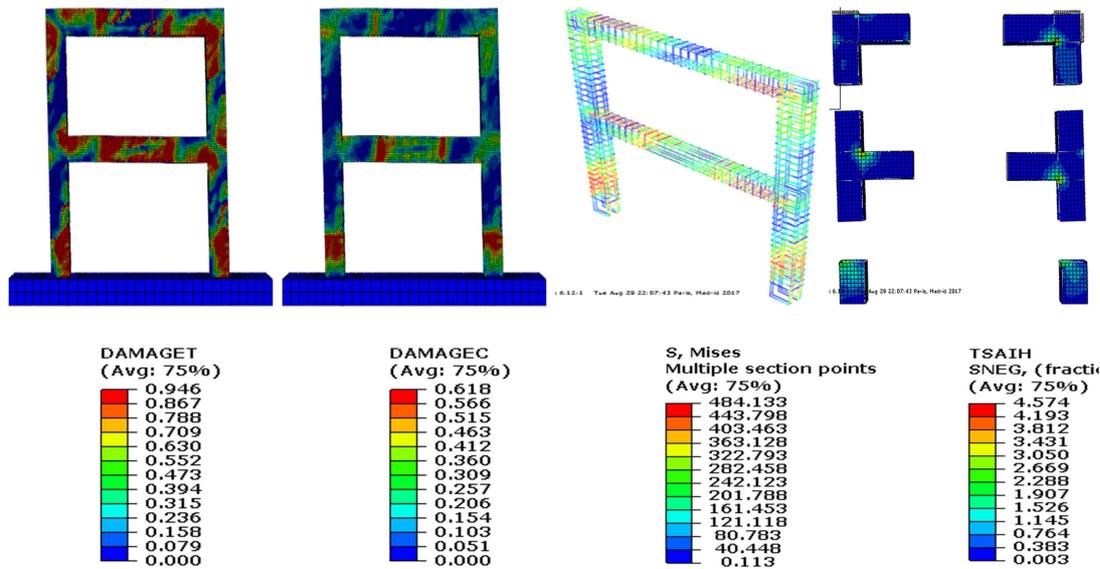


Figure 5.62. Résultats globaux relatifs au modèle MRrpa_1.5 (correspondants à la charge ultime).

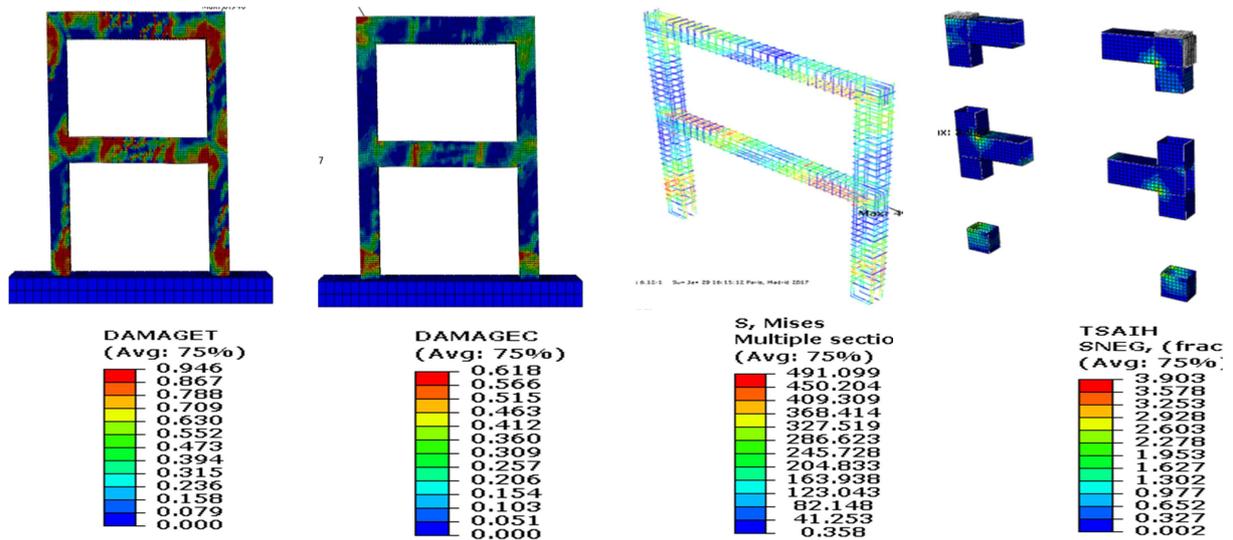


Figure 5.63. Résultats globaux relatifs au modèle MRrpa_1.5 (correspondants à la charge ultime).

5.4.4. Influence du composite sur le portique de résistance mécanique de béton variable (modèle MRr).

L'une des tâches, considérée importante pour entreprendre une éventuelle réhabilitation ou renforcement (avg, consiste à faire le diagnostic de la qualité du béton. Bien que, la qualité des matériaux ne soit pas satisfaisante lors d'une investigation de renforcement, ce travail se focalise sur la caractéristique du béton allant de 20 à 50 [MPa], avec un pas de 10. Le but est d'appréhender l'évolution du comportement global du portique de vecchio, lors d'un renforcement avec le même composite déjà utilisé, en faisant varier la caractéristique du béton à la compression. Le modèle type de référence pris en considération étant le MRrpa_0.5,

auquel la variation de la caractéristique du béton a été introduite (le modèle MRrpa_0.5 étudié à la section 5.4.3 précédente est identique au MRB30 considéré ci-après).

La superposition des courbes force-déplacement montre l'accroissement de la capacité ultime, proportionnellement à la caractéristique du béton en compression (figure 5.64). La performance du portique a évolué, sans toutefois changer la nature du comportement. En effet, certaines courbes présentent des fluctuations, principalement au-delà de la charge ultime (apparentes à des endommagements ponctuels), mais n'illustrent pas de comportement fragile.

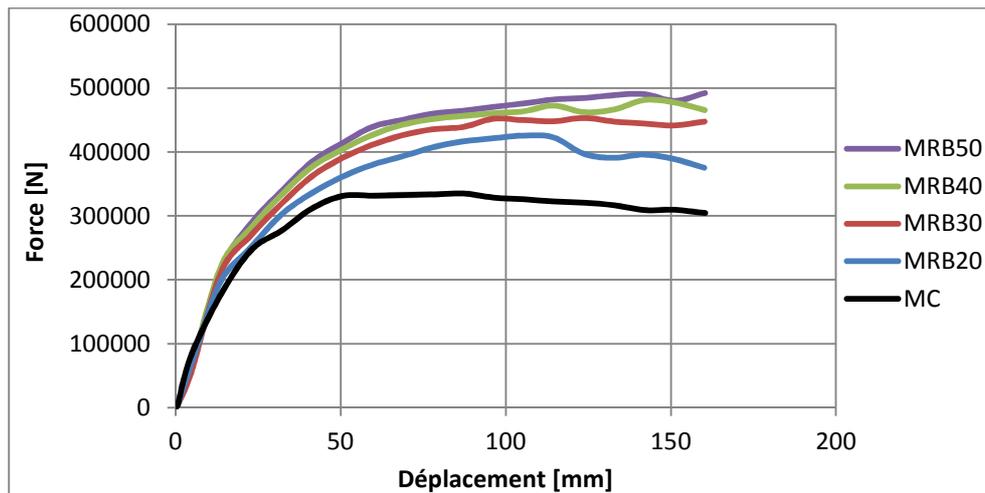


Figure 5.64. Modèles MC et MRr : Courbes force-déplacement (variation de la résistance mécanique du béton).

Le modèle MRB50 illustre la meilleure performance (tableau 5.18), en termes de capacité (492.301 [KN]), mais présentant aussi un palier plastique plus important (le déplacement correspondant à la charge ultime étant de l'ordre de 160 [mm]). Le gain de charge par rapport au modèle classique (MC) est estimé à 47%. Il faut noter aussi que le renfort en composite contribue à une meilleure performance de la structure que l'augmentation de la caractéristique du béton à la compression. Ainsi, le portique de vecchio (dont le béton a une résistance à la compression de 30 [MPa]) simulé avec un béton faible de 20 [MPa] et un renfort en fibre de carbone de 0.5 [mm] d'épaisseur dans les zones nodales, atteint une charge ultime de 425.624 [KN], soit une amélioration de l'ordre de 27% ; Le modèle MRB50 illustrant une capacité ultime de 492.301 [KN] est moins performant que celui simulé avec un béton de 30 [MPa] et une épaisseur de 1.0 [mm] de renfort en composite (MRrpa_1 de capacité ultime égale à 494.761 [KN]).

Modèle	Charge ultime [kN]	Dépl. Corresp. [mm]	Gain de charge/MC, (%)
MC	334.994	87,1	/
MRB20	425.624	105.3	27.05
MRB30	453.272	123.6	35.31
MRB40	481.299	142.0	43.78
MRB50	492.301	160,3	47.00

Tableau 5.18 Modèles MC et MRr: Influence du composite sur le comportement global du portique de résistance mécanique variable.

Le comportement des aciers n'a pas évolué qualitativement ; ni les armatures longitudinales ni transversales n'ont atteint leur limites ultimes qui sont de 596 et 610 [MPa]. Néanmoins, celles-ci travaillent dans le domaine plastique à la base des poteaux et à la jonction des poutres-poteaux, pour les charges ultimes correspondantes (figures 5.65 à 5.68). L'incorporation du composite, ainsi que l'augmentation de la caractéristique du béton, ont contribué à mieux faire participer les armatures, tel qu'illustré par la figure 5.69. Une évolution, plus ou moins progressive par rapport au modèle classique, de 2.7%, 4.8%, 7%, et 11.8% pour les modèles MRB20, MRB30, MRB40, et MRB50, respectivement.

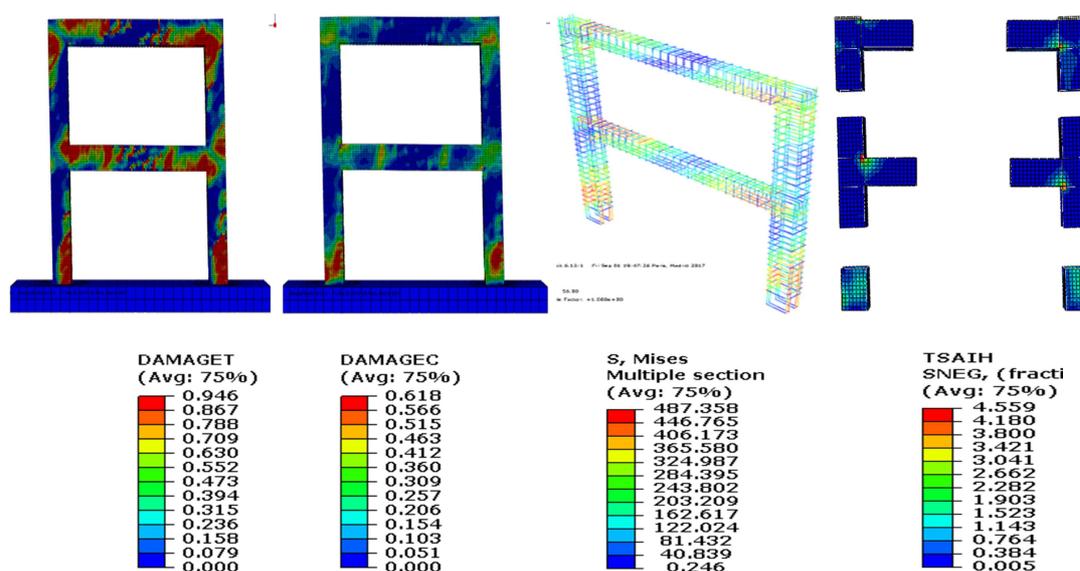


Figure 5.65. Résultats globaux relatifs au modèle MRB20 (correspondants à la charge ultime).

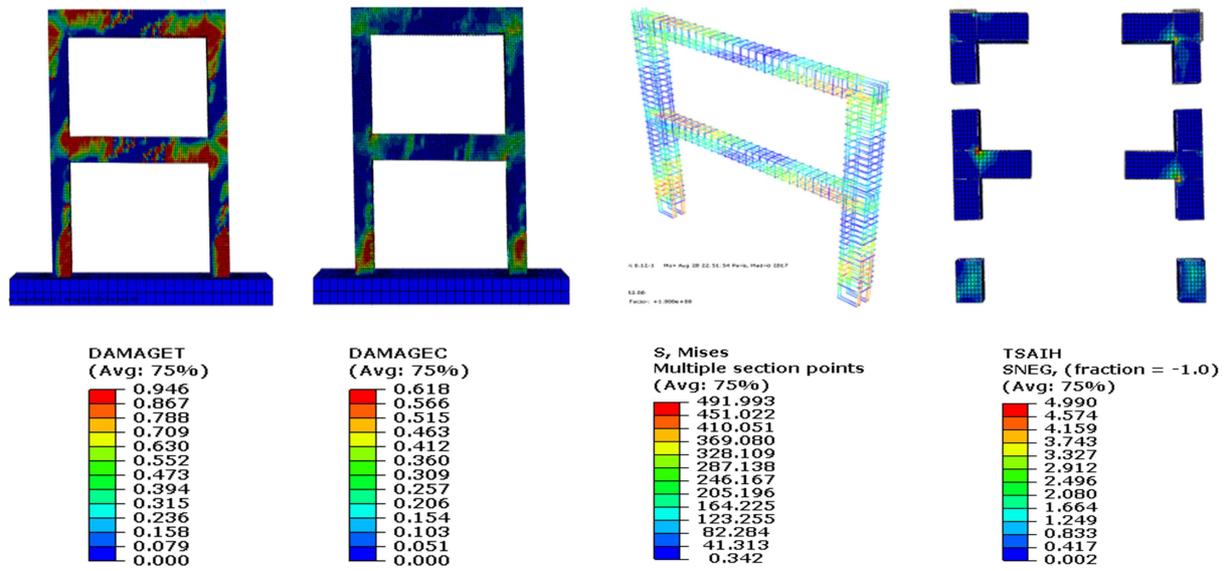


Figure 5.66. Résultats globaux relatifs au modèle MRB30 (correspondants à la charge ultime).

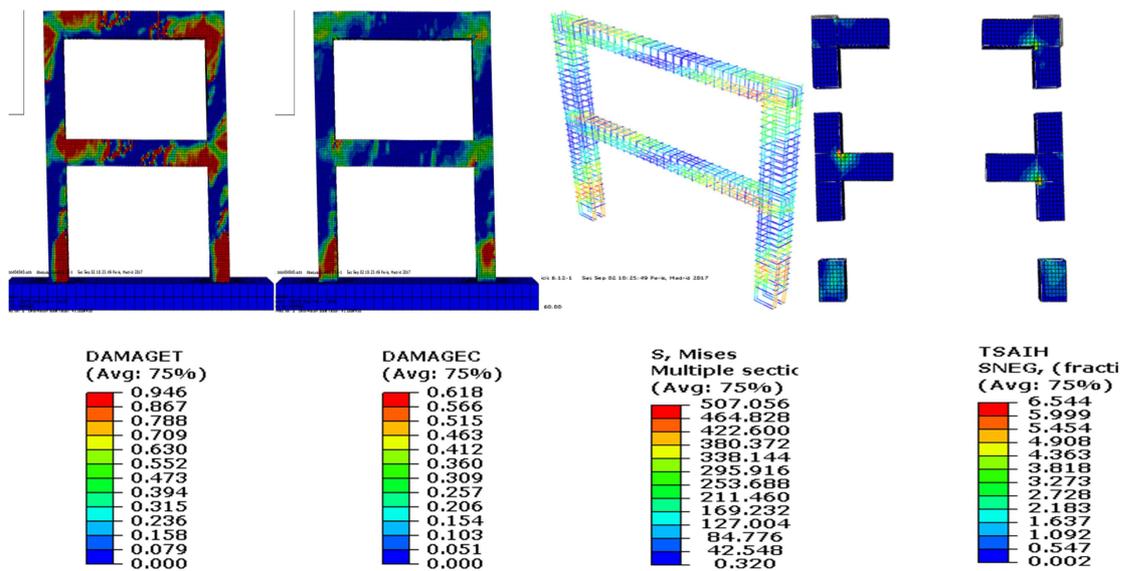


Figure 5.67. Résultats globaux relatifs au modèle MRB40 (correspondants à la charge ultime).

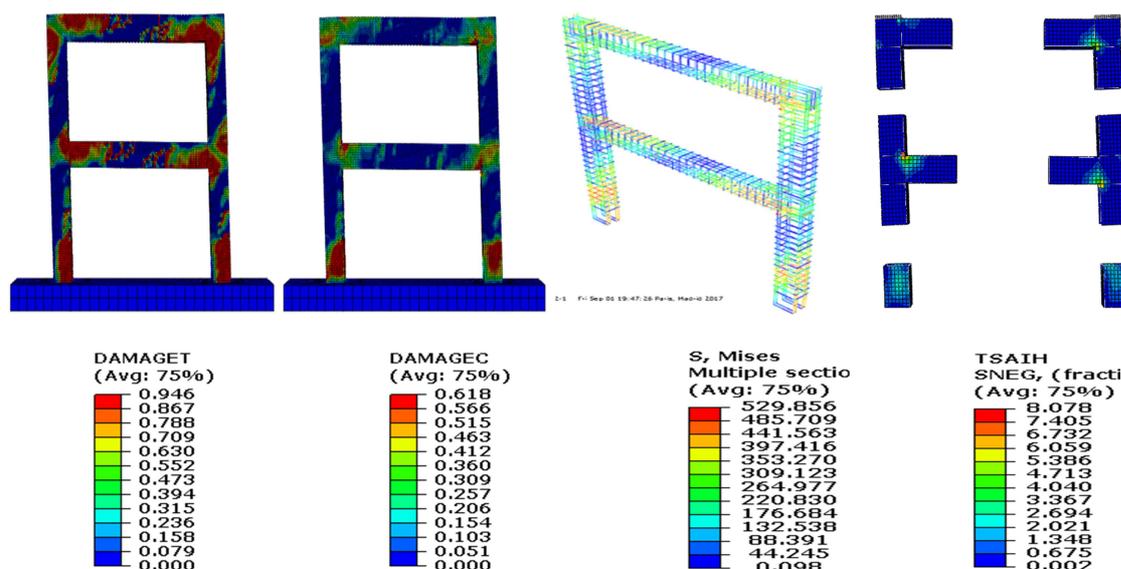


Figure 5.68. Résultats globaux relatifs au modèle MRB50 (correspondants à la charge ultime).

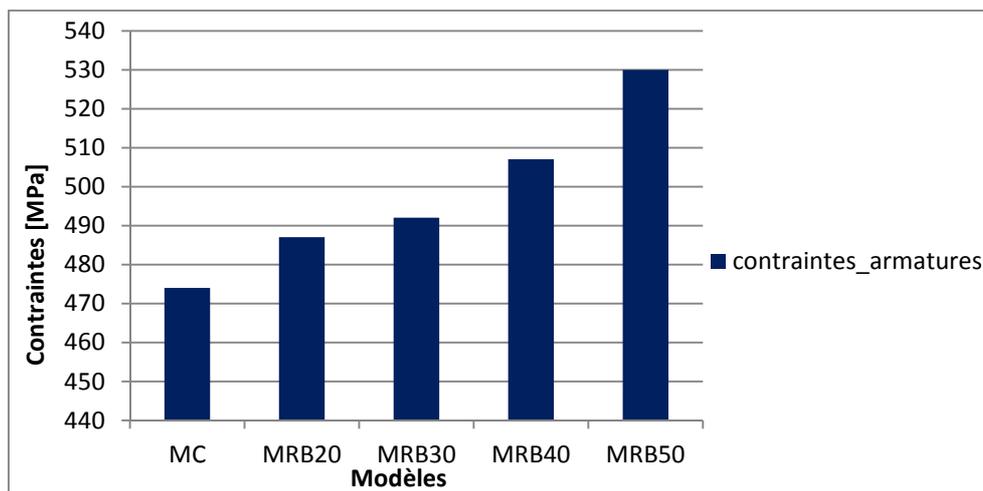


Figure 5.69. Modèles MC et MRr : Évolution des contraintes dans les armatures

5.4.5. Conclusions relatives au renforcement de portique

- L'orientation des fibres dans le composite n'est pas réellement prépondérante pour les portiques renforcés totalement; leurs courbes force-déplacement (modèle $MRT\alpha$) forment un fuseau c-à-d que la variation d'un modèle à un autre n'est pas significative.
 - Le renfort en composite s'avère peut être la solution adéquate pour les portiques en béton armé ; un apport supplémentaire de 40% au moins a été relevé.
- Toutefois, l'orientation des fibres dans le composite n'est pas réellement prépondérante pour les portiques renforcés totalement; leurs courbes force-déplacement (modèle $MRT\alpha$) forment un fuseau c-à-d que la variation d'un

modèle à un autre n'est pas significative. Le gain de charge varie entre 40 et 55% (Le modèle MRT45° présente une capacité ultime de 519.181 [KN], correspondant à un déplacement de 151 [mm]).

- Le renforcement en zones nodales uniquement conçu dans l'optique d'optimisation de la quantité de matière (modèles MRzn1, MRzn2, et MRrpa-0.5) illustre que le composite est sollicité à partir d'un chargement faible avoisinant les 75 [KN].
Le composite contribue à un apport en capacité variant de 20 à 35%.
- Le modèle MRrpa-0.5 illustre la meilleure performance (453 [KN]) et affiche une ductilité plus importante (palier plastique plus important).
- Un emplacement judicieux (par rapport aux dommages constatés) s'avère plus efficace. Les modèles MRrpa-0.5 et MRzn1 conçus avec la même quantité de composite présentent des résultats différents ; Le modèle MRrpa-0.5 (capacité égale à 453 [KN] pour un déplacement de 124 [mm]) est plus performant que le MRzn1 (capacité de 425 [KN], déplacement de 115 [mm]).
- La réduction de la quantité de composite s'avère nécessaire. Les modèles renforcés en zones nodales sont constitués avec une réduction de matière comprise entre 35 et 46% ; Les charges ultimes par contre, n'ont subi qu'une faible réduction (de 13 à 22%).

Le modèle MRrpa-0.5 (réduction de matière composite de 35%) supporte une charge de 453 [KN], soit une variation de 13% uniquement par rapport à celui renforcé totalement avec une orientation des fibres à 45° (modèle MRT45°).

- L'accroissement de la capacité ultime en fonction de l'épaisseur du composite tend à converger vers les 501 [KN] pour le modèle MRrpa-e.
La nature du comportement change progressivement et tend à devenir fragile (le palier plastique diminue avec l'augmentation de l'épaisseur du composite). Cette évolution est plus prononcée pour les épaisseurs de 1.5 et 2 [mm].
- L'augmentation de l'épaisseur du composite (modèle MRrpa-e) a rigidifié les extrémités des poutres engendrant une déformée en ligne brisée, les dommages sont transférés vers la zone centrale pour les poutres.
- Le modèle MRrpa-1.5 présente un meilleur compromis en termes de capacité (500.146 [KN]) et de palier plastique (déplacement correspondant de 114 [mm]).
- Le modèle MRr (variation de la résistance mécanique du béton, avec un composite de 0.5 [mm]) affiche une augmentation de la charge ultime dépendant de la

caractéristique mécanique du béton. L'effet de la résistance et de l'introduction du composite ont contribué à une répartition équilibrée des efforts, illustrée par une meilleure prise en charge des efforts par les armatures.

- Le modèle MRB50 enregistre donc la meilleure performance avec un gain de charge de 47%. Néanmoins, le renfort en composite est plus significatif que l'augmentation de la résistance du béton ; ainsi, le modèle MRB50 conçu avec un renfort de 0.5 [mm] est moins performant que celui de résistance de 30 [MPa] avec une épaisseur de 1 [mm] (modèle MRrpa-1). Le constat est plus accentué avec le modèle MRB20 qui présente une amélioration de l'ordre de 27% avec le spécimen de vécchio (réalisé avec un béton de 30 [MPa]).

Conclusion générale

Sommaire de la conclusion générale

A. Synthèse de la thèse	212
B. Conclusions clés	214
B.1. Aspect global	214
B.2. Aspect local	215
B.2.1. Cas des voiles	215
B.2.2. Cas des portiques	218
C. Perspectives	219

A. Synthèse de la thèse

La réhabilitation ou le renforcement de structures en béton armé soumises au séisme, nécessitent la compréhension du comportement mécanique global. Celui-ci résulte principalement de la conception structurale des éléments de contreventement.

L'aspect global de l'approche a permis de mieux cerner et appréhender les solutions de confortement. La présomption de vulnérabilité et la performance sismique sont deux aspects de régulation des constructions du bâti existant. Cette étude se présente comme une orientation complémentaire par rapport au renforcement et au confortement, préconisés dans les constructions de la région de Boumerdès, après le séisme du 21 mai 2003.

Le comportement global, ainsi que l'évaluation des dommages, doivent être maîtrisés. La solution de restauration d'une structure donnée ne peut être garantie sans l'étude d'avant et après confortement. Les solutions adoptées initialement peuvent ne pas convenir, dû au mauvais choix du paramètre le plus influent, à savoir la résistance, la rigidité ou bien la ductilité. Une investigation relative au renforcement de bâtiment en portiques auto-stable est menée en utilisant la méthode push over. La localisation du point de performance permet de diagnostiquer le niveau de dommages occasionnés. La modélisation sous le logiciel de calcul ETABS, a permis de différencier le comportement global sous des renforcements divers. Trois axes de renforcement sont retenus ; le renforcement des poteaux, le renforcement des poutres, et, l'ajout de palées de stabilité. Une évolution du point de performance, pour chacun des axes cités ci-dessus, est relevée en fonction des dimensions du renforcement et de sa localisation. Les résultats relatifs à l'augmentation de la section transversale des poteaux et des poutres ne présentent pas une solution appropriée du fait de l'accroissement de masse de la structure. Le point de performance est toujours localisé dans la zone de dommages dangereux. L'ajout de palées de stabilité, par contre, s'illustre comme une solution adéquate par rapport à la capacité ultime.

Quant à l'aspect élémentaire, l'étude s'est focalisée sur la simulation numérique des éléments de contreventement à savoir les voiles et les portiques. Ces éléments sont modélisés avec une approche locale. Un modèle élément fini tridimensionnel est adopté en utilisant le code de calcul Abaqus. Le comportement des matériaux (béton et acier) est traité localement avec des lois de comportement tridimensionnelles basées sur le couplage de la plasticité (représentation des déformations irréversibles) et de l'endommagement (récupération de la rigidité-effet unilatéral du béton) pour le béton, et sur la plasticité pour les armatures (modèle

élastoplastique). Le modèle Concrete Damaged Plasticity (CDP) disponible dans la bibliothèque de matériaux d'Abaqus étant utilisé. Les matériaux béton et acier sont discrétisés avec des éléments solides en trois dimensions (éléments hexaédriques à huit nœuds) pour le premier et par des éléments poutres à deux nœuds (approche discrète intégrée) pour le deuxième.

Ce modèle élément fini a permis la validation d'un voile (modèle de Lefas) et d'un portique (modèle de Vecchio), issus de deux programmes expérimentaux différents. Ces deux éléments ont été choisis en raison de leurs comportements représentatifs des différentes réponses observées, ainsi que, de leurs données expérimentales disponibles d'une manière détaillée, telle que la propagation des dommages.

Ce travail de validation a permis de clarifier les paramètres de comportement, particulièrement pour les voiles courts. L'introduction d'un ferrailage non conventionnel suivant les diagonales de l'élément est guidé le chemin de fissuration observé sur le modèle classique. L'investigation s'est portée non seulement sur la capacité ultime, mais aussi, sur l'évolution du comportement mécanique du voile. Le constat relève que la localisation des dommages et le comportement de la structure, issus de cette nouvelle stratégie de ferrailage (ou de renforcement), sont différents par rapport au modèle classique (ferrailage ordinaire). Le constat relève que l'évolution, des dommages ainsi que le comportement mécanique de l'élément, est significative. La disposition de ces armatures s'avère judicieuse.

La dernière partie de ce travail, présente le renforcement en matériau composite (fibres de carbone) des éléments de référence, à savoir les modèles de Lefas (pour les voiles) et de Vecchio (pour les portiques). L'étude s'articule autour de quatre points principalement : la recherche de l'orientation optimale des fibres, l'influence de l'épaisseur du composite, l'influence de ce dernier par rapport à des bétons de caractéristiques mécaniques différentes, et enfin, trouver une disposition économique pouvant assurer la capacité ultime suffisante en regard des objectifs assignés.

Pour les voiles, deux types de chargements sont considérés : l'un de type console, où le comportement est guidé par une combinaison de flexion-cisaillement ; l'autre de configuration de cisaillement, où effectivement un comportement fragile est observé.

Les résultats relatifs au portique consacrent une évolution significative de la capacité ultime et que l'orientation des fibres est moins conséquente. De plus, l'augmentation de l'épaisseur du composite tend à instaurer un comportement fragile.

B. Conclusions clés

Les principales conclusions découlant de ce travail de recherche sont divisés en deux aspects, et peuvent être énoncées comme suit :

B.1. Aspect global

- La nature du renfort et la localisation des éléments renforcés (dans le cas des poteaux et des poutres) n'ont pas apporté une contribution suffisante. Le bâtiment reste vulnérable, particulièrement pour des accélérations sismiques prépondérantes.
- Le comportement global du bâtiment est influencé par l'augmentation du poids de la structure occasionnée par la variation de la section transversale des éléments. Ce renforcement de la section transversale ne présente pas une solution adéquate pour la structure considérée. D'autres solutions doivent être proposées.
- Tous les modèles renforcés au niveau des poteaux et des poutres, soumis à une accélération sismique de 0.15g (Zone IIa), présentent des dommages de degré Orange 3, le bâtiment est sujet à des dommages importants, ne nécessitant pas l'évacuation des locataires.
- Le bâtiment est conforme pour la seule accélération sismique égale à 0.10g, pour laquelle le point de performance est localisé dans la bande de dommages Vert 2. Par contre, les dommages sont irréversibles pour une accélération de 0.30g, la structure est vulnérable (le point de performance est localisé dans la zone Orange 4).
- Le modèle relatif au renforcement des poteaux centraux (le modèle CPC) est de loin le moins performant.
- Le modèle CPCA55 (renforcement de la section transversale des poteaux centraux et d'angle) émerge comme la conception la plus performante pour ce type de renforcement. Une augmentation de l'ordre de 22% de la capacité ultime a été relevée. La valeur maximale de celle-ci étant de 877.236 [KN]. Néanmoins, les dommages sont limites, malgré une évolution du point de performance de l'ordre de 37%.
- L'influence de la variation de la section d'armatures est plus significative que l'évolution de la hauteur de la section transversale des poutres. Toutefois, l'amélioration du comportement de la structure reste mitigée, du fait du faible pourcentage d'armatures utilisé.
- L'évolution du point de performance des modèles étudiés reste insuffisante, car s'inscrivant dans la majorité des cas à l'intérieur d'une bande de dommages. En conséquence, la performance sismique souhaitée n'étant pas satisfaite.

- La capacité sismique ultime du modèle CPCA55-p30x50 (0.56%) atteint les 1375.168 [KN] suivant xx et 1339.499 [KN] selon yy, et émerge comme le plus performant dans ce cas d'étude.
- L'évolution du point de performance est impressionnante par rapport au modèle de référence MR30. Cependant, le confortement avec des palées de stabilité a modifié complètement le comportement mécanique de la structure. Toutes les variantes subissent des ruptures fragiles. Les courbes de capacité ne présentent pas de palier de ductilité. La ruine de l'ouvrage est guidée par la rupture des palées de stabilité.
- Les modèles IPE100-Variante 02 et IPE120-Varante 02, présentent des similitudes par rapport à la localisation des points de performance. Celles-ci subissent des dommages équivalents pour chacune des accélérations sismiques considérées. Les dommages sont classés en Vert1 pour l'accélération de 0.10g, en Vert 2 pour 0.15g et 0.20g et en Orange 3 pour celles prépondérantes à savoir 0.25g et 0.30g.
- Le modèle IPE100-Variante 02 émerge comme étant le plus adéquat, en regard de la réglementation en vigueur, en tenant compte de l'aspect économique chiffré à 30.5% de gain en matière (section transversale) par rapport à l'usage d'un IPE120.

B.2. Aspect local

B.2.1. Cas des voiles

- Le modèle éléments finis, développé sous Abaqus, prédit adéquatement la comportement des voiles et des portiques sous chargement monotone. L'étude est menée avec des paramètres dont les valeurs sont calibrées donnant une très bonne concordance avec les résultats expérimentaux. Ainsi, l'angle de dilation pour les voiles est pris égal à 56° pour les voiles, et 45° pour les portiques. Les autres paramètres influençant la réponse des deux éléments de structures sont pris comme suit : 1.16 pour le rapport de la contrainte bi-axiale sur la contrainte uni-axiale ; 0.1 pour l'excentricité du potentiel d'écoulement ; et 0.667 pour le paramètre K_c .
- La nature définissant le comportement d'un voile ne dépend pas uniquement de son élancement géométrique, mais aussi des conditions aux limites, ainsi que, de l'influence des potelets (raidisseurs). Un voile supposé court (élancement géométrique égale à 1) présente un comportement différent selon le mode de conception. Le modèle console présente un mode de rupture dominé par le couple flexion-cisaillement, alors que la conception de cisaillement illustre un comportement fragile.

- Le modèle console dont les potelets sont rigidifiés tend vers un comportement de voile fortement armé au niveau des potelets et faiblement armé au niveau de l'âme. La prédominance de la flexion comme mode de rupture n'est pas évidente. La preuve est donnée par les modèles P10, P12 et P14 où le mode de comportement se résume à un couplage (flexion + cisaillement). Les modèles P12 et P14 ont tendance à un comportement fragile.
- Les modèles renforcés au niveau des potelets répondent mieux en début de chargement, l'initiation des fissures de flexion survient à partir d'une charge de de l'ordre de 103 [KN] pour le modèle P14, soit 17% et 80% de variation relative par rapport aux modèles 8DC (modèle renforcé avec 8 barres diagonales maintenues par des cadres) et classique, respectivement.
- L'introduction des armatures diagonales a réduit considérablement l'effet de cisaillement observé sur les modèles renforcés au niveau des potelets, un comportement de flexion s'installe.
- Les performances des modèles 8DC et 8D sont comparables, leurs capacités ultimes sont de 439.8 [KN] et 433.939 [KN], correspondant à des gains par rapport au modèle classique de référence de l'ordre de 27 et 25%, respectivement. Il est à noter que l'apport des cadres qui maintiennent les armatures diagonales est négligeable ; une variation en capacité ultime de 1.4% seulement est relevée entre le modèle avec cadres (8DC) et sans cadres (8D).
- Tous les modèles de conception de cisaillement présentent un comportement fragile; le déplacement ultime est de l'ordre de 4.5 [mm], alors qu'il avoisine les 13 [mm] pour les modèles type « console ». on note l'absence de fissures de flexion confirmant le mode de rupture par cisaillement.
- Le modèle renforcé avec 8 barres diagonales maintenues par des cadres transversaux réagi mieux à la sollicitation. Sa capacité ultime atteint les 703 .5 [KN], soit un gain en capacité avoisinant les 30%. L'influence des cadres (armatures transversales) des barres diagonales est concrète (apport supplémentaire de 12% par rapport au modèle sans cadres).
- Le renforcement global du spécimen de Lefas par un composite (modèle MRF α) a engendré un changement de chemin de fissuration (endommagement). Un comportement flexionnel est observé. L'orientation des fibres d'un angle de 60° s'avère comme

l'inclinaison optimale donnant une capacité ultime de 478 [KN], soit un gain de 82%, correspondant à un déplacement de 16 [mm].

- L'épaisseur du composite influe sur la capacité ultime, mais le comportement tend à devenir fragile au-delà de 1.5 [mm]. Le modèle (MRF60°-0.5-B50) de caractéristique du béton égale à 50 [MPa], renforcé par un composite de 0.5 [mm] d'épaisseur, dont les fibres sont orientées de 60°, émerge comme le plus performant que ce soit en capacité ou de déplacement.
- L'apport du composite est plus significatif que l'augmentation de la caractéristique du béton. Le spécimen de Lefas, dont la résistance du béton utilisée est de 42 [MPa], est moins performant que le modèle MRF60°-0.5-B20 (résistance du béton de 20 [MPa], composite de 0.5 [mm] dont les fibres sont orientées de 60°). Un gain de charge ultime dépassant les 28% est relevé. Un constat similaire est observé lors de l'étude du voile de Lefas sous configuration de cisaillement.
- L'étude de l'optimisation de la quantité de composite à utiliser a débouché sur trois variantes : 77.2% de réduction (modèle MRFc5), 54.5% (modèle MRFc10), et, 72.2% (modèle MRFc5d7) ; l'orientation des fibres de carbone tient compte des effets flexionnel et de cisaillement.

Le modèle MRFc5d7 donne un meilleur compromis, avec une performance significative dépassant les 320 [KN] ; les dommages suivant les diagonales sont mieux contrôlés.

- Le renforcement en composite de l'âme du voile de Lefas sous configuration de cisaillement, présente un apport en gain de charge compris entre 30 et 124%, ce qui est nettement supérieur à celui observé sur le modèle « console ». L'orientation des fibres à 45° confirme la disposition optimale dans la reprise efficace des efforts véhiculés suivant les diagonales. Les dommages sont maîtrisés ; la capacité atteinte étant de 806.301 [KN], correspondant à un déplacement de l'ordre de 9 [mm].
- Les dommages sont localisés sur le pourtour de l'âme du voile pour le modèle MRC45°-e ; ni les armatures ni le composite ne sont suffisamment sollicités dans la partie centrale. Ce modèle ne présente pas de palier plastique, mais sa capacité ultime atteint des valeurs très élevées. Le même constat, est observé par rapport à l'évolution de la caractéristique du béton (modèle MRC45°-0.5-r).
- L'utilisation rationnelle du composite affiche que la meilleure performance est assurée par le modèle MRCC5d7 ; sa capacité atteint les 439.403 [KN] (gain de charge supérieur à 22%). Par contre, le renforcement par une bande en composite de largeur 5 ou 10 [cm]

n'apporte pas un changement qualitatif (modèles MRCc5 et MRCc10). L'emplacement du composite n'est pas prépondérant, d'ailleurs le critère de Tsai-hill n'est même pas atteint car les dommages sont localisés dans la partie centrale du voile.

B.2.2. Cas des portiques

- Les fibres de carbone s'avèrent comme un renfort adéquat pour les portiques en armé (renforcement total du portique). le gain de charge varie entre 40 et 55% ; le modèle MRT45° présente une capacité ultime dépassant les 519 [KN] pour un déplacement correspondant de l'ordre de 150 [mm]. De plus, l'orientation des fibres n'est pas réellement prépondérante au vu des résultats observés ; les courbes force-déplacement (modèle MRT α) forment un fuseau, indiquant que la variation d'un modèle à un autre n'est pas significative.
- L'utilisation rationnelle du composite (réduction de la quantité de matière) est guidée par l'objectif de renforcer uniquement les zones les plus sollicitées, à savoir les zones nodales. Cette réduction est comprise entre 35 et 46% ; les charges ultimes par contre, n'ont subi qu'une faible réduction (de 13 à 22%). Le modèle conçu avec les prescriptions du RPA (modèle MRrpa-0.5) affiche une meilleure performance caractérisée par une capacité ultime de 453 [KN].
- Les modèles MRrpa-0.5 et MRzn1, conçus avec une même quantité de matière, présentent des résultats différents. Le modèle MRrpa-0.5 (capacité égale à 453 [KN] pour un déplacement de 124 [mm]) est plus performant que le MRzn1 (capacité de 425 [KN], déplacement de 115 [mm]). Un emplacement judicieux confirme les recommandations relatives à la zone nodale définie par le RPA.
- L'augmentation de l'épaisseur du composite engendre un accroissement de la capacité ultime qui converge vers un palier de 501 [KN]. Cependant, le comportement de ces modèles tend à devenir fragile (le palier plastique diminue); Cette évolution est plus prononcée pour les épaisseurs de 1.5 et 2 [mm] ; ce renforcement a rigidifié les extrémités des poutres engendrant une déformée en ligne brisée, les dommages sont transférés vers la zone médiane des poutres.
- Le renfort en composite est plus significatif qu'un accroissement de la caractéristique du béton ; l'examen des résultats relève qu'un modèle (modèle MRB50) de résistance mécanique du béton égale à 50 [MPa] renforcé avec un composite de 0.5 [mm] est moins performant que celui réalisé avec une caractéristique de 30 [MPa] mais renforcé

avec un composite d'épaisseur 1 [mm] (modèle MRrpa-0.5). Le constat est plus conséquent avec le modèle MRB20 qui présente une amélioration de l'ordre de 27% par rapport au spécimen de vecchio dont le béton a une résistance de 30 [MPa].

C. Perspectives

Les perspectives pour ce travail sont identifiées comme suit :

- Le travail entrepris dans cette thèse peut être enrichi en considérant les voiles de transition et les voiles élancés. La notion définissant la nature d'un voile par rapport à son élancement uniquement n'est pas justifié. L'introduction d'autres paramètres prépondérants pour définir ce comportement est essentielle. De plus, il est impératif d'inclure le comportement cyclique pour compléter l'étude.
- Analyse plus approfondie des résultats numériques et expérimentaux, afin d'aboutir un développement d'une expression de calcul des armatures diagonales. Cette étude permettra d'abord de baliser les contours de son utilisation c.-à-d. de clarifier son domaine d'application par rapport à la nature du voile et de définir un seuil, relatif à la contrainte de cisaillement, à partir duquel les efforts sont véhiculés suivant les diagonales.
- Approfondir le travail sur la répartition des charges sur les différentes composantes des éléments de structure afin de pouvoir dimensionner le matériau composite.
- L'influence du composite est considérable au regard du comportement mécanique, une investigation sur le plan socio-économique s'impose quant à l'incorporation du composite dans les éléments de structures.

Références bibliographiques

ABAQUS Software, User's Manual, Version 6.12

- Anagnostopoulos S., Moretti M., post-earthquake emergency assessment of building damage, safety and usability, part I: Technical issues. *Soil Dynamics and Earthquake Engineering*, Elsevier, 2008. pp 233-244.
- 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.
- ATC 20, Applied Technology Council (ATC) 1995, Addendum to the ATC 20 Post earthquake building safety evaluation procedure, ATC 20-2, Redwood City, California.
- ATC-40, Seismic Evaluation and Retrofit of Concrete Buildings, Vol. 1, Applied Technology Council, Redwood City, California, 1996.
- Azouz H. et al 2005, Boumerdès 2003 : leçon d'un séisme. Report 8GP Genest, Alegria.2005
- Azzato F., Vulcano A. Modeling of RC frame-wall structures for nonlinear seismic analysis. Eleventh world conference earthquake engineering, paper No.1411, 1996.
- Belarbi, A., Hsu, T.T.C. Constitutive laws of concrete in tension and reinforcing bars stiffened by concrete. *ACI Structural Journal*, 91 (4), pp.465–74, 1994.
- Belazougui M., Remas A. 1998. Evaluation des dommages pathologiques constatés et enseignement à tirer, Journée d'étude « prévention et actions post-sismiques » CGS, Mascara, novembre 1998. Pp 73-74.
- Belkheir M. A. Influence de la disposition des voiles sur la performance sismique des bâtiments. Thèse de magister, UMMTO, 2012.
- Belytschko, T., Liu, W. K., Moran, B., & Elkhodary, K. *Nonlinear finite elements for continua and structures*. West Sussex: Wiley. 2013.
- Belytschko, T., Ong, J. S. J., Liu, W. K., & Kennedy, J. M. Hourglass control in linear and nonlinear problems. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 43, pp.251–276, 1984.
- Benboudjema, F. Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations bi-axiales. Application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires. Thèse de doctorat, Université de Marne la vallée, France. 2002.
- Benedetti D., Petrinin V. 1984, Sulla vulnerabilità sismica degli edifici muratura : proposta di un metodo di valutazione, *l'industria della costruzioni* 18, 66-74.
- Berthelot J. M. *MECHANICAL ENGINEERING SERIES. Composite Materials, Mechanical behavior and structural Analysis*. ISBN 978-1-4612-0527-2; Springer-Verlag New York, Inc.1999.
- Berthelot J.M. *Matériaux composites. Comportement mécanique et analyse des structures*, ISBN : 978-2-7430-1450-6, 5^e Edition, 2012, Lavoisier.
- Boukais S.**, Hamizi M., Hannachi N.E. Vulnérabilité et performance sismique des constructions en portiques auto-stables avant et après confortement. *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*. ISSN 1270-9840. ISBN 978-2-7472-1594-7. Editions ESKA, 2009- N° 2-3.

- Boukais S.** et all. Méthodes de renforcement et de confortement des structures endommagées par le séisme. Journées scientifiques sur la gestion du risque sismique. J.S.U Tizi-Ouzou, 20-21 Novembre 2011.
- Boukais S.,** Kezmane A., Hamizi M. Influence de la disposition des armatures sur le comportement des voiles, 11eme Edition du congrès de mécanique, pp190-192. Agadir (Maroc) 23-26 Avril 2013.
- Catalogue des méthodes de réparation et de renforcement des ouvrages. Centre national de recherche appliquée en génie parasismique (Alger). Editeur CGS, 1992.
- Cheng, F. Y., Mertz, G. E., Sheu, M. S. and Ger, J. F. (1993). Computed versus observed inelastic seismic low-rise RC shear walls. *Journal of Structural Engineering*, v 119, n 11, Nov, 1993, 3255-32257.
- Cherifi L., **Boukais S.**, Kezmane A., Nekomouche A. Validation du comportement d'un portique en béton armé étagé sous chargement horizontal. Colloque International, Caractérisation et Modélisation des Matériaux et Structures « CMMS14 », Tizi-Ouzou, Algérie, 12 au 13 novembre 2014.
- Cofer W. F., Zhang Y., McLean D.I. A comparison of current computer analysis methods for seismic performance of reinforced concrete members. *Finite Elements in Analysis and Design*, Vol. 38, Issue 9, p 835-861. 2002.
- Colotti, V. Shear behavior of RC structural walls. *Journal of Structural Engineering*, v 119, n 3, Mar, 1993, 728-746.
- DAVIDOVICI, V. « Séisme de Boumerdes –21 mai 2003 ».Rapport préliminaire, Ministère de l'Habitat, République Algérienne Démocratique et Populaire. 8 juin 2003.
- Dubé J.F. Modélisation multicouche des voiles en béton armé. *Revue Française de Génie Civil*, vol.1, numéro 2, pp. 285 -307, juin 1997.
- Elnashai, A. S., Pilakoutas, K. and Ambraseys, N. N. Experimental behaviour of reinforced concrete walls, under earthquake loading. *Earthquake Engineering & Structural Dynamics*, v 19, n 3, Apr, 1990, 389-407.
- ETABS 2009. Extended three dimensional Analysis of building system. Version 9.6.
- Fafitis, A., and Shah, S. P. Predictions of ultimate behavior of confined concrete columns subjected to large deformations. *ACI J.*, 82(4), pp.423-433, 1985.
- Farrar, C. R. and Baker, W. E. Measuring the stiffness of concrete shear walls during dynamic tests. *Experimental Mechanics*, v 32, n 2, Jun, 1992, 179-183.
- Faure, B. Prise en compte du comportement du béton en cas particulier des voiles plans en béton armé, en génie parasismique, presses de l'ENPC, 1985.
- Ferrier, E., Colomb, P., Hamelin, P.2007." Behavior of reinforced concrete structures reinforced with FRP composite vis-à-vis their application materials seismic compliance ». Colloque AFPS. Paris (France).
- Fib-CEB Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings, state of art report, chapter 5, , Bulletin 24, ISBN 978-2-88394-064-02, 2003.
- Fukuyama K., Higashibata Y., Miyauchi y. Studies on repair and strengthening method of damaged reinforced concrete column. *Cement & concrete composites* 22 (2000), p.81-88.

- Gay D. Matériaux Composites, 5ème édition, Ed. Hermès (2005).
- Ghobarah A., El-Attar M., Aly N.M. Evaluation of retrofit strategies for reinforced concrete columns: a case study. *Engineering Structures* 22 (2000) 490–501. □□1999 Elsevier Science Ltd.
- Goretti A., Di Pasquale G. 2002. An overview of Post-Earthquake Damage Assessment in Italy. Proc. Of EERI Invitational Workshop “An action plan to develop earthquake damage and loss data protocols”, September 19-20-2002, California, pp, 16-18.
- GrLinthal G., Musson R. M. W., Schwarz J., & Stucchi M. (1998). European Macroseismic Scale 1998 (EMS-98). Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie, Volume 15, Luxembourg.
- Hamizi M., Hannachi N. E., et all Méthodologie de l'évaluation de la fonction de vulnérabilité et du risque sismique pour les structures en poteaux – poutres. Etude de cas : Wilaya de Boumerdès Algérie. 8^{ème} Congrès de Mécanique 17 -18 Avril 2007, El Jadida Maroc.
- Hamizi, M., Hannachi N. E., et all. Conception et réalisation d'un système d'évaluation de la vulnérabilité du bâti existant en Algérie. *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*. Editions ESKA. Avril 2008-N° 2.
- Hamizi M., Bouzid L., **Boukais S.**, Hannachi N.E. -Méthodologie de l'évaluation de la fonction de vulnérabilité et du risque sismique pour les structures en poteaux poutres. *Annales du Batiment et des Travaux Publics*. ISSN 1270-9840. Editions ESKA, Aout 2010- N° 4.
- Hamizi M , Kahil A, **Boukais S**, Hannachi N. E., Recherche de la position optimale des voiles et endommagement des structures sous charges dynamiques. 10^{ème} Edition du congrès de mécanique, pp60-62, 19-22 Avril 2011, Oujda (Maroc).
- Hamizi M., **Boukais S.**, Hannachi N.E. – Confortement des bâtiments à ossature auto-stable par la méthode de performance sismique. *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*. ISSN 1270-9840. ISBN 976-2-7472-2037-8. Editions ESKA, Janvier 2012- N° 1.
- He, W., Wu, Y. F., Liewand, K.M., Wu, Z., A 2D total strain based constitutive model for predicting the behaviors of concrete structures. *Int. J. of Eng. Science*, 44(18-19), pp.1280-1303, 2006.
- Helmut krawinkler. Procedure and construction of pushover analysis of seismic performance evaluation, engineering structure, vol: 20, Edition: Elsevier science, department of civil engineering Stanford University USA 1998.
- Hillerborg, A., Modéer, M., & Petersson, P. E. Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and Concrete Research*. vol.6, pp.773–781, 1976.
- Júnior, F. S. and Venturini, W. S. Damage modeling of reinforced concrete beams. *Advances in Engineering Software*, 38(8-9), pp.538-546, 2007.
- Kahil A. Evaluation de la performance sismique des bâtiments. Thèse de magister, UMMTO, 2008.
- Karsan, I.D., Jirsa, J.O. Behaviour of concrete under compressive loadings. *Journal of Structure Division*. ASCE, 95(12), pp.2535–2563,1969.
- Kassem, W. and Elsheikh, A. Estimation of Shear Strength of Structural Shear Walls. *Journal of Structural Engineering*, ASCE, ISSN 0733-9445, Vol. 136, No. 10, pp. 1215–1224, 2010.

- Kerstin Lang. Seismic vulnerability of existing buildings, Thèse de doctorat, Swiss Federal Institute Of Technology Zurich, 2002.
- Kezmane A., **Boukais S.**, Hamizi M., Nouvelle technique de ferrailage des voiles courts, *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics.*, Vol. XXX, n° 6, Décembre 2012, pp. 40-47, Edition ESKA, France, ID (ISSN): 1270-9840.
- Kezmane A., **Boukais S.**, Hamizi M. Optimization of the reinforcement positioning in the squat reinforcement concrete walls», *IACSIT International Journal of Engineering and Technology*, Vol. 5, n° 5, Octobre 2013, pp. 635-640, Edition Executive Editor: Ms.Yoyo Y. Zhou, Singapore, ID (ISSN): 1793-8236, doi: 10.7763/IJET.2013V.5.632.
- Kezmane A. Prédiction du comportement mécanique des voiles de contreventement :Analyse et simulation. Thèse de doctorat, université UMMTO de Tizi Ouzou, 2015. P123
- Kezmane A., Chiaia B., Kumpyak O., Maksimov V. and Placidi L. - 3D modelling of reinforced concrete slab with yielding supports subject to impact load. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 2016. dx. doi.org/10.1080/19648189.2016.1194330.
- Kezmane A., **Boukais S.**, Hamizi M. Numerical simulation of squat reinforced concrete wall strengthened by FRP composite material. *Front. Struct. Civ. Eng.* DOI 10.1007/s11709-016-0339-9. Higher Education Press and Springer-Verlag Berlin Heidelberg 2016.
- Kircher CA, Nassar AA, Kustu O, Holmes WT. Development of building damage functions for earthquake loss estimation. *Earthquake Spectra* 1997; 13(4):663–82.
- Kotronis P. Cisaillement dynamique de murs en béton armé. Modèles simplifiés 2D et 3D. Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan. 2000.
- La Borderie C. Phénomènes unilatéraux dans un matériau endommageable : Modélisation et application à l'analyse des structures en béton. Thèse de doctorat, Université Paris 6. 1991.
- La Borderie C. Stratégies et modèles de calculs pour les structures en béton. Thèse d'habilitation à diriger des recherches, Université de Pau et des Pays de l'Adour. 2003.
- Lee J, Fenves G.L. Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures. *Engineering Mechanics*. 124(8): pp.892–900, 1998.
- Lefas, I. D., and Kotsovos, M. D., 1990, "Strength and deformation characteristics of reinforced concrete walls under load reversals," *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 6, Nov.-Dec., pp.716-726.
- Lefas, I. D., Kotsovos, M. D., and Ambraseys, N. N., 1990, "Behavior of reinforced concrete structural walls: Strength, Deformation Characteristics, and Failure Mechanism," *ACI Structural Journal*, Vol. 87, No. 1, Jan.-Feb., pp. 23-31.
- Lemaitre, J., Desmorat, R. Isotropic and anisotropic damage law evolution. *Handbook of Materials Behavior Models*, chapter Continuous Damage. Academic Press. Section 6.14, pp. 513–524, 2001.
- Lopes, M. S. Experimental shear-dominated response of RC walls. Part I: Objectives, methodology and results. *Engineering Structures*, v 23, n 3, Mar, 2001, 229- 239.

- Lopez, S., & La Sala, G. A finite element approach to statical and dynamical analysis of geometrically nonlinear structures. *Finite Elements in Analysis and Design*, 46, pp.1093–1105, 2010.
- Louzai A. Abed M. Evaluation of the seismic behavior factor of reinforced concrete frame structures based on comparative analysis between non-linear static pushover and incremental dynamic analyses. *Bull Earthquake Eng.* DOI 10.1007/s10518-014-9689-7. 2014.
- Lublinter, J., Oliver, J., Oller, S., and Onate, E. A plastic-damage model for concrete. *International Journal of Solids and structures*, 25(3), pp.299-326, 1989.
- Maheri M. R., Akbari R. Seismic behavior factor, R, for steel x-braced and knee-braced RC buildings. *Engineering structures* 25 (2003) 1505-1513.
- Mansour, M. Behavior of Reinforced Concrete Membrane Elements under Cyclic Shear: Experiments to Theory. PhD dissertation, Department of Civil Engineering, University of Houston, August 2001.
- Mansour, M., Lee, J. Y. and Hsu, T. T. C. Constitutive Laws of Concrete and Steel Bars in Membrane Elements under Cyclic Loading. *Journal of Structural Engineering, ASCE*, Vol. 127, No. 12, Dec. 2001, 1402-1411.
- Maouche N., Takorab N. et Fouré B., Les différentes techniques de renforcements parasismiques, CEBTP, p.11, Décembre 2000.
- Matlab Simulink, the mathworks, Inc. 3 Apple Hill Drive Natick, MA 01760-2098, 2009.
- Mazars, J., Kotronis, P., Ragueneau, F., & Casaux, G. Using multi-fiber beams to account for shear and torsion: Applications to concrete structural elements. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 195(52), pp.7264-7281, 2006.
- Mo, Y. L. and Kuo, J. Y. Experimental studies on low-rise structural walls. *Materials and Structures*, v 31, n 211, Aug-Sep, 1998, 465-472.
- Mokhatar, S. N., Abdullah, R., & Kueh, A. B. H. Computational impact responses of reinforced concrete slabs. *Computers and Concrete*, 12, pp.37–51, 2013.
- Nechnech, W. Contribution à l'étude numérique du comportement du béton et des structures en béton armé soumises à des sollicitations thermiques et mécaniques couplées : une approche thermo-élasto-plastique endommageable. Thèse de doctorat, INSA Lyon, France. 2000.
- Nekmouche A., **Boukais S.**, Kezmane A., Cherifi L. Simulation numérique d'un portique en béton armé renforcé par collage des plaques composites. Colloque International, Caractérisation et Modélisation des Matériaux et Structures « CMMS14 », Tizi-Ouzou, Algérie, 12 au 13 novembre 2014.
- Nekmouche A., **Boukais S.**, Hamizi M., Boukais Said, Hannachi N.E. – Pushover analysis application for damage assessment in critical section of reinforced concrete frame. 6th International Conference on Mechanics and Materials in Design M2D'2015. Ponta Delgada/Azores (Portugal), 26-30 July 2015.
- Nguyen X.H., Mazars J., Kotronis P. Modélisation des structures en béton armé par élément de poutre multifibre. Congrès Français Mécanique, Troyes 29 Août- 3 Septembre, cd n° 315, 2005.

- Nguyen X.H., Mazars J., Kotronis P. Modélisation simplifiée 3D du comportement dynamique de structures en béton armé. *Revue Européenne de Génie Civil*, vol. 10, N° 3, pp. 361-373, 2006.
- Nguyen X. H. Vulnérabilité des structures en béton armé à voiles porteurs: Expérimentation et modélisation. Thèse de doctorat. Institut National Polytechnique de Grenoble - INPG, 2006.
- Paterson J., Michell D. (2003).” Seismic retrofit of shear walls with headed bars and carbon fiber wrap”, *Journal of structural Engineering*, 125 (5), pp. 606-614.
- Paulay, t., Priestley, M .J.N. *Seismic design of reinforced concrete and masonry buildings*, New York: Willy & Sons, 1992.
- Petrangeli M., Pinto P.E., Ciampi V. Fiber element for cyclic bending and shear of RC structures. I: Theory. *Journal of Engineering Mechanics*, vol. 125, pp. 994- 1001, No. 9, September 1999.
- Phuvoravan, K. and Sotelino E. D. Nonlinear finite element for reinforced concrete slabs. *J. Struct. Engrg.*, 131(4), pp.643-649, 2005.
- Pilakoutas, K. and Elnashai, A. S. Cyclic behavior of reinforced concrete cantilever walls, Part II: discussions and theoretical comparisons. *ACI Structural Journal*, v 92, n 4, Jul-Aug, 1995. 425-434.
- Rabczuk, T., Akkermann, J. and Eibl, J. A numerical model for reinforced concrete structures. *Int. J. of Solids and Struct.*, 42(5-6), pp.1327-1354, (2005).
- Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003. Document technique réglementaire DTR B C 2 48.
- Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003. Document technique réglementaire DTR B C 2 48, p.26 (Art.3.3.1)
- Règles Parasismiques Algériennes RPA 99/Version 2003. Document technique réglementaire DTR B C 2 48, p.72 (art.7.6.2)
- Reinhorn, A.M. and Valles, R.E. Damage evaluation in inelastic response of structures, a deterministic approach. Technical report NCEER-95, state university of New York at Buffalo. Etats unis 1995.
- Rots, J.G. Computational modeling of concrete fracture. Thèse de doctorat. Technische Hogeschool Delft. The Netherlands. (1988).
- Rusinowski, P. Two-way concrete slabs with openings: experiments, finite element analyses and design. 2005.
- Saanouni K. *Numerical Modeling in Damage Mechanics (Innovative Technology Series)*. Lavoisier ed.2003.
- Saez E. Conception des bâtiments basés sur la notion de performance. Ecole centrale de Paris, hal-00272734, Avril 2008.
- Seismic assessment and retrofit of reinforced concrete buildings, state of art report, chapter 5, Fib-CEB, Bulletin 24, ISBN 978-2-88394-064-02, 2003
- Sittipunt, C., Wood, S. L., Lukkunaprasit, P. and Pattararattanukul, P. Cyclic behavior of reinforced concrete structural walls with diagonal web reinforcement. *ACI Structural Journal*, v 98, n 4, July/August, 2001, 554-562.

- Spacone E., Filippou F.C., Taucer F.F. Fiber beam-column model for nonlinear analysis of R/C frames. I: Formulation. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol 25, issue 7, pp. 711-725. (1996a).
- Spacone E., Filippou F.C., Taucer F.F. Fiber beam-column model for nonlinear analysis of R/C frames. II: Applications. *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, vol 25, issue 7, pp. 727-742. (1996b).
- Tahmasebinia, F. Finite element simulation of reinforced concrete structures under impact accident. *Structural Survey*, 26, pp.445–454, 2008.
- Takeda, T., Sozen M.A., and Nielsen N. N. Reinforced Concrete Response to Simulated Earthquakes, *Journal of the Structural Division, ASCE*, 96:12, pp. 2557- 2573, 1970.
- Tasnimi, A. A. Strength and deformation of mid-rise shear walls under load reversal.” *Engineering Structures*, v 22, n 4, Apr, 2000, 311-322.
- Thilakarathna, H. M. I., Thambiratnam, D. P., Dhanasekar, M., & Perera, N. Numerical simulation of axially loaded concrete columns under transverse impact and vulnerability assessment. *International Journal of Impact Engineering*, 37, pp.1100–1112, (2010).
- Tikhomirov, D. and Stein, E., Finite element computations of anisotropic continuum damage in reinforced concrete. *Computers & Structures*, 79(22-25), pp.2249-2260, 2001.
- Vecchio, F. J., and Emara, M. B., Shear Deformations in Reinforced Concrete Frames, *ACI Structural Journal*, Technical Paper, I January-February 1992.
- Vulcano A., Bertero V.V. Analytical models for predicting the lateral response of RC shear walls: evaluation of their reliability, Report UCB/EERC-89/19, University of California, Berkeley. 1987.
- Vulcano A., Bertero V.V., and Colotti V. Analytical modeling of R/C structure walls. Ninth world conference on earthquake engineering, August 2-9, 1988, Vol.VI: pp.41-46, 1988.
- Wood, S. L. Shear strength of low-rise reinforced concrete walls. *ACI Structural Journal* v 87, n 1, Jan-Feb, 1990, 99-107.
- Zacek M. Vulnérabilité et renforcement, Collection Conception Parasismique, Mai 2004.
- Zineddin, M. Simulation of reinforced concrete slab behavior under impact loading. In *Proceedings of the AEI 2008 conference: Building integration solutions*, pp. 1–8, New York 2008.

Résumé

Cette thèse s'inscrit dans le contexte de l'évaluation sismique des constructions en béton armé, existantes dans le nord de l'Algérie. Elle se focalise sur deux aspects principalement. L'un d'ordre global, en considérant la vulnérabilité des structures dans leur ensemble et de rechercher leurs points de performance. La vulnérabilité est évaluée grâce à un outil informatique basé sur l'approche analytique, dont l'objectif est d'arriver à un indicateur conventionnel de vulnérabilité qui permettra de classer les bâtiments de la simple petite réparation à la démolition. Quant à la performance sismique, elle est obtenue par une méthode statique non linéaire qui est la méthode push over. L'autre, à l'échelle élémentaire, c.-à-d. optimiser le renforcement de l'élément de structure. L'étude se penche sur le comportement de l'élément de structure, soumis à un chargement monotone horizontal, dans le but d'adopter un renfort léger ou une configuration de ferrailage adéquate pouvant reprendre efficacement les efforts. Le travail se concentre sur le principe d'éviter l'augmentation caractéristique de la section de béton, qui engendre inévitablement l'évolution de l'effort tranchant à la base. Deux approches sont proposées. Dans l'une, localement, dans les zones endommagées pour les structures armées conventionnellement, des armatures suivant les directions principales des contraintes sont insérées pour réduire ou tout simplement annihiler les dommages. L'intérêt se porte sur les zones de concentration de contraintes. Pour les portiques, c'est la région nodale ou les rotules plastiques sont susceptibles de se produire. Pour les voiles la partie centrale est privilégiée, justifiée par l'apparition de fissures en croix lors de séisme prépondérants. Dans l'autre, un renfort externe en matériaux composites est proposé selon le même principe de localisation et d'orientation.

Ce projet contribue à une évaluation plus réaliste du renforcement des bâtiments en béton armé.

Mots clés : Performance sismique, Dommages, renforcement et confortement, Simulation, modèle.

Abstract

This thesis fits into the scope of the seismic evaluation of existing reinforced concrete buildings in northern Algeria. In particular, it focuses mainly on two aspects. One, relative to the global scale, in which, the building is studied, before and after strengthening or reinforcement. This is done by evaluating the vulnerability of these structures and ensuring their seismic performance. Vulnerability is assessed through a computer tool based on analytical approach; the aim is to reach a conventional indicator of vulnerability that will classify buildings from simple small repair to demolition. As for the seismic performance, it is obtained by a nonlinear static method called the push over analysis. The other, on the elementary scale, i.e. optimizes the strengthening of the structural element. The study examines the behavior of the structural element, subjected to a horizontal monotonous load, with the aim of adopting a light strengthening or an adequate steel bars configuration that can effectively absorb the forces. The work focuses on the principle of avoiding the characteristic increase of the concrete section, which inevitably generates the evolution of the shear strength at the base. Two approaches are proposed. In one, locally, in conventionally-armed structures damaged areas, steel bars following the main stress directions are inserted in order to reduce or simply stop the damage, focusing the attention on stress concentration zones. In reinforced concrete frames, it is located in the nodal zone where the plastic hinges are likely to occur. In the reinforced concrete shear walls, the central part, as well as the end zones, is favored, justified by the appearance of cracks in cross shape (X) during major earthquakes for the first, and by concrete bursting or crushing due to the overall bending for the second. In the other, an external reinforcement in composite materials is proposed according to the same principle of location and orientation.

This project contributes to a more realistic assessment of reinforced concrete elements strengthening.

Keywords: Seismic performance, damages, strengthening and reinforcement, simulation, model