

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique  
**Université Mouloud Mammeri de TIZI-OUZOU**



Faculté du Génie de la Construction  
Département de Génie Civil

## **THESE DE DOCTORAT**

Spécialité : Génie Civil

Présentée par :

**TALBI Nadia**

Thème

---

**Elaboration d'un modèle de réduction de  
risque sismique dans les structures en béton  
armé (auto-stable).**

---

Jury :

Dahmani Lahlou	Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Président
Ould Ouali Mohand	Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Rapporteur
Kibboua Abderrahmane	Directeur de recherche au CGS d'Alger	Examineur
Bouzidi Mohamed Amin	Maitre de Conférence à l' université de Bejaia	Examineur
Remki Mustapha	Directeur de recherche au CGS d'Alger	Examineur
Almansba Madjid	Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou	Examineur
Hannachi N.Eddine	Professeur retraité	Invité

**Année Universitaire : 2022/2023**

---

## Résumé

---

Après le séisme de Boumerdes en Algérie (21/05/2003), plusieurs structures auto-stables en béton armé ont subies des ruines par effondrement total. Les rapports d'expertises ont montré que la ruine de ces bâtiments est causée par la mauvaise qualité d'exécution ainsi que le comportement fragile du béton, ce qui a conduit les chercheurs à investiguer dans l'amélioration de la réponse de ces structures en portiques face au séisme. Plusieurs techniques ont été présentées dans la littérature, tel que le renforcement par ajout de voiles de contreventement et l'utilisation des matériaux composites (résines, polymers...) dans la construction. Dans cette thèse, une autre alternative d'amélioration de la réponse sismique de cette typologie de construction est proposée. Cette méthode consiste en l'utilisation du béton armé renforcé par des fibres métalliques à la place du béton armé classique utilisé dans les constructions. Ceci a pour objectif d'améliorer la performance sismique des structures grâce à la ductilité du béton qui est augmentée par la présence des fibres métalliques. Deux types de fibres métalliques sont utilisées pour les besoins de ce travail, à savoir : fibres métalliques industrielles (ISF) et fibres métalliques de récupération des pneus usagés (VSF), avec un pourcentage variable. Les résultats obtenus montrent clairement l'apport des fibres dans l'amélioration du comportement global et local des structures.

**Mots clés:** calcul non linéaire · capacité · béton de fibres métalliques · portiques · séisme · Abaqus · environnement.

---

**Abstract**

---

After the Boumerdes earthquake in Algeria (05/21/2003), several self-stabilizing reinforced concrete structures suffered ruins by total collapse. Expert reports have shown that the ruin of these buildings is caused by the poor quality of execution as well as the fragile behavior of the concrete, which led researchers to investigate the improvement of the response of these frame structures facing the earthquake. Several techniques have been presented in the literature, such as reinforcement by adding bracing walls and the use of composite materials (Fiber-reinforced polymer...) in construction. In this paper, another alternative for improving the seismic response of this type of construction is proposed. This method involves the use of reinforced concrete reinforced with steel fibers in place of concrete in new construction. This aims to improve the seismic performance of the structures thanks to the good ductility offered by the fibers. Two types of steel fibers were used in this work, namely Industrial Steel Fibers (ISF) and Virgin Steel Fibers (VSF) obtained by cutting virgin steel tire-cord to 50 mm, with a variable percentage. The results obtained in this article clearly show the contribution of fibers in improving the global and local behavior of the rupture structures. In addition, the use of tire reclaimed fibers contributes to the protection of the environment and limits the wastage of steel.

**Keywords:** nonlinear calculation · capacity · steel fiber concrete · frames structures · earthquake · Abaqus · environment.

# Remerciements

J'exprime toute ma gratitude à Monsieur Ould Ouali Mohand professeur à l'université de Tizi-Ouzou mouloud Mammeri, qui a accepté de mon encadrer suite au départ à la retraite de mon ancien directeur de thèse professeur Hannachi Naceur-Edine et a donné de son temps pour examiner, évaluer et ses conseils précieux pour la finalisation la thèse.

Mes vifs remerciements pour Docteur Nekmouche Amine exerçant au niveau du CGS, grâce à lui nous avons défiit la feuille de route de la thèse et faire le choix du modèle numérique ; ces précieux conseils sur le plan scientifique et morals m'ont permet d'avancer et de finaliser ma thèse.

Mes sincères remerciements pour le professeur Hannachi Naceur-Edine, Professeur à l'université de Tizi-Ouzou mouloud Mammeri, pour son encadrement.

Mes sincères remerciement pour Monsieur Farsi Mohammed Naboussi Directeur de Recherche au CGS d'avoir accepté d'être mon co-directeur et je lui suis particulièrement reconnaissante de m'avoir offert la possibilité de travailler dans le contexte de ces programmes de recherches.

Je tiens à remercier le professeur Abderrahmane Kibboua qui m'a dirigé tout au long de ces années d'études d'une manière exceptionnelle et avec beaucoup de patience. Il m'a aidé à tracé les points phares de ma thèse en plus de ces ses encouragements permanents.

Je remercie Monsieur Mohammed Belazougui Directeur Général du CGS pour ces directives dans l'orientation de la thèse.

Je remercie Monsieur Mehanni Youcef Directeur de Recherche au CGS et Monsieur Remki Mustapha enseignant chercheur au CGS pour leurs aides précieuses.

Je tiens à remercie les professeurs Hamizi Mohand exerçant à l'université de Tizi-Ouzou mouloud Mammeri et Dahmous Hocine pour leurs remarques pertinentes et leurs aides.

Je tiens à remercier le Professeur Bouafia Youcef enseignant à l'Université de Tizi-Ouzou et professeur Abed pour leurs précieux conseils et directives.

Je tiens à remercier chaleureusement les membres du jury, Monsieur Dahmani Lahlou (Professeur à l'Université de Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou), Monsieur Kibboua Abderrahmane(Directeur de recherche au CGS d'Alger), Monsieur Bouzidi Mohamed Amin (Maitre de Conférence université de Béjaia), Monsieur Remki Mustapha (Directeur de recherche au CGS d'Alger), et Monsieur Almansba Madjid (Professeur à l'université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou) qui ont accepté d'examiner et d'évaluer ce travail de recherche.

Je remercie Docteur Madouni Lilia, Docteur Kezmane Ali, Docteur Lylia Bouzid, Docteur Akouche Karim, Docteur Louzai Amar et Docteurs Mahdi Makhlate de l'université de Tizi-Ouzou, pour leurs contributions dans la thèse et leurs encouragements.

Je tiens à remercier toutes les personnes qui ont contribué de près ou de loin dans ce modestetravail.

*A ma famille,  
A toutes les personnes qui m'ont soutenues dans des moments difficiles.*

*A la mémoire de ma mère,  
A la mémoire des victimes du COVID.19.*

# SOMMAIRE

<b>I- Introduction Générale.....</b>	<b>184</b>
--------------------------------------	------------

## Chapitre I

### **REVUE DE LITTERATURE**

#### **Partie I : Les portiques et les matériaux**

<b>II/ Les structures en portiques .....</b>	<b>18</b>
--	-----------

II-1/ Le mode d'endommagement des portiques auto-stable sous séisme. ....	19
II-2/ Travaux réalisés sur l'évaluation des dommages des structures en portiques. ....	20
II-3/ La longueur de la rotule plastique .....	21
II-4/ Le comportement du béton armé.....	21

<b>III/ Le béton de fibres .....</b>	<b>22</b>
--------------------------------------	-----------

III-1/Mécanismes physiques .....	22
III-2/ Les tests de caractérisation .....	23
III-2-1/ Essai de traction.....	23
III-2-2/ Orientation des fibres .....	24
III-2-3/ Le pourcentage critique des fibres.....	25
III-2-4/ Essai de compression.....	25
III-2-5/ Comportement au cisaillement des BRF .....	28
III-2-6/ Flexion simple .....	29

#### **Partie 2: La modélisation**

<b>IV/ Modélisation du comportement mécanique du béton. ....</b>	<b>30</b>
--	-----------

IV-1/ Traction uniaxiale .....	30
IV-2/ Compression uniaxiale.....	31
IV-3/ Energie de fissuration $G_f$ (ou énergie de rupture) .....	31
IV-4/ Comportement du béton sous contraintes biaxiales .....	34
IV-5/ Comportement du béton sous contraintes triaxiales .....	34

<b>V/ Les modèles numériques .....</b>	<b>35</b>
--	-----------

V-1/Modèles d'endommagement.....	35
V-2/Modèles plastique .....	36
V-3/ Couplage de l'endommagement et de la plasticité.....	36

<b>VI/ Modélisation éléments finis du comportement quasi-statique des structures.....</b>	<b>36</b>
---	-----------

VI -1/ Modélisation de la géométrie .....	37
VI-2/ Cadre théorique de modélisation des matériaux .....	38
VI-2-1/ Modélisation du béton armé et du béton de fibres .....	38
VI-2-1-1/Décomposition des déformations.....	38
VI-2-1-2/Relation contrainte-déformations.....	38
VI-2-1-3/ Loi d'écrouissage .....	39
VI-2-1-4/ Fonction de charge .....	40
VI-2-1-5/Règle d'écoulement .....	42
VI-2-1-6/ Identification des paramètres d'endommagement .....	44
VI-2-1-6-1/ cas du chargement uniaxial.....	44
VI-2-1-6-2/Cas du chargement multiaxial .....	46

<b>VII/ Modélisation de l'acier.....</b>	<b>47</b>
--	-----------

<b>IIIX/ Les paramètres d'entrée .....</b>	<b>49</b>
IIIX-1/ Les lois uniaxiales du béton .....	49
IIIX-2/ Identification des paramètres .....	51
IIIX-2-1/Cas de traction.....	51
IIIX-2-2/Cas de compression.....	52
<b>IX/ La stratégie de résolution avec Abaqus .....</b>	<b>53</b>

## Chapitre II

### IDENTIFICATION DES PARAMETRES MATERIAUX

<b>Introduction .....</b>	<b>56</b>
<b>I /Analyse et choix des matériaux .....</b>	<b>56</b>
<b>II/ Définition des paramètres des matériaux pour le modèle CDP .....</b>	<b>56</b>
<b>III/ Les spécimens de structures de référence étudiées.....</b>	<b>57</b>
<b>IV/ Modèle expérimental de référence de Vecchio et al (1992).....</b>	<b>57</b>
IV-1/Présentation du portique de Vecchio .....	57
IV-2/Identification des paramètres du modèle CDP pour le portique de Vecchio (1992).....	59
IV-2-1/Comportement uniaxiale (compression et traction) .....	59
IV-2-2/ La modélisation du portique de Vecchio.....	60
IV-2-3/Etude de la convergence du maillage .....	61
IV-3/Identification des paramètres du chargement multiaxial du béton BTV .....	62
VI-3-1/ Influence des paramètres du chargement multiaxiale sur la réponse du portique.....	62
IV-4/Etat de contrainte dans le portique .....	65
IV-5/ le shémas de fissuration du portique de Vecchio .....	67
<b>V/ Le modèle de référence de Tlemat (2006). .....</b>	<b>69</b>
V-1/ Modèle expérimentale de Tlemat (2006).....	69
V-2/ Les matériaux du modèle expérimental de référence de Tlemat et al .....	69
V-2-1/ Les fibres .....	69
V-2-2/ Le béton ordinaire et le béton de fibres .....	70
V-3/Identification des paramètres du modèle CDP pour le béton de fibre de Tlemat .....	72
V-3-1/Comportement uniaxiale.....	72
V.3.2/ Etude de la convergence du maillage de la poutre. ....	75
V.4/ Identification des paramètres multiaxiaux des bétons de fibres.....	75
V.4.1/ Influence des paramètres multiaxiaux sur la réponse de la poutre.....	75
V.5/ Etat de contrainte dans la poutre en BVSF6 .....	79
V-6/ Etat d'endommagement de la poutre en BVSF .....	79
V-7/ Les courbes de capacité des différents bétons (BTT, BVSF1.5, BVSF3, BVSF6 et BISF-1). .....	80
<b>V.8/ L'influence du pourcentage et de la nature des fibres :.....</b>	<b>82</b>
<b>Conclusion .....</b>	<b>75</b>

## Chapitre III

### ETUDE DES PORTIQUES EN BFM ET DE L'EVOLUTION DES DOMMAGES DANS LES ZONES

<b>Introduction .....</b>	<b>84</b>
---------------------------	-----------

## **Partie I : Renforcement globale des portiques en BFM**

<b>I/ Application sur des portiques en béton armé renforcés par des fibres métalliques.....</b>	<b>84</b>
<b>II/ Etude de cas pour les portiques (R+1) .....</b>	<b>85</b>
II-1/ Les portiques en (R+1).....	85
<b>II-2/La modélisation des portiques en (R+1) .....</b>	<b>85</b>
II.3/ Les courbes de capacités.....	85
II-4/Etat de contrainte et de l' Endommagement dans le portique .....	80
<b>III/ Les portiques en (R+2) .....</b>	<b>92</b>
III-2-1/ La modélisation des portiques en (R+2).....	93
III-2-2/ L'étude de la convergence du maillage.....	93
III-2-3/ Les courbes de capacités .....	94
III-2-4/ Etat de contrainte des portiques réalisés en BVSF6 et BTT.....	96
III-2-5/ L'endommagement des portiques réalisés en BVSF6 et BTT .....	90

## **Partie II : Renforcement locale des portiques en BFM**

<b>IV/ Les portiques étudiés .....</b>	<b>93</b>
<b>V / Le processus de simulation avec le code Abaqus.....</b>	<b>93</b>
<b>VI/Le renforcement du portique en béton de fibres BVSF6 .....</b>	<b>95</b>
VI.1/Les courbes de capacité.....	103
VI.2/ Les etats de contrainte et de l'endommagement du portique .....	96
<b>VII/Renforcement du portique par le béton de fibre BVSF3.....</b>	<b>98</b>
VII.1/Les courbes de capacités.....	98
VII.2/ Les etats de contrainte et de l'endommagement du portique.....	99
<b>IIX/Renforcement du portique en béton de fibres BVSF1.5 .....</b>	<b>101</b>
IIX.1/Les courbes de capacité. ....	101
IIX.2/Les etats de contrainte et de l'endommagement du portique .....	101
<b>IX/Renforcement du portique en BISF-1 .....</b>	<b>103</b>
IX.1/ Les courbes de capacité .....	111
IX.2/ Les etats de contrainte et de l'endommagement du portique .....	104
<b>X/ Etude de l'évolution de la zone de fissuration en fonction des BFM .....</b>	<b>114</b>
<b>Conclusion.....</b>	<b>109</b>
<b>CONCLUSION GENERALE .....</b>	<b>118</b>
<b>ANNEXES.....</b>	<b>120</b>
<b>Bibliographies .....</b>	<b>128</b>

# Liste des figures

## Chapitre I

<b>Figure I. 1:</b> Parking de l'Université de Californie séisme de NORTHRIDGE 1994[51 ] .....	18
<b>Figure I. 2:</b> La rupture des éléments selon la nature des efforts lors du séisme de Boumerdes Seghir .....	19
<b>Figure I. 3:</b> Rupture de la structure par perte de stabilité .....	20
<b>Figure I. 4:</b> Association béton et acier Eurocode 8 [69].....	21
<b>Figure I. 5:</b> Rôle des fibres dans le contrôle de la fissuration du béton Rossi (1998).....	23
<b>Figure I. 6:</b> Comportement d'un BRF en traction de Montaignac, 2011. ....	23
<b>Figure I. 7:</b> Comportement en traction directe des BRF (Naaman et Reinhardt, 1996) .....	24
<b>Figure I. 8:</b> Fibre en tension au sein d'une fissure Lee et al.(2011).....	24
<b>Figure I. 9:</b> Relation entre la résistance en traction de la fibre et l'angle de la fissure Lee et al [83] .....	25
<b>Figure I. 10:</b> a) effet des fibres sur le contrôle des fissures en compression. b) relation entre direction de bétonnage, orientation des fibres et influence de la ségrégation sur la résistance à la compression Mansur et al (1999).....	26
<b>Figure I. 11 :</b> Courbe contrainte-déformation en compression simple, Serna Ros, 1984 .....	26
<b>Figure I. 12 :</b> Le comportement des différents bétons de fibres et le béton témoin en compression OTTER et al (1986).....	27
<b>Figure I. 13:</b> a) Courbes contrainte-déformation en compression mesurées par Nielsen [94] avec un taux de fibres variable. b) Relation linéaire entre $f_c$ et $f_{ct}$ selon Nielsen[94] et comparaison avec les résultats des essais de Behloul [95] avec un taux de fibres variable entre 0 et 4%.....	19
<b>Figure I. 14:</b> Le schéma du test de cisaillement a) vue Ouest b) vue Est, Khanlou (2012).....	28
<b>Figure I. 15:</b> Comportement du BRF au cisaillement selon étude de A. Khanlou et al (2012). ....	28
<b>Figure I. 16:</b> Comportement d'une poutre en béton de fibre de carbone soumise en flexion H. NAKAGAWA et al (1993).....	29
<b>Figure I. 17 :</b> Courbe charge-flèche d'une poutre en flexion simple en fonction du dosage des fibres Xi Liang Ning (2015).....	29
<b>Figure I. 18:</b> Courbe charge-flèche en flexion simple Doo-Yeol Yoo (2018).....	30
<b>Figure I. 19:</b> Mode de rupture macroscopique sous traction uniaxiale : (a) comportement global Terrien, 1980 ; (b) Formation et propagation des fissures Björnström et al. 2006. ....	30
<b>Figure I. 20:</b> Mode de rupture macroscopique sous compression uniaxiale : (a) comportement global Geel, 1998 [103]; (b) Formation des fissures Kaufmann, 1998 [104].....	31
<b>Figure I. 21:</b> Localisation de la déformation dans le béton : (a) sous traction uniaxiale ; (b) sous compression uniaxiale, adapté de Markovic et al.2012.....	32
<b>Figure I. 22:</b> Surface de chargement à la rupture (contraintes maximales) en état de contraintes biaxiales, résultats de Chi et al 2017 (125) ,Kupfer et al 1969 (122) et Lee et al.2004 (120). ....	34
<b>Figure I. 23:</b> Essai triaxial avec augmentation du confinement : (a) faibles pressions hydrostatiques (1) 0 MPa (2) 1.5 MPa. (3) 4.5MPa, (4) 9MPa. (b) pressions hydrostatiques élevées 30 et 60 MPa. Réf [100, 129, 130] .....	35
<b>Figure I. 24:</b> Pente de déchargement des modèles de plasticité et de l'endommagement .....	28
<b>Figure I. 25:</b> Discrétisation géométrique des matériaux a: Béton et BFM et b: Acier [31]. ....	29
<b>Figure I. 26:</b> Ecrouissage isotrope modèle CDP du code Abaqus [ 143-144].....	31
<b>Figure I. 27:</b> (a) Surface de charge dans le plan déviatorique pour $K_c=2/3$ (modèle CDP) et $K_c=1$ (critère de Drücker-Prager [126]) ; (b) Surface de charge dans le plan des contraintes (CDP).....	42
<b>Figure I. 28:</b> Illustration de la fonction potentielle plastique par rapport à une surface de charge repris de Pankaj.2010.....	34
<b>Figure I. 29:</b> Fonction potentiel plastique dans le plan méridien p-q :Illustration de l'excentricité et l'angle de dilatation [31] .....	43
<b>Figure I. 30:</b> Schématisation du l'angle de dilatation [31].....	35

<b>Figure I. 31:</b> Comportements uni axiaux du béton ; (a) en compression avec illustration des déformations plastiques et inélastiques ; (b) en traction avec illustration des déformations plastiques et de fissuration.....	37
<b>Figure I. 32:</b> Paramètre de récupération de la rigidité de compression.....	46
<b>Figure I. 33 :</b> Comportement uniaxial du Sous-chargement cyclique. ....	38
<b>Figure I. 34:</b> Courbes de comportement des aciers HA10 Tan-Trung (2017)[149]. ....	48
<b>Figure I. 35 :</b> Les courbes contraintes-déformations idéalisées pour les armatures selon Vecchio(1992).....	40
<b>Figure I. 36:</b> Densité d'énergie de fissuration, (a) en traction, (b) en compression .....	43
<b>Figure I. 37:</b> Histoire des énergies pour un cas quasi-statique du code Abaqus .....	46
<b>Figure I. 38:</b> Exemple d'un profil de chargement lisse (smooth step) défini dans ABAQUS.....	47

## **Chapitre II**

<b>Figure II. 1 :</b> Les détails du spécimen du portique de Vecchio (1992) [37] en (R+1) réalisé avec le BTV .....	58
<b>Figure II. 2:</b> Courbes de contraintes et d'endommagements en fonction des déformations, (a) compression, (b) traction.....	60
<b>Figure II. 3:</b> Maillage et géométrie du portique (R+1) de Vecchio (1992) (béton ,acier) et les conditions aux limites.....	61
<b>Figure II. 4:</b> Etude de la convergence du maillage pour le portique de Vecchio (1992).....	62
<b>Figure II. 5:</b> Influence de l'angle de dilatation sur la réponse du portique .....	63
<b>Figure II. 6:</b> L'influence l'Excentricité du potentiel d'écoulement ( $\epsilon$ ).....	63
<b>Figure II. 7:</b> Influence du rapport de la contrainte biaxiale et uniaxiale ( $\sigma_b / \sigma_c$ ).....	64
<b>Figure II. 8:</b> Influence du paramètre $K_c$ .....	64
<b>Figure II. 9:</b> Courbes de calibrage pour le portique de Vecchio réalisé avec le béton ordinaire BTV .....	65
<b>Figure II. 10:</b> Etat de contrainte ultime dans le portique.....	66
<b>Figure II. 11:</b> Etat de contraintes ultimes dans les aciers.....	66
<b>Figure II. 12:</b> Shémas globale de fissuration du portique de Vecchio correspondant à la charge ultime pour le cas de traction et compression.....	67
<b>Figure II. 13:</b> Comparaison du schéma de fissuration du portique de Vecchio pour le cas de cisaillement.....	67
<b>Figure II. 14:</b> Comparaison du schéma de fissuration de traction du portique de Vecchio.....	68
<b>Figure II. 15:</b> Shémas de fissuration du portique de Vecchio correspondant a) à la flexion des poutres et b) des poteaux.....	68
<b>Figure II. 16:</b> Le spécimen de la poutre de Tlemat (2006) , les dimensions en mm.....	69
<b>Figure II. 17:</b> Les fibres VSF et ISF-1 selon H.Tlemat (2006).....	70
<b>Figure II. 18:</b> Courbes de contraintes et d'endommagements en fonction des déformations, (a) compression, (b) traction pour le béton BVSF6.....	74
<b>Figure II. 19:</b> Maillage et les conditions aux limites de la poutre de Tlemat (2006) [27,30 ] en BVSF6 avec Abaqus.....	74
<b>Figure II. 20:</b> La réponse de la poutre en fonction de la taille de l'élément fini.....	75
<b>Figure II. 21:</b> Influence de l'angle de dilatation sur le comportement de la poutre en BVSF6.....	76
<b>Figure II. 22:</b> Influence de l'excentricité $\epsilon$ sur la réponse de la poutre en BVSF6.....	76
<b>Figure II.23:</b> Influence du rapport de contrainte biaxiale et uniaxiale ( $\sigma_b / \sigma_c$ ).....	77
<b>Figure II. 24:</b> Influence du paramètre $k_c$ sur la réponse de la poutre en BVSF6.....	78
<b>Figure II. 25:</b> Etat de contrainte dans la poutre de Tlemat réalisée en BVSF6. ....	79
<b>Figure II. 26:</b> L'endommagement de la poutre en BVSF6 en compression .....	79
<b>Figure II. 27:</b> L'endommagement de la poutre en BVSF6 en traction pour le modèle numérique et expérimentale de Tlemat. ....	80
<b>Figure II. 28:</b> Mode de fissuration de la poutre en BTT pour le cas numérique et expérimentale .....	80
<b>Figure II. 29:</b> Courbes de capacité pour la poutre de Tlemat réalisée avec le béton ordinaire BTT.....	81
<b>Figure II. 30:</b> Courbes de capacité pour la poutre de Tlemat réalisée avec le béton de fibres métalliques VSF avec les pourcentages de fibres de 1.5%, 3% et 6% .....	81
<b>Figure II. 31:</b> Courbes de capacité pour la poutre de Tlemat réalisée avec le béton de fibres métalliques ISF-1 avec le pourcentage de fibres de 6% .....	82

<b>Figure II. 32:</b> Influence de la nature des fibres VSF et ISF-1 avec un pourcentage de 6 % en poids de la poutre de Tlemat.....	82
--	----

### **Chapitre III**

<b>Figure III. 1:</b> Idéalisations des courbes de capacités en courbes bilinéaires .....	85
<b>Figure III. 2:</b> Les courbes de capacités des portiques (R+1), réalisés avec les matériaux BFM et bétons ordinaires selon le code Abaqus. les pourcentages des fibres métalliques VSF sont 1.5%, 3% et 6% ; ISF 6% .....	86
<b>Figure III. 3:</b> Etat de contrainte dans le portique et l'acier : (a) portique en BVSF6 et (b) portique en BTT.....	81
<b>Figure III. 4:</b> Etat d'endommagement en compression pour le portique en BVSF6 et BTT. ....	82
<b>Figure III. 5 :</b> Etat d'endommagement en traction pour le portique en BVSF6 et BTT. ....	83
<b>Figure III. 6:</b> Les portiques (R+2) ferrailés selon les modèles de Vecchio. ....	84
<b>Figure III. 7:</b> Les conditions aux limites et le maillage du portique en BVSF6 selon le code Abaqus. ....	85
<b>Figure III. 8:</b> Etude de la convergence du maillage du portique en BVSF6 .....	86
<b>Figure III. 9:</b> Courbes de capacités selon le type de matériaux pour les portiques (R+2) données par le code Abaqus selon le ferrailage du portique du Vecchio .....	86
<b>Figure III. 10:</b> Etat de contrainte dans les portiques en (R+2) réalisés en BVSF6 et BTT .....	89
<b>Figure III. 11:</b> L'endommagement en compression pour les portiques en BVSF6 et BTT .....	90
<b>Figure III. 12:</b> Schémas de fissuration pour le portique (R+2) réalisé avec un béton ordinaire BTT. ....	91
<b>Figure III. 13:</b> Schémas de fissuration pour le portique (R+2) réalisé avec un béton BVSF6 de fibre VSF dosé à 6% .....	92
<b>Figure III. 14:</b> Modélisation du portique en bétons BTV et BVSF6 suivant les zones nodales pour le cas de 80% hp avec le code Abaqus. ....	94
<b>Figure III. 15:</b> La géométrie, les conditions aux limites et le maillage du portique en BTV et BVSF6 avec le code Abaqus. ....	95
<b>Figure III. 16:</b> Courbes de capacité pour les portiques en BTV et BVSF6, réalisées avec le code Abaqus .....	96
<b>Figure III. 17:</b> Etats de contraintes et l'endommagement en traction pour le BVSF6. ....	97
<b>Figure III. 18:</b> Répartition des contraintes au niveau des aciers .....	98
<b>Figure III. 19:</b> Courbes de capacité pour les portiques en BTV et BVSF3 réalisées avec le code Abaqus .....	99
<b>Figure III. 20:</b> Etats de contraintes et de l'endommagement pour le BVSF3.....	99
<b>Figure III. 21:</b> Etat de contraintes dans les aciers. ....	100
<b>Figure III. 22:</b> Courbes de capacité pour les portiques en BTV et BVSF1.5 réalisées avec le code Abaqus.....	101
<b>Figure III. 23:</b> Etats de contraintes et l'endommagement du portique en BVSF1.5 .....	102
<b>Figure III. 24:</b> Etats de contrainte dans les aciers pour le portique en BVSF1.5 .....	103
<b>Figure III. 25:</b> Courbes de capacité pour les portiques en BTV et BISF-1. ....	104
<b>Figure III. 26:</b> Etats de contraintes et l'endommagement en traction pour le portique en BISF-1 .....	105
<b>Figure III. 27:</b> Etat de contrainte dans les aciers du portiques en BISF-1 .....	106
<b>Figure III. 28:</b> Variation de la résistance des portiques en BFM en fonction de $l_r$ . ....	107
<b>Figure III.29:</b> Variation de la réponse des portiques en BFM en fonction de $l_r$ en termes de déplacements....	108

# **Liste des tableaux**

## **Chapitre I**

**Tableau I. 1:** Détermination de  $G_{f0}$  à partir du diamètre des granulats Rots, 1988(113).....33

**Tableau I. 2:** Les différentes valeurs des énergies de fissuration selon les auteurs.....33

## **Chapitre II**

**Tableau II. 1:** Les caractéristiques des matériaux acier et béton pour le portique de Vecchio .....58

**Tableau II. 2:** Valeurs utilisées pour définir les courbes uniaxiales de contraintes déformations et d'endommagements-déformations en compression et en traction.....59

**Tableau II. 3:** Les paramètres du chargement multiaxiale pour le béton du portique de Vecchio .....65

**Tableau II. 4:** Les dimensions et les caractéristiques des fibres Tlemat et al.....70

**Tableau II. 5:** Composition des bétons selon Tlemat et al [30] .....71

**Tableau II. 6:** Les résultats des tests de l'étude de Tlemat et al [30] .....71

**Tableau II.7:** Les caractéristiques des différents bétons selon Tlemat et al [30]......72

**Tableau II. 8:** Valeurs utilisées pour définir les courbes uniaxiales de contraintes déformations et d'endommagements-déformations en compression et en traction.....73

**Tableau II. 9:** Les paramètres du chargement multiaxiale pour les différents béton.....78

**Tableau II. 10 :** Degré de convergence des courbes numérique selon Abaqus.....83

## **Chapitre III**

**Tableau III. 1:** Les résultats en termes d'efforts et déplacement selon le code Abaqus pour les portiques (R+1).....79

**Tableau III. 2 :** Comparaison des résultats des différents portiques (R+1).....79

**Tableau III. 3:** Les résultats en termes d'efforts et déplacement selon le code Abaqus pour les portiques (R+2)......87

**Tableau III. 4:** Comparaison des résultats des différents portiques (R+2).....88

**Tableau III.5:** Les longueurs de la zone de renforcement  $l_r$ .....93

## Liste des symboles

*Fibres ISF: Industrial Steel Fibers*

*Fibres VSF : Virgin Steel Fibers*

$L_p$ : longueur de la rotule plastique

$h$ : hauteur de la poutre

$V_{cr}$  pourcentage critique de fibres

$\sigma_{mu}$  : résistance à la traction de la matrice

$\sigma_m$  : contrainte de traction à la rupture du béton

$\sigma_{fu}$  : résistance à la traction des fibres.

$F$ :facteur de fibres

$V_f$  : pourcentage des fibres

$D_f$ : facteur de l'efficacité de l'adhérence fibre matrice

$l/d$ : elancement de la fibre

$G_f$ : energie de fissuration

$G_f^c$  : energie de fissuration en compression

$G_{ft}$ : energie de fissuration en traction

$f_{cm}$  : la résistance maximale du béton en compression uniaxiale

$\varepsilon$  : déformation totale

$\varepsilon_e$ : déformation élastique

$\varepsilon_p$ : déformation plastique

$E$ : module de young

$\sigma$ : tenseur de contrainte

$\tilde{\sigma}$ : tenseur de contrainte effective

$d$  ou  $D$  : coefficient d'endommagement

$\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$  variable d'évolution de l'écrouissage en compression

$\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$  variable d'évolution de l'écrouissage en traction

$f(\sigma, \tilde{\varepsilon}^{pl})$  fonction de charge

$f_c$  est la résistance maximale du béton en compression uniaxiale

$K_c$  variable materiel

$\mathcal{E}^{pl}$  déformations plastiques

$G(\bar{\sigma})$  fonction potentiel d'écoulement plastique

$P$  est la pression hydrostatique

$q$  la contrainte équivalente au sens de Von Mises

$\sigma_{t0}$  est la résistance maximale du béton en traction uniaxiale

$\psi$  est l'angle de dilatation

$E_0$  : rigidité élastique initiale du béton non endommagé

$\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$  la vitesse de déformation plastique équivalente

$\sigma_x$  Contrainte plastique

$f_{x0}$  est la limite d'élasticité du béton

$l_c$  est la longueur caractéristique liée à la taille de la zone localisée

$V$  représente le volume de l'élément fini.

$E_I$  est l'énergie interne (énergie de déformation élastique et plastique),

$E_V$  est l'énergie absorbée par dissipation visqueuse,

$E_{KE}$  est l'énergie cinétique,

$E_{FD}$  est l'énergie absorbée par dissipation par frottement,

$E_W$  est l'énergie (travail) des forces extérieures,

$E_{total}$  est l'énergie totale du système

**BTV**: Béton Témoin de Vecchio.

**BTT** : Béton témoin de Tlemat

**BVSF1.5**: Béton de fibre VSF 1.5%

**BVSF3** : Béton de fibre VSF 3%

**BVSF6:** Béton de fibre VSF 6%

**BISF-1 :** Béton de fibre ISF-1 6%

$f_{c0}$  Contrainte élastique en compression

$f_{t0}$  Contrainte élastique en traction

$a_c$  paramètre pilotant la courbe de compression avant le pic

$b_c$  paramètre pilotant la courbe de compression après le pic

$a_t$  paramètre pilotant la courbe de traction avant le pic

$b_t$  paramètre pilotant la courbe de traction après le pic

$\sigma_b/\sigma_c$  Rapport entre contrainte biaxiale et uniaxiale

$\varepsilon$  Excentricité du potentiel d'écoulement

$\mu$  Paramètre de viscosité

$V_{max}$  (Kn) Effort maximal

$D_c$  (mm) Déplacement correspondant à  $V_{max}$  :

$V_u$  (Kn) Effort ultime

$D_u$  (mm) Déplacement ultime

$V_y$  (KN) Effort élastique

$D_y$  (mm) Déplacement élastique

$D_2$  déplacement de l'étage 2

$D_1$  déplacement de l'étage 1

$\Delta V_w$  (Kn) Variation De l'effort

$V_u/V_w$  Rapport d'effort Ultime

$\Delta D_w$  (mm) Variation en déplacement

$D_u/D_w$ . Rapport en déplacement Ultime

$D_{i-j}/H_e$  (%) Déplacement inter-étage

$L_r$  longueur de renforcement

## INTRODUCTION GENERALE

Le séisme de boumerdes de 2003 a été le plus meurtrier d'Algérie depuis 1980 même si la magnitude enregistrée est jugée par certains «modérée», reste que, le bilan fait état de 2.278 morts. 10.147 blessés et plus de 15 000 sans abri qui ont été enregistrés AFPS [1 et 2]. Les dégâts matériels ont été estimés à plus de 3 milliards de dollars. Plus de 180 000 sinistrés recensés et des dizaines de milliers de logements détruits. L'agression sismique constitue un essai en vraie grandeur qui met un bâtiment à l'épreuve. Le rapport de mission du séisme de Boumerdes établi par Davidovici (2003)[3] souligne que parmi les causes de l'effondrement des bâtiments résident dans la mauvaise résistance des structures au séisme et la rupture fragile des nœuds de jonction poteaux poutres pour les structures en portiques auto-stables. L'analyse des bâtiments endommagés confirme que le comportement post-élastique des structures auto stables vis-à-vis d'un séisme majeur est défavorable, leurs processus de fissuration sont aléatoires ce qui génère la formation des rotules plastiques aux niveaux des poteaux au lieu des poutres (Davidovici (2003)[3] et Balandier[4]). Ces conséquences sont liées principalement à la fragilité et le manque de résistance des structures réalisées avec le système de contreventement en portiques. Pour éviter ces ruines brutales, il existe des techniques de renforcement des structures en portiques ; On peut citer l'insertion des voiles qui donne une meilleure protection sismique aux bâtiments, mais ce n'est pas économique en particulier lorsqu'il s'agit des bâtiments à faible hauteur. D'autres techniques émergent tel que l'utilisation des matériaux composites dans le renforcement des structures en béton armé comme illustré dans les travaux de Hota V.S GangaRao(2006)[5] et Mark J. Masia (2004)[6]. L'étude de Paolo Foraboschi (2012) [7] montre aussi que les composites polymères renforcés de fibres permettent à des poutres en béton d'augmenter leur résistance au cisaillement, jusqu'à garantir une sécurité adéquate. Dans le code modèle de la FIB (2010) de l'étude de Marco di Prisco (2013)[8] , le béton renforcé de fibres a été reconnu comme un nouveau matériau pour les structures et cette introduction avait favorisé une première étape de croissance du béton de fibre dans les applications structurelles.

La réponse sismique des structures est conditionnée par la nature des matériaux, tel que mentionner dans les références suivantes [8] à [16], d'où il est impératif d'améliorer les caractéristiques mécaniques du béton en premier lieu ce qui permettra la maîtrise du processus de fissuration. S.Akihama (1986)[17] a montré que l'ajout des fibres de carbone dans la composition du béton permet l'amélioration des caractéristiques mécaniques du béton en termes de contrainte et de déformation. En ce qui concerne les fibres métalliques G. Batson (1976)[18] , G. Ramakrishnan (2005)[19] et L. Vandewalle (2001) [20] ont montré que les propriétés mécaniques du béton renforcé par des fibres métalliques sont nettement améliorées en particulier en termes de déformation du matériau, la rupture devient moins fragile. Sur l'échelle de la structure les résultats de recherche de l'étude de Gustavo J. Parra-Montesinos (2005)[21] fournissent des preuves qui soutiennent l'utilisation du matériau béton de fibre « HPFRCC » dans les structures poutre-poteau en béton armé. Elle a montré que les liaisons poutre-poteau réalisées avec un matériau en béton de fibres de polyéthylène dans une fraction volumique de 1,5% présente une excellente résistance et une bonne capacité de déformation et de tolérance aux dommages vis-à-vis de l'effort sismique. Par ailleurs l'objectif de la recherche de Luaay Hussein (2015)[22] était de développer des éléments

composites en béton fibré à ultra-hautes performances (BFUP) et les comparer aux bétons à résistance normale ou à haute résistance (NSC/HSC). Les résultats des tests ont révélé que les performances du système composite proposé, en termes de capacité de flexion et de cisaillement, ont été améliorées avec succès. Toutes les poutres mixtes en béton de fibre se sont rompues en cisaillement sous un chargement de 1,6 à 2,0 fois supérieure à celle de la résistance des poutres NSC/HSC. D'autres travaux de recherches ont été effectués dans le domaine du béton de fibres, sa performance est prouvée dans les études de Guénet (2016)[23] Aubrée (2014)[24] et Casanova (1995)[25]. L'étude de Tlemat (2004)[26] a évalué la contribution des fibres métalliques dans le béton de structure. Cette recherche consiste à étudier le comportement d'une poutre réalisée en béton de fibres métalliques soumise à la flexion simple sur quatre points. Les fibres utilisées sont des fibres métalliques industrielles ISF-1 'Industrially Steel Fibres' et VSF 'Virgin Steel Fibres' issues de la récupération de l'acier des pneus usés avec des différents pourcentages de 1.5%, 3% et 6%. Le procédé d'extraction des fibres est illustré dans le travail de H. Tlemat (2003) [27]. Elle a prouvé que les poutres réalisées en béton de fibres ont une meilleure performance par rapport à la poutre en béton sans fibres en termes de déplacement et d'effort de résistance. Jordon R. Deluce (2013) [28] a montré que l'ajout des fibres métalliques dans le béton armé améliore le processus de fissuration et diminue la fragilité du béton par rapport au béton non fibreux pour le cas de traction.

### **Problématique**

Cette thèse s'inscrit dans le cadre de l'approche d'optimisation du comportement à la rupture des portiques sous les sollicitations sismiques tout en réduisant leurs risques sismiques.

Sur la base des études de laboratoire et numériques citées ci-dessus, nous avons orienté notre travail à l'échelle du matériau. L'objectif est l'amélioration des caractéristiques mécaniques du béton pour optimiser le comportement non linéaire des structures en béton armé.

Dans ces conditions le choix du matériau doit répondre aux exigences de la protection sismique qui se manifestent par l'amélioration de la résistance et en particulier la ductilité de la structure. D'où nous avons proposé de renforcer le béton ordinaire par des fibres métalliques de récupération sans réduire le taux de ferrailage afin d'éviter la rupture fragile des portiques en béton armé et améliorer le comportement des portiques auto stables vis-à-vis des sollicitations sismiques.

Sur le plan de l'environnement, l'utilisation des fibres de récupération est considérée comme une alternative pour diminuer l'impact de la pollution. Au Royaume-Uni on estime que jusqu'à 60000 tonnes de fibres d'acier de haute qualité provenant des pneus sont éliminés annuellement selon H. Tlemat [26-27] et ETRA, 2001 [29].



La photo ci-dessus montre la plus grande réserve des pneus en proie au feu en Espagne et son impacte sur la pollution de l'environnement. Afin de réduire ces réserves, ce travail se situe aussi dans l'objectif de participer à la récupération des matériaux, en outre l'acier des pneus, car la construction reste le domaine privilégié pour réduire ces décharges.

Les structures concernées dans notre étude sont les portiques en (R+1) et (R+2) réalisés en béton armé renforcés par des fibres métalliques VSF (récupération) avec des différents pourcentages (1.5%, 3% et 6%) et ISF (pourcentage 6%) tel que citées dans les travaux de Tlemat (2006) [30] et [26-27].

L'investigation et l'introduction de six variables de conception (Résistance à la compression du béton, énergie de fissuration, charge verticale, pourcentage des fibres, type des fibres, élancement géométrique des portiques) a été abordée pour mener à terme ce travail. La synthèse de ces travaux fait ressortir la contribution des fibres de récupération dans le comportement à la rupture des portiques.

Dans notre thèse trois type d'analyses ont été réalisés dans notre étude.

La première analyse consiste à l'identification des paramètres que pour les différents matériaux. Les études de Kezmane (2016)[31] et de Solhmirzaei (2017) [32] ont montré que le modèle CDP « Concrete damaged Plasticity » basé sur la théorie de l'écoulement plastique de Lubliner (1989)[33] et Jeeho Lee (1998)[34], du code ABAQUS, est fiable pour reproduire le comportement non linéaire du béton ordinaire et du béton de fibres. Sur les conclusions de ces études nous avons opter pour le code Abaqus basé sur l'approche par éléments finis. Cependant la justification de l'utilisation de l'approche par élément fini du code Abaqus pour les matériaux Béton ordinaire et béton de fibres doit être vérifiée. D'où les premiers calculs élémentaires de notre travail consistent à identifier les paramètres matériaux pour le modèle CDP de Abaqus pour tous les types de bétons utilisés (BT et BFM). Ce qui nous amène au calibrage des courbes de capacité numériques avec les courbes expérimentales. A ce stade de la simulation, nous pouvons estimer les paramètres de chargement (uniaxials et multiaxials) des différents paramètres matériaux du modèle

d'endommagement CDP , qui serviront ensuite dans l'étude des portiques (R+1) et (R+2). La deuxième analyse consiste en une étude de cas des portiques en (R+1) et (1+2) réalisés en béton armé renforcés par des fibres métalliques, c'est un renforcement globale des portique en BFM. Comme base de comparaison nous avons utilisé deux bétons ordinaires temoins qui sont BTT et BTV. Les portiques en bétons témoins et en BFM sont modélisés avec le modèle CDP du code Abaqus en utilisant la méthode explicite dont le resultat est les courbes de vulnérabilité.

L'exploitation des courbes de vulnérabilité nécessite l'évaluation d'un état limite qui est représenté par un point ultime décrivant ainsi la performance de la structure. C'est un état ultime du portique au-delà de cette limite c'est la perte de stabilité qui provoque la ruine du portique. Le choix de ce point crucial est établi sur les critères de ruine de Park (1989) [35]et Mehmet Inel (2006)[36]. La troisième analyse aborde le renforcement locale des portiques par le béton de fibre. Elle consiste à étudier des portiques renforcés par le béton de fibres dans les zones nodales suivant une longueur de renforcement variable. Le résultat de cette étude est comparé au cas de renforcement globale du portique (étude précédente).

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

**Chapitre I** présente l'état de l'art, scindé en deux parties. La première partie traite des portiques autostables et les matériaux béton ordinaire et béton de fibres métalliques. La deuxième partie est consacrée aux modèles numériques et la modélisation avec le code Abaqus.

**Chapitre II** présente l'étude d'identification des paramètres matériaux pour le modele 'CDP' du code Abaqus. Pour cette étude nous avons utilisé les modèles expérimentaux de Vecchio et de Tlemat.

**Chapitre III** est consacré aux études des portiques en BFM et de l'évolution des dommages dans la zone nodales. Deux cas sont présentés:

1. Le renforcement globale des portiques en BFM
2. Le renforcement locale des portiques en BFM.

## CHAPITRE I

### REVUE DE LITTÉRATURE

#### **I- Introduction**

Ce chapitre est scindé en deux parties;

**La première partie** traite le comportement des portiques en béton armé sous le séisme et les matériaux utilisés dans notre étude. Elle est inspirée des différents travaux de recherche et expertises sur le béton ordinaire et le béton de fibres qui développent leurs principales caractéristiques mécaniques et leurs comportement sous les sollicitations verticales (charges permanentes et surcharges) et horizontales qui représentent les efforts sismiques dont les références sont [9],[38],[39], [40], [12]. D'autres travaux illustrent aussi le mode de fonctionnement des fibres dans la matrice du béton qui décrit les mécanismes physiques du BFM tel que les études dont les références Lavictoire (2011) [41] et Li V.C(1992) [42].

**La deuxième partie** présente les modèles numérique (la modélisation). Elle illustre les travaux de recherche engagés dans le domaine de la modélisation numérique qui étudie le comportement à la rupture du matériau béton. Il faut souligner qu'un effort important a été engagé sur cet axe majeur de recherche depuis plusieurs années afin d'établir une base scientifique et un ensemble d'outils avancés permettant la modélisation et la simulation des structures des ouvrages en béton armé. Ces efforts concernent notamment le lancement de plusieurs recherches dans le domaine du comportement non linéaire du béton [14],[16], [27], [43], [44],[45],[46],[47],[48], et de la fissuration [33],[47].

#### **Partie I: Les portiques et les matériaux**

##### **II/ Les structures en portiques**

La structure associant portique en béton armé et remplissage en briques est un mode constructif largement répandu en Algérie. Leurs ossatures sont constituées d'un assemblage de poteaux et de poutres, conçus pour résister aux forces de pesanteur (le poids du bâtiment et les surcharges d'exploitations), mais aussi aux forces horizontales, dont le séisme.

Malgré que les portiques auto-stables présentent une capacité de redistribution, ils restent très vulnérables au séisme par rapport aux structures mixtes. La prévention du risque d'endommagement limite les amplitudes des déplacements plastiques à des valeurs qui sont compatibles avec la nature du matériau et la capacité en ductilité de la structure comme le montre la figure I.1, elle met en évidence le rôle de la ductilité dans la réponse sismique de la construction Gieu (2014) [49] et Priestly (1987) [50].



**Figure I. 1: Parking de l'Université de Californie séisme de NORTHRIDGE 1994[51 ]**

Le principe de la protection sismique admet des déplacements post-élastiques sans porter un préjudice à la stabilité de la structure, le comportement non linéaire des portiques lors d'un séisme doit éviter une rupture fragile (Paulay (1992)[52] et Park 1989[35], Chopra (1999) [53]).

### II-1/ Le mode d'endommagement des portiques auto-stable sous séisme.

Lorsque dans un élément structural globale, cas d'un poteau ou d'une poutre faisant un portique en béton armé, si une résistance limite plastique est atteinte dans une section droite de l'élément en question, cette section se plastifie. On dit alors qu'il y a formation d'une rotule plastique dans l'élément structural soit par flexion, par effort normal ou par cisaillement (Spence (2014) [54] et Bae (2008) [55]). Les figures I.2 montrent le phénomène de plastification selon la nature des efforts internes lors du séisme de 2003 de Boumerdes (SEGHIR (2007) [56] et Hamane [57]).



**Figure I. 2: la rupture des éléments selon la nature des efforts lors du séisme de Boumerdes SEGHIR (2007).**

Les expertises de la mission et les études [2], [54], [3], [13] [55] [52] et [56] établies lors des séismes en particulier le séisme de Boumerdes 2003, ont relevé les deux points suivants :

1. Le mode de ruine par formation des rotules plastiques dans les éléments poteaux et poutres est considéré comme le plus courant dans le cas des bâtiments contreventés par des portiques auto-stables, l'apparition de ces rotules plastiques constitue la cause principale d'effondrement total ou partiel de la majorité des constructions lors du séisme.

2. Les dommages importants, subis par les bâtiments dont la structure est auto stable, sont focalisés au niveau des nœuds c'est-à-dire dans les zones nodales figures I-1/c, les moments et les rotations au niveau des rotules plastiques dépassent largement la limite de rupture qui est exprimée par le critère de ruine locale, à l'échelle du matériau.
3. Les rotules plastiques se sont manifestées au niveau dans les extrémités des poteaux au lieu des poutres, ce phénomène est dû au non-respect du règlement parasismique Algérien RPA 2003 [58].
4. Les déplacements provoqués par le séisme dépassent largement la capacité de la structure en termes de ductilité globale. Le cas de rupture fragile est prépondérant dans les structures auto stables. Figures I.3.



Figure I. 3: rupture de la structure par perte de stabilité

## II-2/ Travaux réalisés sur l'évaluation des dommages des structures en portiques.

En 1992 Vecchio et al. [37] à mener une étude expérimentale sur le comportement à la rupture d'un portique étagé de deux niveaux soumis à une charge horizontale sismique. Le portique est sollicité par deux charges constantes aux niveaux des extrémités et une force sismique horizontale monotone jusqu'à la rupture. Des jauges ont été placés dans des zones de fortes sollicitations (zones nodales) pour relever les déplacements et les forces correspondantes. L'étude a mis en évidence que les premières fissures de flexion se sont localisées au niveau des extrémités des poutres du premier étage ; après augmentation de la charge sismique des fissures de flexion apparaissent à la base des poteaux. Peu de temps après les premières fissures de cisaillement sont détectés au niveau des poutres du premier étage. L'essai à l'échelle réelle a montré que la rupture s'est manifesté par l'apparition des rotules plastiques au niveau des poutres et la base des poteaux. Le mode prépondérant de rupture du portique est par la flexion.

En 2006 Mehmet[36] et Decanini (2001) [10] ont réalisé des études numériques sur l'influence des propriétés des rotules plastiques sur le comportement non linéaire des bâtiments. Les auteurs ont constaté que la longueur de la rotule plastique et les espacements

des armatures transversales n'ont aucune influence sur la résistance du bâtiment mais ces mêmes paramètres affectent considérablement sur les déplacements ultimes du bâtiment.

**En résumé**, les dommages rencontrés dans les structures en béton armé sous sollicitations sismiques diffèrent selon le type de contreventement choisi. Dans le cas des structures contreventées par portiques, les dommages se traduisent par éclatement des nœuds poteaux poutres, flambement des barres dans les poteaux ou rupture d'effort tranchant dans les colonnes ou poutres. La raison principale à de tels dommages qu'un séisme de forte intensité engendre de fortes sollicitations internes qui provoquent des ruptures fragiles dues au manque de ductilité relative aux déplacements. Cette rupture se manifeste par la formation des rotules plastiques dans les zones nodales en causant la ruine partielle ou globale de la structure.

### II-3/ La longueur de la rotule plastique

La longueur d'une rotule plastique peut ainsi être estimée par plusieurs formules analytiques telles que décrites dans les références [7],[17], [36], [59] [60], [61], [62], [63], [64], [65],[66],[68]. La formule la plus simple utilisée par les chercheurs est celle donnée par le guide ATC-40 [69] présentée par l'équation (1.1)

$$L_p = (h/2) \quad 1.1$$

$L_p$  = longueur de la rotule plastique

$h$  = hauteur de la section.

### II-4/ Le comportement du béton armé

Selon l'Eurocode 8 (2004) [70] le béton seul a un mode de rupture fragile. Son association avec l'acier qui présente une bonne ductilité et une résistance meilleure donne un matériau composite béton armé, qui possède un comportement ductile et résistant. Fig I.4.

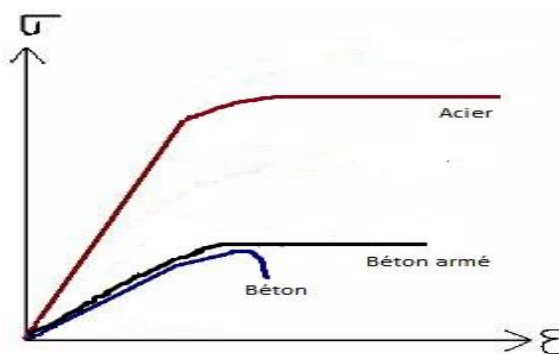


Figure I. 4: Association béton et acier Eurocode 8

Le rôle de l'acier dans béton est double, il reprend les efforts de traction et il fait rempart à la propagation des fissures.

Les études de J. Mazars (2015) [71] et de X.H Nguyen (2006) [72] ont montré que l'analyse de la réponse sismique d'une structure en béton armé se manifeste sur deux échelles:

Sur l'échelle de la structure se traduit par une perte de stabilité partielle ou globale ;

Sur l'échelle du matériau elle est relative à :

1. la non linéarité du béton ; La réponse aux séismes selon Mazars et al.2015 [71] doit prendre ces effets majeurs qui sont l'endommagement par microfissures ; l'unilatéralité (refermeture des fissures lors du chargement de signe de contrainte) ; le cycle d'hystérèses du au frottement entre les lèvres de fissure.
2. la non linéarité du complexe armature-béton, conditionne les cycles d'hystérèses moment-rotation et les caractéristiques de la fissuration.

Donc l'amélioration du comportement du béton sous la sollicitation sismique réside dans la maîtrise du processus de fissuration à l'échelle du matériau qui dépend de sa loi de comportement contrainte- déformation ( $\sigma$ - $\epsilon$ ) en d'autres termes des caractéristiques mécaniques. Le matériau conditionne la réponse sismique du bâtiment, de ce fait les chercheurs ont orienté leurs travaux sur l'amélioration des caractéristiques mécaniques des matériaux de construction tel que le renforcement du béton par des fibres synthétiques, organiques et métalliques.

### **III/ Le béton de fibres**

Les travaux de Romualdi 1963 [73] sont le point de départ de l'étude des bétons renforcés par des fibres qui arrêtent la propagation des fissures dans la matrice du béton. Depuis les chercheurs se sont intéressés au fonctionnement des fibres dans le béton. Parmi ces études on peut citer les travaux de Fanella (1985) [74], Casanova (1997) [75], Rossi [76], [77], Naaman (2003) [78], Zemei [79], Zhan [80] , Colin D [81], Romualdi (1963) [71] et RILEM TC 162-TDF [82] qui ont montré l'apport positif des fibres dans le béton en terme de capacité en particulier vis-à-vis de la résistance en traction et en flexion d'une part. et d'autre part, ces mêmes études ont démontrées que l'évolution des fissures du béton de fibres métalliques sont moins importantes que celle du béton sans fibres sous le chargement statique.

#### **III-1/Mécanismes physiques**

Comme exprimé par Rossi (1994) [83] le concept des bétons renforcés de fibres (BRF) réside dans la volonté de transformer la rupture fragile en traction du béton en une rupture ductile. Ce processus est réalisé en améliorant le comportement post-fissuration du béton face à un effort de traction. Rossi (1998) [77] a proposé le mode de fonctionnement des fibres au niveau du béton, elles agissent sur deux échelles, matériau et structure. La figure I.5 montre que les fibres interviennent sur 3 phases, dans la première phase les fibres cousent les microfissures ce qui permet de retarder leur propagation dans la matrice du béton. La deuxième phase correspond à la localisation des microfissures, suivie par la propagation d'une macrofissure (phase 3) qui sépare le volume en deux blocs, entraînant alors un mécanisme de structure.

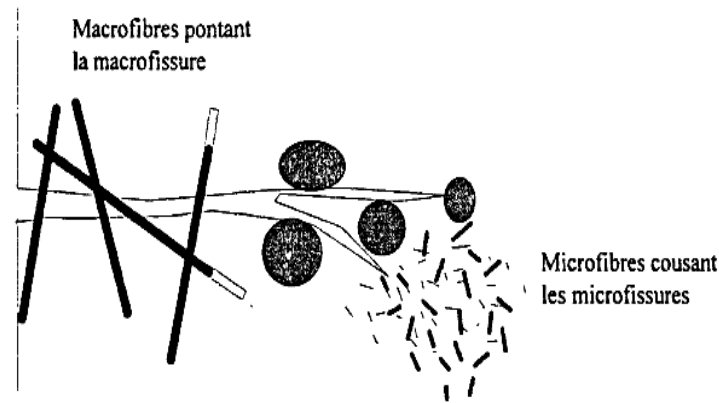


Figure I. 5: Rôle des fibres dans le contrôle de la fissuration du béton Rossi (1998).

## III-2/ Les tests de caractérisation

### III-2-1/ Essai de traction

En 2011 Montagnac [84] a étudié les fibres des BRF sous la sollicitation de traction simple contenant uniquement des macro-fibres (25 mm et plus), leurs actions commencent lors de la propagation de la fissure dans la matrice du béton. Leur principale action consiste à coudre les macrofissures, ce qui permet de différer la rupture et de gagner en ductilité, ce phénomène est illustré par la Figure I-6.

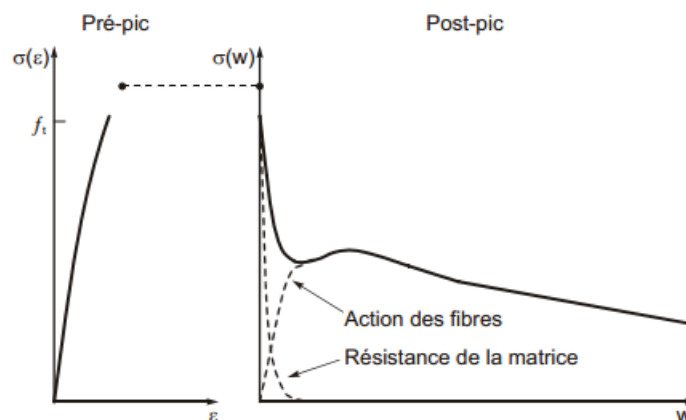


Figure I. 6: Comportement d'un BRF en traction de Montagnac, 2011.

L'étude de Naaman (2003) [78], a montré que les BRF se comportent de deux manières en traction simple. Le BRF conventionnel à classe adoucissante qui présente une résistance post-fissuration moindre que la résistance de la matrice qui diminue à l'augmentation des fissures. Dans ce cas il y a localisation dès l'apparition de la première fissure.

Les BRF écrouissant exigent un dosage en fibres que l'on retrouve généralement avec les BFUP, mais que l'on peut également obtenir avec des bétons courants. Pour ces bétons, la résistance du béton fissuré excède la résistance de la matrice de sorte qu'après l'apparition de la première fissure, le béton continue à gagner en résistance en traction, ce qui se traduit par une multi-fissuration fine représentée par des microfissures, et ce, jusqu'à la formation d'une fissure macroscopique, soit la localisation comme illustré par la figure I.7.

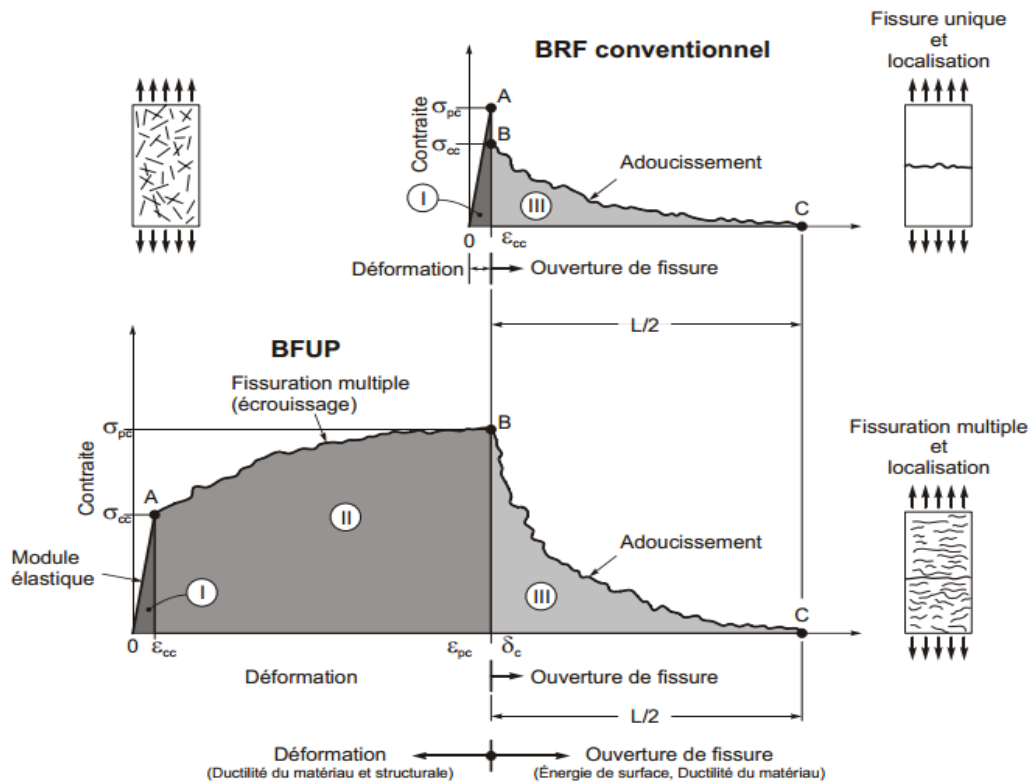


Figure I. 7: Comportement en traction directe des BRF (Naaman et Reinhardt, 1996)

### III-2-2/ Orientation des fibres

L'orientation des fibres joue un rôle primordial dans la résistance en traction du BRF. Lee et al.(2011) [85] précisent qu'elle ne peut être mise à contribution que si la fissure traverse le plan de coupe de la fibre, comme indiquer sur la Figure I-8.

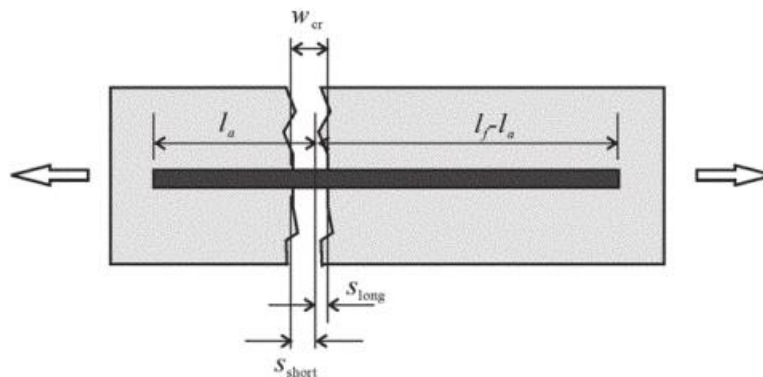


Figure I. 8: Fibre en tension au sein d'une fissure Lee et al.(2011).

En 2014 Miguel et al [86] ont mis en évidence qu'un angle de 90° entre la fissure et l'axe de la fibre est idéal en terme de résistance en traction. Mais une telle approche néglige toutefois l'effet de synergie lorsque les fibres sont orientées dans l'angle avec lequel la fissure traverse le plan de coupe de la fibre qui a une influence directe sur la résistance qu'apporte la fibre, ce phénomène est illustré par la figure I-9 établi avec le modèle de Lee et al. (2011) [85].

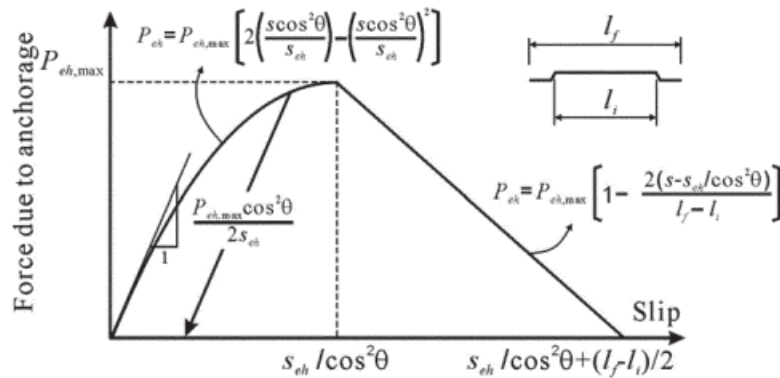


Figure I. 9: Relation entre la résistance en traction de la fibre et l'angle de la fissure Lee et al. (2011) [83].

Vu l'impossibilité de respecter la mise en œuvre des fibres selon l'angle  $90^\circ$  par rapport au plan de fissuration dans le processus de mise en œuvre du BFM pour la réalisation des portiques, nous avons opté pour une disposition aléatoire des fibres dans notre travail.

### III-2-3/ Le pourcentage critique des fibres

L'amélioration de la résistance à la traction dans le béton de fibres d'acier sera obtenue si le pourcentage des fibres ne dépasse pas un volume critique.

Le volume critique de fibres pour une matrice composée avec des fibres intégrées dans la direction de la charge peut être exprimé selon Kelly (1966) [87] comme suit :

$$V_{cr} = (\sigma_{mu} - \sigma_m) / (\sigma_{fu} - \sigma_m) \quad 1.2$$

$\sigma_{mu}$  : résistance à la traction de la matrice

$\sigma_m$  : contrainte de traction à la rupture du béton

$\sigma_{fu}$  : résistance à la traction des fibres.

### III-2-4/ Essai de compression

L'ajout de fibres n'influence que marginalement le comportement avant le pic de la courbe de résistance en compression. Les valeurs de contrainte et de déformation peuvent théoriquement augmenter, grâce au contrôle de la fissuration exercé par les fibres pendant la phase de propagation des fissures longitudinales (Hsu (1994) [88] et Neves et al (2005) [89]). Cet effet n'est significatif que si le taux des fibres est important et si les propriétés mécaniques et géométriques de fibres et du béton permettent leur activation dès la fissuration. En revanche, l'ajout d'un taux important de fibres dans le mélange augmente le nombre de micro-défauts présents dans le matériau (Manga et al (1984) [90], König et al (1998) [91]). Les deux effets se compensent partiellement Li V.C (1992) [42], de sorte que l'augmentation de résistance peut pratiquement être négligée.

L'efficacité des fibres peut être influencée par la direction de bétonnage, comme dans le cas des agrégats, la présence des fibres peut entraîner la formation de vides à cause des effets locaux de la ségrégation Mansur et al (1999) [65], figure I.10.

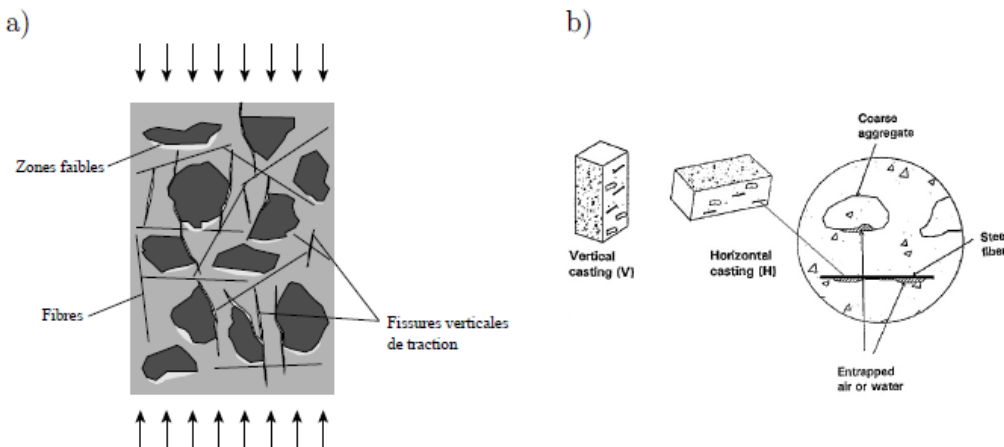


Figure I. 10: a) effet des fibres sur le contrôle des fissures en compression. b) relation entre direction de bétonnage, orientation des fibres et influence de la ségrégation sur la résistance à la compression Mansur et al (1999).

Les études de Hsu et al (1994) [88], König (1998) [91] et Taerwe (1996) [92] montrent aussi que les fibres influencent généralement de façon positive en augmentant l'énergie nécessaire à l'ouverture et au glissement le long des surfaces de rupture.

En 1984 Serna Ros [76], a mis en évidence par des essais de laboratoires que la résistance en compression ultime et le module d'élasticité du béton de fibres métalliques à crochets F sont peu différents de ceux du béton témoin T, mais la présence des fibres augmente la déformation à la rupture, et réduit la pente descendante de la courbe contrainte – déformation. Figure I.11.

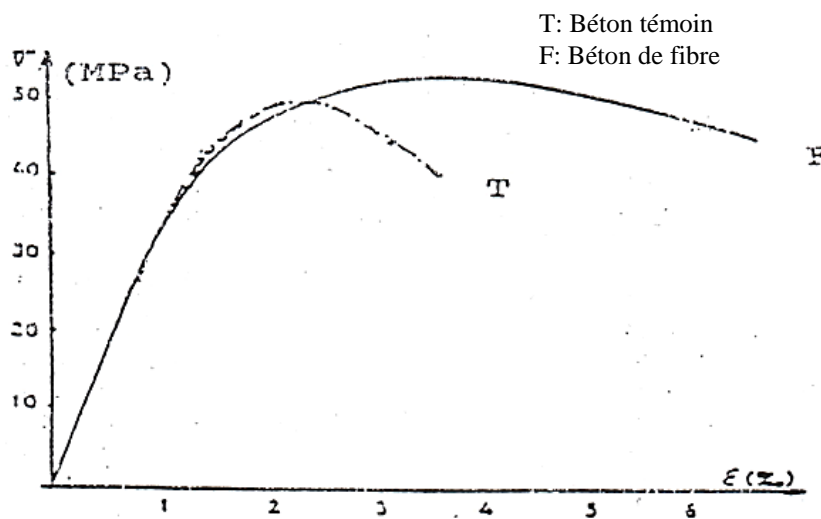


Figure I. 11 : Courbe contrainte-déformation en compression simple, Serna Ros, 1984

Les travaux de OTTER et NAAMAN (1986) [93] indiquent que l'addition des fibres dans le béton peut améliorer la résistance à la compression de l'ordre de 30 % à 50% figure I.12.

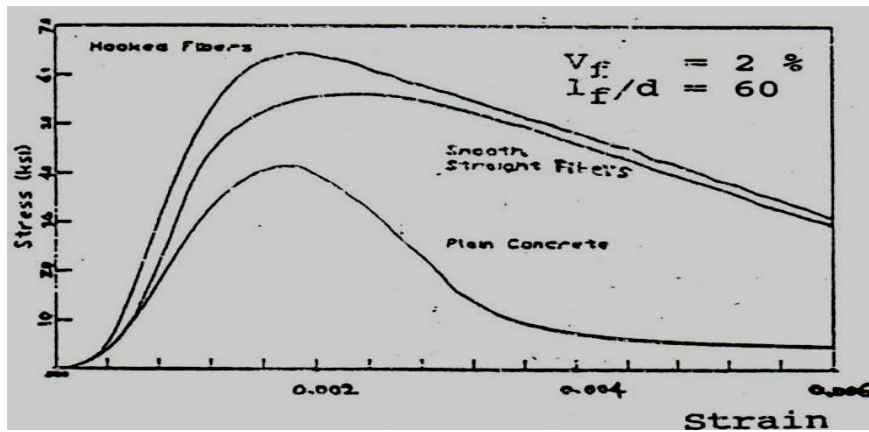


Figure I. 12 : Le comportement des différents bétons de fibres et le béton témoin en compression OTTER ET NAAMAN (1986)

Dans le cas des BFUHP l'influence des fibres sur la résistance à la compression est modeste pour un taux de fibres inférieur de 2% à 3% en volume, mais elle peut augmenter considérablement pour des taux plus importants. Pour des taux de 3% à 9% le BRF présente des augmentations en résistance et en ductilité comme illustrée dans la figure I.13-a.

En 1995 Nielsen [94], a mis en évidence, que pour un béton renforcé avec 3 à 9% de fibres Dramix avec crochet, il y'a une relation linéaire entre la résistance à la compression  $f_c$  et la résistance à la traction  $f_{ct}$  du béton fibré, figure I.13-b.

Cette relation est bien approchée par l'expression :

$$f_c = f_{c0} + 4 \cdot f_{ct} \quad 1.3$$

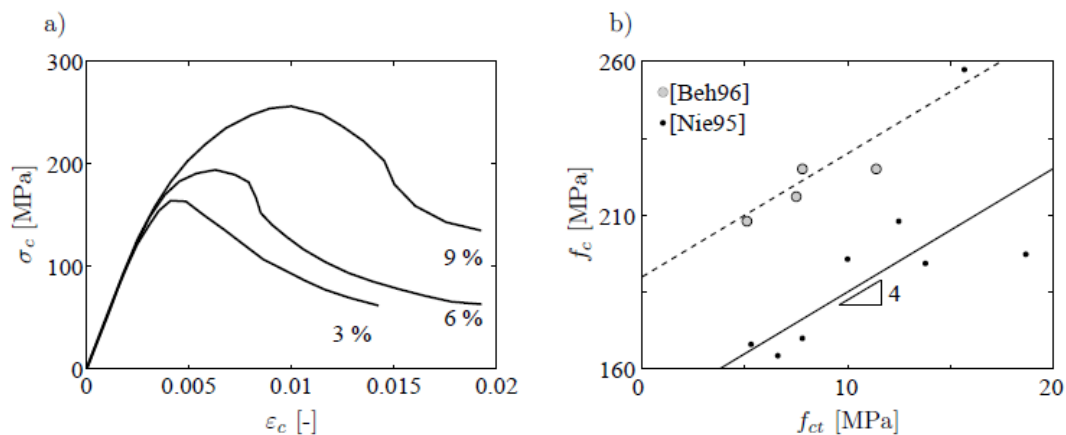


Figure I. 13: a) Courbes contrainte-déformation en compression mesurées par Nielsen[94] avec un taux de fibres variable. b) Relation linéaire entre  $f_c$  et  $f_{ct}$  selon Nielsen[94] et comparaison avec les résultats des essais deBehloul [95] avec un taux de fibres variable entre 0 et 4 %.

La finalité est que la variation des résultats de la contribution des BRF dans la compression est due à la composition des différents BRF et les conditions de mise en œuvre. Un BRF doit avoir une plasticité adéquate afin d'assurer l'adhérence des fibres et éviter un sur plus d'eau qui provoque des vides au niveau de la matrice du béton une fois évaporé. Les dimensions des granulats doivent être choisies d'une manière à éviter la ségrégation.

### III-2-5/ Comportement au cisaillement des BRF

L'étude de NARAYAMAN et al (1987) [96] a montré que la résistance au cisaillement d'une poutre armée de 2 à 3% d'armatures, renforcé par des fibres métallique dépend de la géométrie, la forme et le pourcentage des fibres. La combinaison de ces paramètres se caractérise par un facteur de fibre 'F' qui est défini par la formule suivante :

$$F = V_f \cdot D_f \cdot l/d \tag{1.4}$$

$V_f$  : pourcentage des fibres

$D_f$  : facteur de l'efficacité de l'adhérence fibre matrice

$l/d$  : elancement de la fibre

L'augmentation du facteur 'F' permet d'améliorer la ductilité du comportement du béton au cisaillement. L'augmentation du  $V_f$  peut changer la mode de rupture au cisaillement en un mode de rupture en flexion. L'étude de A. Khanlou et al (2012)[97] a aussi permis de mettre en évidence le comportement du BRF en cisaillement. La figure I.14 représente le schéma du test de cisaillement d'une poutre en BRF ainsi que le mode d'application des charges.

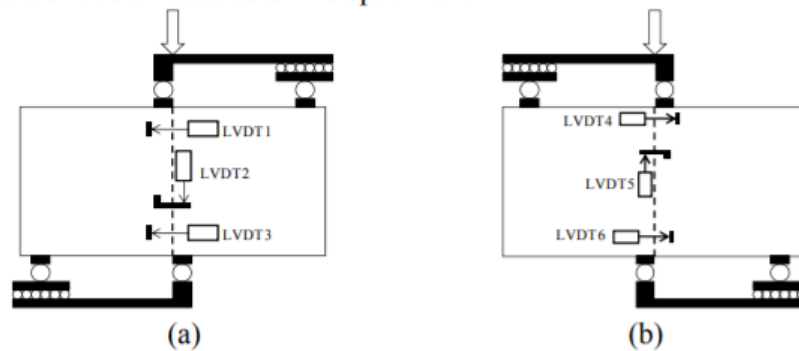


Figure I. 14: Le schéma du test de cisaillement a) vue Ouest b) vue Est, Khanlou (2012)

Le resultat de ce test de cisaillement est explicité par des courbes de la figure I.15 qui met en évidence un apport très important du BRF en termes de résistance au cisaillement et en ductilité. Cet apport augmente en fonction du dosage des fibres métallique du type Dramix RC-80/60-BN.

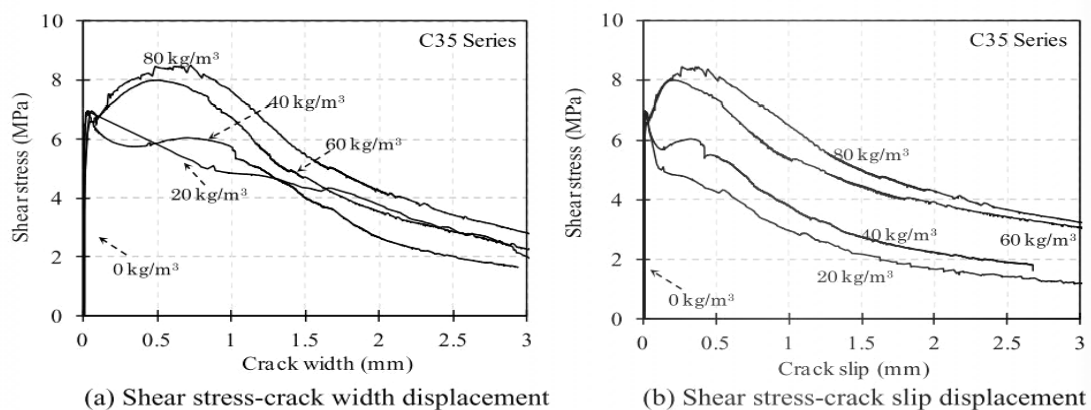


Figure I. 15: Comportement du BRF au cisaillement selon étude de A. Khanlou et al (2012).

### III-2-6/ Flexion simple

Dans le cas de la flexion simple, toutes les littératures émettent des résultats très importants en gain de résistance et de ductilité. Parmi ces études, H. Nakagawa et al (1993) [96] montrent qu'une poutre réalisée en béton de fibre en carbone avec un pourcentage de 2% soumise à la flexion simple possède une excellente capacité et dépasse de loin la résistance du béton non fibré. Figure 1.16.

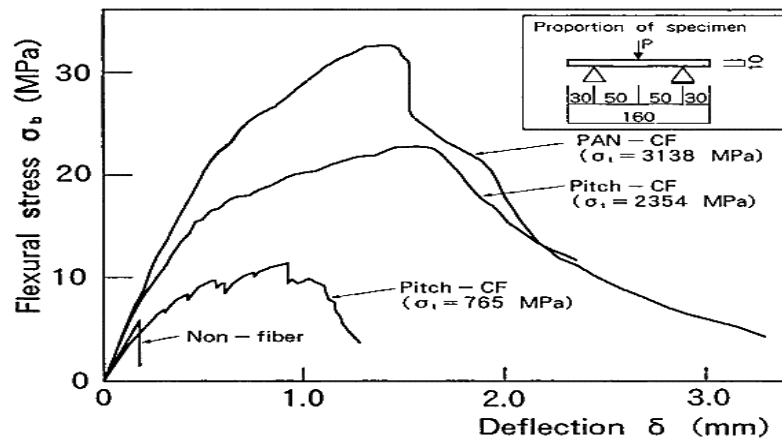


Figure I. 16: Comportement d'une poutre en béton de fibre de carbone soumise en flexion H. Nakagawa et al (1993)

Xiliang Ning et al (2015)[99] a mis en évidence l'augmentation de la capacité en fonction du dosage des fibres dans le comportement d'une poutre en flexion simple réalisée avec le béton de fibres métalliques figure I.17. Les différents dosages sont : pour le béton SF50 est de 0.64% soit de  $50\text{kg/m}^3$  et le béton SF30 représente un dosage de 0.38% soit  $30\text{kg/m}^3$ .

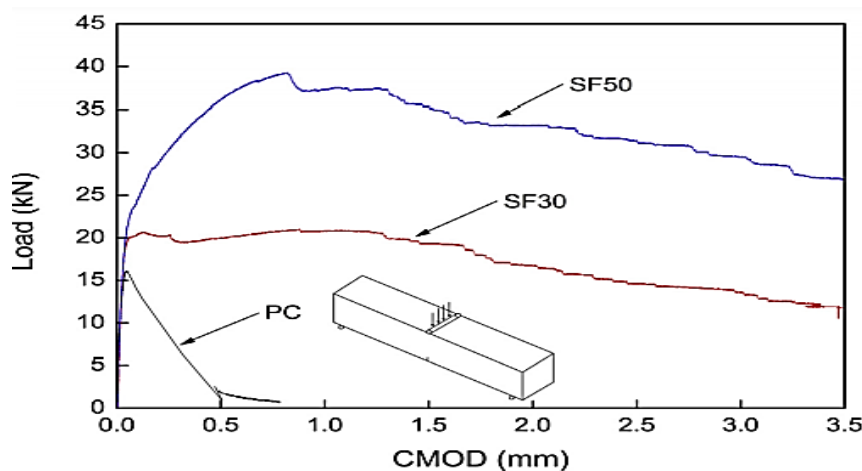


Figure I. 17 : Courbe charge- flèche d'une poutre en flexion simple en fonction du dosage des fibres Xiliang Ning et al (2015)

Enfin les travaux de Doo-Yeol Yoo(2018) [67] montrent aussi que la résistance ultime en traction par flexion, peut être multiplier par 2 par rapport au béton témoin avec 1% de fibres en volume figures I.18. En ce concerne le gain en déplacement, celui-ci peut être multiplier par 10.

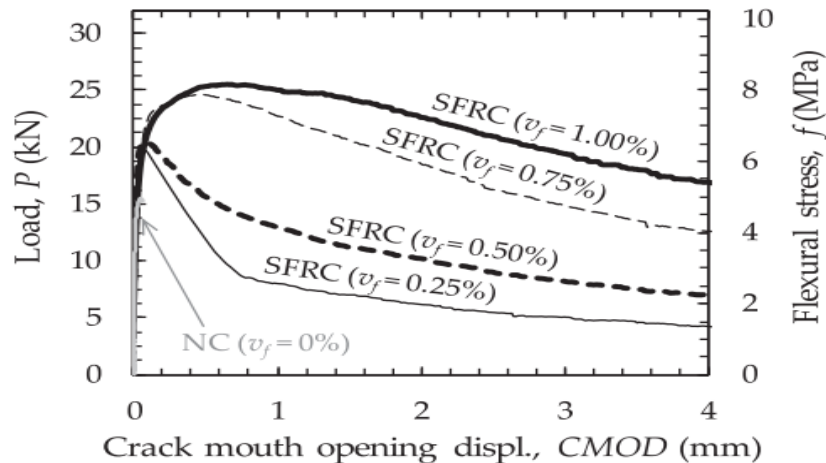


Figure I. 18: Courbe charge-flèche en flexion simple Doo-Yeol Yoo(2018)

## Partie 2: La modélisation

### IV/ Modélisation du comportement mécanique du béton.

#### IV-1/ Traction uniaxiale

Le comportement du béton uniaxiale en traction est identifié généralement par des tests introduisant de la traction indirecte (essai de fendage encore appelé essai brésilien ou essai de flexion sur 3points). La traction directe donne une information sur la valeur de l'énergie de fissuration (ou énergie de rupture) du béton  $G_f$ . Ce paramètre revêt une grande importance dans le cadre de simulations numériques plus approfondies.

Une courbe classique contrainte-déformation du béton obtenue en traction uniaxiale nous indique comme on peut le voir sur la Figure I.19 a que le pic est atteint pour une contrainte relativement faible et ce juste en fin de la phase élastique linéaire avant d'observer une chute brutale de la contrainte dans la phase post-pic puis une stabilisation et une rupture soudaine. Les résultats d'essais réalisés par Terrien, 1980 [98], Mazars et al. 1990 [47], Ramtani, 1990 [100], Gerard, 1996 [101] ont tous démontré ce phénomène.

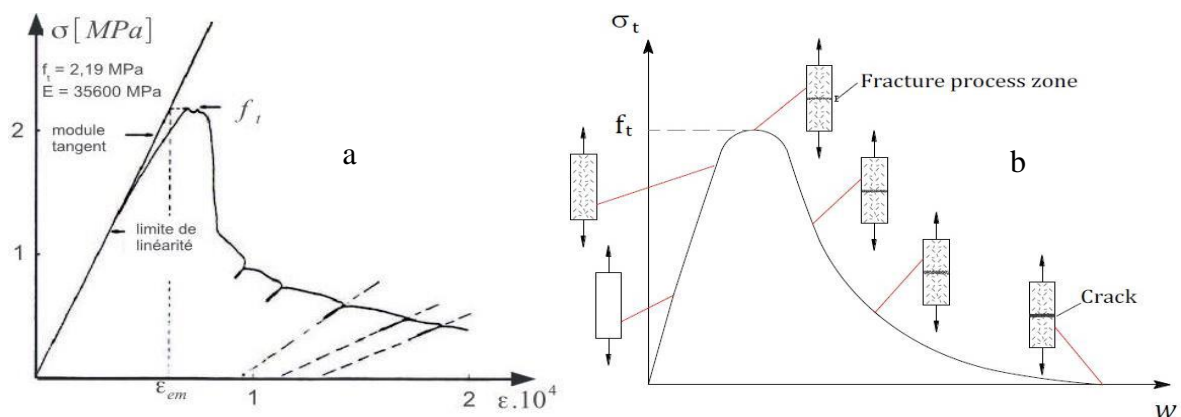


Figure I. 19: Mode de rupture macroscopique sous traction uniaxiale : (a) comportement global Terrien, 1980 ; (b) Formation et propagation des fissures Björnström et al. 2006.

## IV.2/ Compression uniaxiale

En effet, parmi les sollicitations mécaniques, la résistance du béton en compression uniaxiale a été la plus étudiée et donne généralement une image globale de la qualité d'un béton puisqu'elle est directement reliée à la structure de la pâte de ciment hydratée Karsan (1969) [102]. La compression uniaxiale est également utilisée pour caractériser d'autres propriétés du béton comme le module de Young et le coefficient de poisson. La courbe contrainte-déformation du béton est similaire à celle décrite en traction mis à part le fait que la résistance en compression est bien plus élevée que celle en traction (approximativement dans un rapport de l'ordre de 10).

L'évolution du comportement du béton peut être considérée comme triphasique (Figure I.20). D'abord une phase élastique domaine des déformations réversibles, ensuite une partie ascendante (écrouissage positif) de la courbe d'évolution qui décrit le comportement non fissuré (des microfissures non visibles à l'œil nu sont présentes). Le déchargement durant cette phase montre la présence de déformations irréversibles. On note enfin une partie d'adoucissement (écrouissage négatif) associée au comportement du béton fissuré. Dans cette dernière phase des microfissures coalescent en une ou plusieurs macrofissures (visibles le plus souvent à l'oeil nu) qui vont s'agrandir et se propager jusqu'à la rupture du matériau. La différence entre l'évolution des microfissures en compression et en traction est liée à la direction des microfissures. Alors que sous traction les microfissures se développent pour former une macrofissure perpendiculaire à la direction de de la sollicitation parcontre en compression les fissures se développent dans une direction parallèle à la sollicitation (Figure I.20b). Ceci est dû à l'extension dans la direction perpendiculaire à la force de compression.

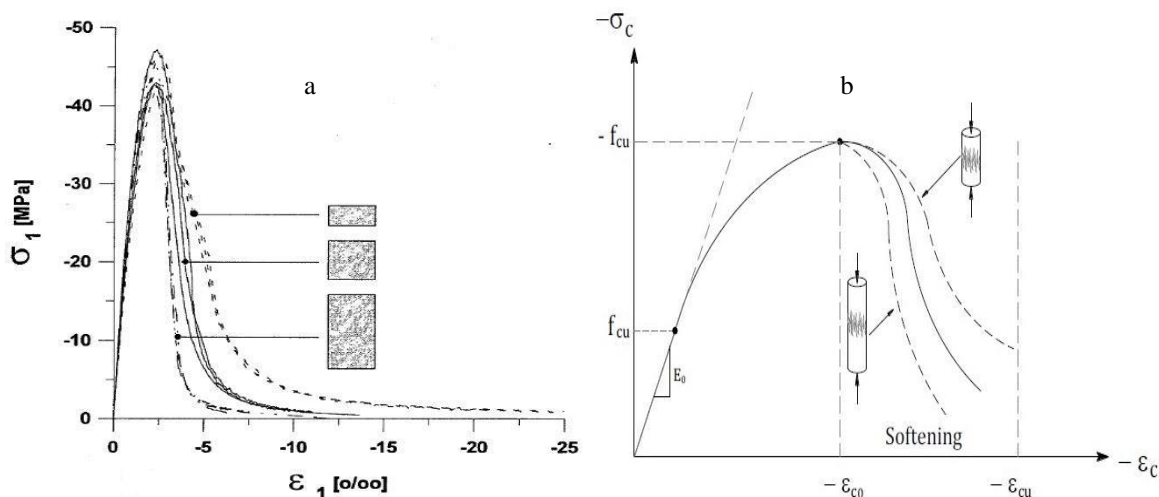


Figure I. 20: Mode de rupture macroscopique sous compression uniaxiale : (a) comportement global Geel, 1998 [103]; (b) Formation des fissures Kaufmann, 1998 [104]

## IV-3/ Energie de fissuration Gf (ou énergie de rupture)

Parmi les méthode d'estimation de l'énergie de fissuration Hillerborg (1985) [105] a proposé l'essai de flexion sur trois points d'une poutre (100x200x300mm) en béton. Le résultat de cette étude a montré que les dimensions de la poutre influs considérablement sur

la valeur de l'énergie de fissuration. Sa valeur est très sensible aux caractéristiques mécaniques du béton.

Markovic et al.2012 [106] ont proposé aussi une estimation de l'énergie de fissuration en exploitant le phénomène de la localisation. Les représentations schématiques du phénomène de la localisation en traction et en compression sont données sur la Figure I.21. Ils supposent que le travail total  $W_f$  nécessaire à la rupture de l'échantillon, est égal au travail nécessaire à la rupture de la zone de localisation (région D sur la Figure I.21) lequel définit l'énergie de rupture  $G_f$  encore appelée énergie de fissuration du béton dans le cas de la traction.  $h_t$  représente la longueur caractéristique de la zone de localisation et le rapport :  $G_f / h_t = \gamma_f$  représente l'aire de la partie adoucissante de la relation de comportement (aire sous la courbe post-pic).

Les valeurs des énergies de rupture du béton en traction  $G_f$  et en compression  $G_{fc}$  sont données par :

$$G_f = \frac{W_f}{A} = h_t \cdot \gamma_f \tag{1-5}$$

$$G_f^c = \frac{W_f^c}{A} = h_c \cdot \gamma_f^c \tag{1-6}$$

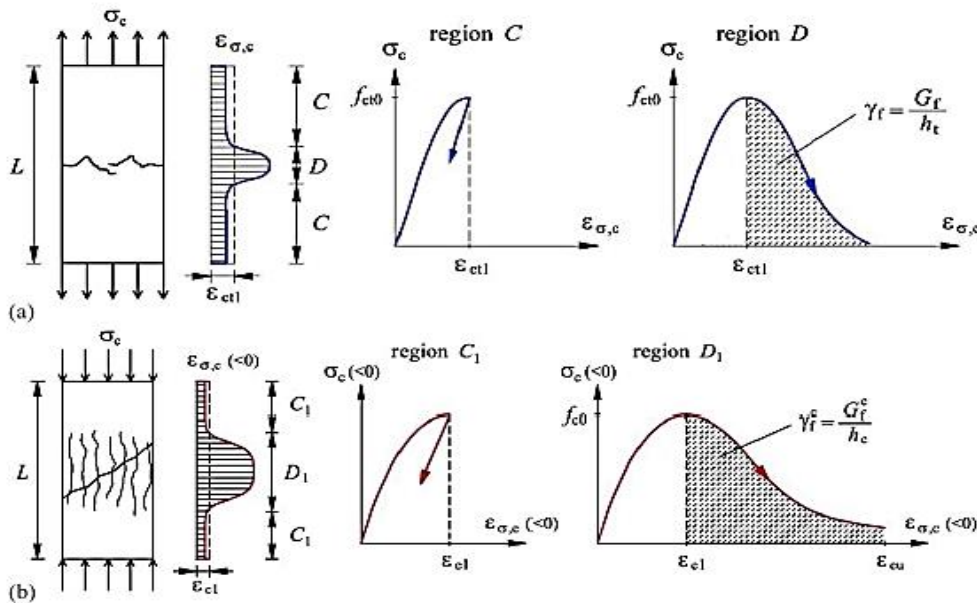


Figure I. 21: Localisation de la déformation dans le béton : (a) sous traction uniaxiale ; (b) sous compression uniaxiale, adapté de Markovic et al.2012.

Il a été reconnu que les énergies de rupture du béton  $G_f$  et  $G_{fc}$ , dépendent de divers paramètres tels que la microstructure du matériau, la taille et la géométrie de l'échantillon, la température ou même les conditions aux limites de l'essai tel préciser dans les études de Bažant [107 et 108], Guo et Gilbert, 2000 [109], Eleni Tsangouri (2017) [110] et Fernandez (2014) [111].

Le code CEB-FIP Model Code, 1990 [112] propose une formule permettant de calculer l'énergie de fissuration qui dépend à la fois de la taille des granulats et de la résistance en compression du béton.

$$G_{ft} = G_{f0} (f_{cm} / 10)^{0.7} \quad 1-7$$

$$f_{cm} = f_c + 8 \text{ Mpa} \quad 1-8$$

Où  $G_{f0}$  (N/mm) est un coefficient lié au diamètre maximale des granulats comme on peut le voir dans le Tableau I-1 et  $f_{cm}$  la résistance maximale du béton en compression uniaxiale. Par interpolation polynomiale des données du Tableau I-1.

Avec  $d_{max}$  en mm et  $G_{f0}$  en Nm/mm. La valeur de  $G_{f0}$  est donnée par le tableau I.1.

Diamètre maximal des granulats $d_{max}$ (mm)	Coefficient $G_{f0}$ (N/mm)
8	0.025
16	0.030
32	0.058

**Tableau I. 1: Détermination de  $G_{f0}$  à partir du diamètre des granulats Rots, 1988(113).**

En ce qui concerne l'énergie de fissuration du béton en compression, Feenstra, 1993 [114] propose la formule suivante :

$$G_{fc} = 50 - 100 G_f. \quad 1-9$$

On constate que l'énergie de fissuration en compression est de l'ordre de 50 à 100 fois l'énergie de fissuration en traction.

Le tableau I.2 donne les différentes valeurs pour les énergies de fissuration en compression et en traction selon les études effectuées par certains auteurs.

Energie de fissuration en traction		Energie de fissuration en compression	
Auteurs	$G_{ft}$ N/mm	Auteurs	$G_{fc}$ N/mm
Maturana et al. 1990 [115]	0.039	Jansen et Shah, 1997 [117]	20
Bažant et Pijaudier-Cabot, 1989 [107]	0.0635	Feenstra, 1993 [114]	10 à 25
Cifuentes et al. 2013 [116].	0.1442		

**Tableau I. 2: Les différentes valeurs des énergies de fissuration selon les auteurs.**

On peut remarquer que les auteurs ont proposé différentes valeurs d'énergie de rupture, ces variations sont très importantes. Il est pourtant indispensable d'avoir la valeur réelle de l'énergie de rupture du béton d'une structure à étudier dans le cadre de calcul par simulations numériques avancées en particulier quand il s'agit de la modélisation par éléments finis.

Pour le cas du béton de fibre, l'énergie de fissuration est proportionnelle au pourcentage des fibres dans la matrice du béton comme citer dans les études de Barros (2001) [118 et 119].

Dans notre étude, pour le cas du béton, nous avons estimé l'énergie de fissuration avec la formule du code CEB-FIB et pour le béton de fibre, nous avons utilisés les valeurs expérimentales données dans l'étude de Tlemat and al (2006) [30].

### IV-4/ Comportement du béton sous contraintes biaxiales

Etant donné que la rupture du béton dans une structure peut se produire différemment sous des états complexes de contraintes, alors la compréhension du comportement du béton sous des états de contraintes multiaxiaux est nécessaire pour développer les critères de rupture pour le béton. Les données sur le comportement du béton sous contraintes multiaxiaux sont plus rares car les essais expérimentaux sont plus difficiles à mettre en œuvre. Des essais biaxiaux (compression biaxiales, traction biaxiales, compression et traction combinées) en contrainte plane ont été réalisés par Lee et al. 2004 [120], Kupfer et al. 1969 [121] et Feenstra (1993) [114] font foi en matière de comportement biaxial du béton (Figure I.22). D'autres essais biaxiaux ont également été réalisés par différents auteurs comme Kupfer (1973)[122] ou encore Van Mier [123-124]. Les points expérimentaux de ces essais réalisés en quasi-statique, correspondent aux contraintes à la rupture de chaque chargement normé par la résistance en compression uniaxiale  $f_c$ . Ces campagnes d'essais donnent par conséquent une idée de la forme de la surface de chargement à la rupture et sont largement exploités pour établir les critères limites des modèles de comportement de béton utilisables dans les codes de calculs par éléments finis.

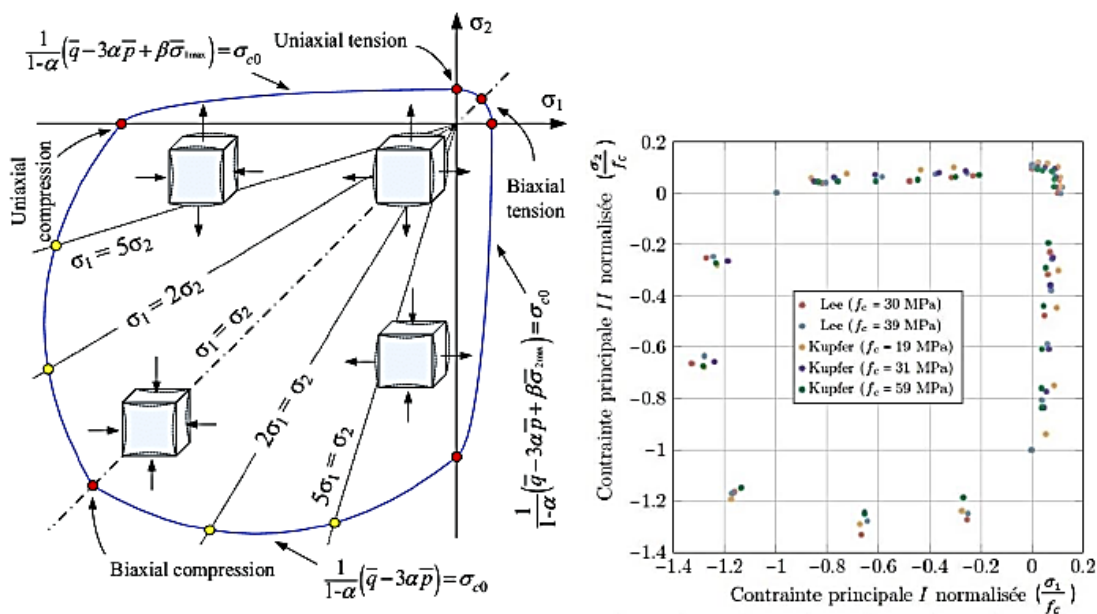


Figure I. 22: Surface de chargement à la rupture (contraintes maximales) en état de contraintes biaxiales, résultats de Chi et al 2017 [25], Kupfer et al 1969 [122] et Lee et al.2004 [120].

### IV-5/ Comportement du béton sous contraintes triaxiales

Les essais du béton sous contraintes triaxiales peuvent fournir comme pour le cas des essais sous contraintes biaxiales, des informations précieuses pour le développement et la validation de modèles numériques de comportement.

Le comportement du béton sous chargement triaxial a été étudié par plusieurs auteurs I. Imran (1996) [126], Attard et Setunge, 1996 [128], Jamet et al. 1989 [129], Ramtani, 1990 [100], Sfer et al. 2002 [68], Jason et al. 2006 [130], Fafitis (1985) [131] et Sheikh (1994) [132 et 133]. Les essais mettent en évidence l'influence de la pression sur le comportement uniaxial du béton. Ces essais en général, peuvent être réalisés en deux étapes via le chemin de chargement : le chargement hydrostatique et le chargement déviatoire. Dans la phase de chargement hydrostatique, l'échantillon est généralement mis sous pression par l'intermédiaire d'un fluide. En maintenant le niveau de confinement constant, on applique alors une contrainte axiale supplémentaire par le biais d'un piston dont le déplacement est imposé à vitesse constante. Jamet et al. 1989 [129], Ramtani, 1990 [100] et Jason et al. 2006 [130] ont effectué des essais triaxiaux avec une gamme de pression de confinement moyenne (inférieure à 100MPa). Ces essais montrent que le pic de contrainte augmente lors de l'augmentation du confinement. Le comportement élastique adoucissant sous confinement nul devient élastoplastique avec écrouissage positif, voir durcissant figure I.23.

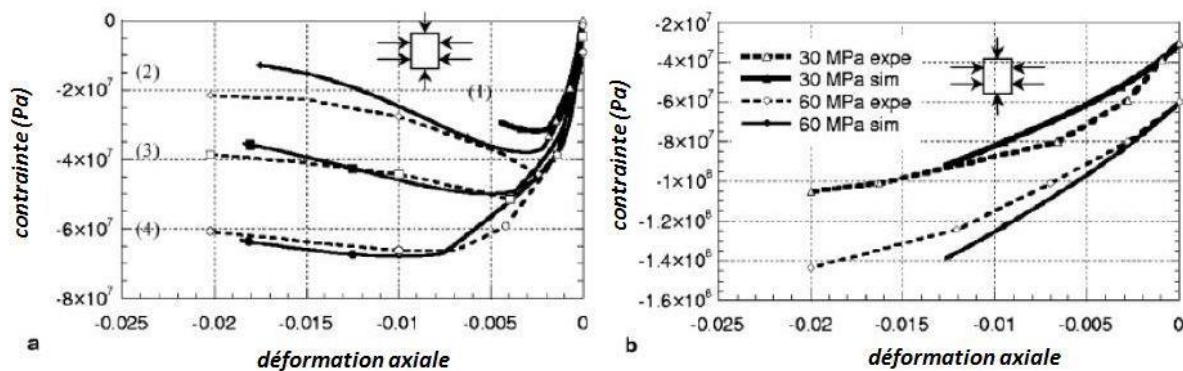


Figure I. 23: Essai triaxial avec augmentation du confinement :  
 (a) faibles pressions hydrostatiques (1) 0 MPa, (2) 1.5 MPa, (3) 4.5 MPa, (4) 9 MPa ;  
 (b) pressions hydrostatiques élevées 30 et 60 MPa. réf [100-129-130]

## V/ Les modèles numériques

Parmi les modèles numériques qui décrivent le comportement des structures réalisées en béton, on peut citer :

### V-1/Modèles d'endommagement

Les modèles d'endommagement font partie de l'approche continue, qui prend en considération la non linéarité matérielle en tenant compte de la détérioration de la rigidité du matériau. La perte de la rigidité est représentée par un facteur d'endommagement noté  $D$  qui réagit sur le comportement mécanique du matériau en modifiant ces caractéristiques. Ce facteur peut être un scalaire dans le cas isotrope ou tensorielle sinon. L'évolution de  $D$  est déterminée de manière déductive à partir de mesures de la variation de modules apparents, rapportée à un état vierge du matériau considéré comme "sain". Ceci conduit à la notion de contraintes effectives en endommagement, initialement proposée par Lemaitre et Chaboche (1988) [134]. Ces modèles ne sont donc pas appropriés pour décrire les phénomènes irréversibles (déformations irréversibles) figure I.24.

## V-2/Modèles plastique

Dans les modèles de plasticité les évolutions irréversibles sont prises en charge par l'introduction des déformations plastiques qui sont permanentes. Ces déformations plastiques ou la plasticité du matériau sont associées à la définition d'une fonction de charge qui délimite la zone élastique. Le modèle de plasticité est basé sur les éléments suivant : un critère de plasticité (fonction de charge), une loi d'écoulement et une loi d'écrouissage. L'inconvénient des modèles de plasticité est lié au fait que ces modèles permettent certes de modéliser les déformations plastiques, le comportement écrouissable et adoucissant du béton, mais sont incapables de reproduire la diminution de la rigidité dans la phase d'adoucissement, et la pente de déchargement est toujours élastique. Cela entraîne une surestimation de la valeur des déformations plastiques dans le domaine d'adoucissement contrairement à l'expérience figure I.24.

## V-3/ Couplage de l'endommagement et de la plasticité

Deux phénomènes principaux caractérisent le comportement mécanique du béton dans la phase d'adoucissement peuvent être observés : la diminution de la rigidité élastique et le développement de déformations irréversibles (résiduelles). La combinaison de la plasticité et de l'endommagement peut apporter une réponse aux limitations des deux modèles, tel que illustrer dans l'étude de S. Oller et al. (1990) [135] ; ce qui permet de prendre en considération la perte de rigidité par le modèle de l'endommagement et les déformations irréversibles par la plasticité. Figure I.24.

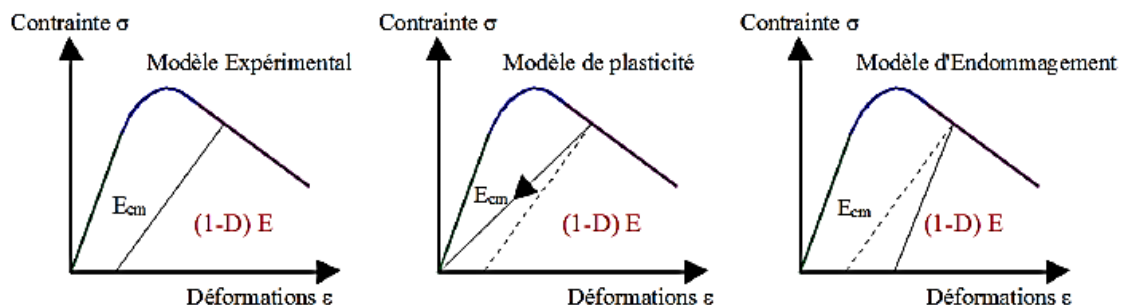


Figure I. 24: Pente de déchargement, comparaison des modèles de plasticité et d'endommagement.

## VI/ Modélisation éléments finis du comportement quasi-statique des structures.

Dans notre étude la simulation des structures en béton de fibre ou ordinaire armé avec des armatures en acier sollicité avec des efforts quasi-statique est réalisée par le code Abaqus. Ce choix est appuyé par plusieurs études effectuées pour simuler le comportement du béton ordinaire et le BFM à la rupture.

Les travaux de T. Tysmans (2015) [136], M. Singh (2017) [137] et Solhmirzaei R. (2017) [32]

préconisent l'adaptation du modèle CDP pour simuler le comportement non-linéaire du béton de fibres, plus particulièrement dans la phase de l'écroutissage qui est importante après l'amorçage de la fissure. Pour étudier avec précision le comportement en cisaillement des joints dans les ponts segmentaires préfabriqués en Béton Fibré Ultra Performance Balamurugan A. Gopal (2019) [138] a opté pour le modèle de CDP du code Abaqus qui simule le comportement inélastique du béton de fibres sur le plan compression et traction en tenant compte du paramètre de l'endommagement suivant la nature de la charge uniaxiale.

A base des bons résultats de ces études [138], [137], [32] [136] et l'étude de Xuân-Huy (2006) [139] nous avons opté pour le modèle CDP pour reproduire le comportement des matériaux béton et béton de fibres en prenons la précaution de le valider afin de déterminer les paramètres des chargements (uniaxial et multiaxial) des différents matériaux.

## VI-1/ Modélisation de la géométrie

Pour la discrétisation du béton les éléments disponibles sont des éléments linéaires solides à huit nœuds avec une intégration réduite (C3D8R) ou avec modes incompatibles (C3D8I) (intégration totale), chaque nœud de l'élément possède trois degrés de liberté en translation. D'après Gebreyohannes (2012) [59], Kezmane 2016 [31] et Aikaterini [140 et 141] et Jianwei Zhang (2020) [142], les éléments C3D8R avec une intégration réduite sont efficaces pour la modélisation du béton, ils donnent une meilleure corrélation avec les résultats expérimentaux et réduit le temps de calcul tout en donnant des résultats similaires aux éléments avec une intégration totale C3D8I. Donc les éléments utilisés pour la discrétisation du béton dans cette étude sont les éléments C3D8R.

En ce qui concerne les bétons de fibres l'étude Balamurugan A (2019) [138] a montré que pour une simulation en éléments finis, les éléments solides hexaédriques linéaires à huit nœuds notés C3D8R du code Abaqus sont valables pour la discrétisation géométrique. D'où le même choix pour notre simulation pour les différents bétons de fibres.

Pour le cas des structures en béton armé, la modélisation des aciers doit tenir compte du cisaillement et de la flexion en plus des efforts axiaux. Pour cela les éléments B31 sont les mieux adaptés selon l'étude A. Kezmane 2016 [31] figure I.25.

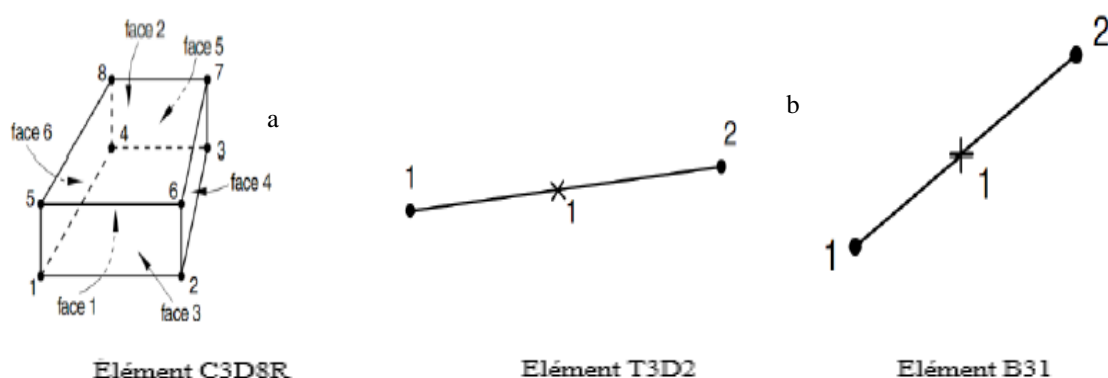


Figure I. 25: Discretisation géométrique des matériaux a: Béton et BFM et b: Acier [31].

## VI-2/ Cadre théorique de modélisation des matériaux

### VI-2-1/ Modélisation du béton armé et du béton de fibres

Dans le code Abaqus, il existe trois principaux modèles, le premier est le *Concrete Damage Plasticity* ; le second est le *Brittle Cracking* et le troisième *Concrete Smeared Cracking*. Le modèle de fissuration répartie (*concrete smeared cracking*) ne tient pas compte de l'effet unilatéral du béton et le modèle rupture fragile (*Brittle cracking*) ne s'intéresse qu'au comportement du béton en traction et en compression, il le considère comme étant élastique. En revanche, le modèle 'Concrete Damage Plasticity' (CDP) est considéré comme le mieux adapté pour représenter le comportement du béton, car il est fondé sur la théorie du couplage entre l'endommagement et la plasticité tout en prenant en considération les divers types de chargement (chargement monotone, chargement d'impact ...) (Abaqus [143 et 144]).

Le modèle de béton élasto-plastique avec endommagement (CDP) est une adaptation du modèle proposé par Lubliner et al. (1989) [33] au cas de chargement monotone développée par Lee et Fenves (1998) [34] pour étudier les cas de chargement dynamiques et cycliques. La plasticité est représentée par la notion de la contrainte effective  $\bar{\sigma}$  ie la contrainte dans le matériau non endommagé (sain) en tenant compte des déformations plastiques et l'endommagement est introduit dans la définition du module d'élasticité qui prend en considération la détérioration de la rigidité.

#### VI-2-1-1/Décomposition des déformations

La théorie de l'élastoplasticité permet de simuler le caractère irréversible des déformations. La partition des déformations s'effectue en tenant compte du comportement élastique réversible défini par  $\varepsilon_e$  et post-élastique  $\varepsilon_p$  permanent du béton. Donc les déformations totales du béton sont décrites par la relation suivante :

$$\varepsilon = \varepsilon_e + \varepsilon_p \quad 1.10$$

avec

$$\varepsilon_e = E^{-1} : \sigma \quad 1.11$$

Où la rigidité du matériau n'est pas endommagée, elle est prise à l'état initial de la phase élastique.

#### VI-2-1-2/Relation contrainte-déformations

En se basant sur la théorie de l'endommagement isotrope, la détérioration de la rigidité élastique est prise en considération par l'introduction d'une valeur d'endommagement scalaire qui peut prendre les valeurs de zéro à un, représentant respectivement un matériau non endommagé (sain) et un matériau totalement endommagé associé à la perte de résistance. La variable d'endommagement se manifeste suivant les cas de sollicitations uniaxiales traction  $d_t$  et compression  $d_c$ . Lee [34], Lubliner [33], Mazars [47, 145 et 146].

La relation contrainte-déformation est donnée par la formule suivante où  $E_0$  est la rigidité élastique,  $E$  est la raideur détériorée et  $d$  la variable d'endommagement :

$$\sigma = (1-d)E_0 : (\varepsilon - \varepsilon^p) = E : (\varepsilon - \varepsilon^p) \quad 1.12$$

La théorie de l'endommagement introduit la notion de contrainte effective, qui représente la contrainte dans le matériau non endommagé (sain). Elle est donnée dans la formule 1.13.

$$\tilde{\sigma} = E_0 : (\varepsilon - \varepsilon^p) \quad 1.13$$

Donc la contrainte effective peut s'écrire :

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{(1-d)} \quad 1.14$$

### VI-2-1-3/ Loi d'érouissage

L'évolution du domaine d'élasticité dans l'espace des contraintes est décrite par le modèle d'érouissage. Dans le modèle CDP la loi de l'érouissage est isotrope, il correspond à une transformation homothétique du domaine d'élasticité figure I.26.

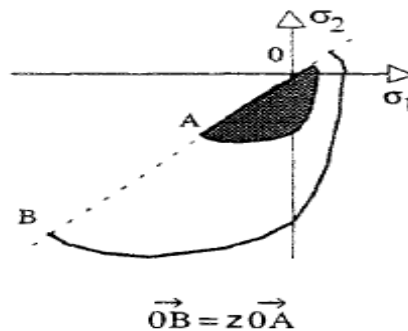


Figure I. 26 : Erouissage isotrope modèle CDP du code Abaqus[ 143-144]

Comme le comportement du béton est antisymétrique en traction et en compression, le modèle CDP prend en compte deux variables d'érouissage indépendantes. L'évolution de ces variables est décrite par les équations suivantes 1.15, 1.16 et 1.17.

$$\tilde{\varepsilon}^p = \begin{pmatrix} \tilde{\varepsilon}_c^{pl} \\ \tilde{\varepsilon}_t^{pl} \end{pmatrix} \quad 1.15$$

avec :

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_0} \quad 1.16$$

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \varepsilon_t - \frac{\sigma_t}{E_0} \quad 1.17$$

### VI-2-1-4/ Fonction de charge

La surface de charge représente la surface dans l'espace de contrainte entourant le volume de la région élastique. Cela signifie que les états de contrainte à l'intérieur de la surface sont élastiques, alors que les états de contraintes à la surface ont atteint le point d'élasticité et sont devenus plastiques. Pour un écrouissage isotrope la surface de charge est caractérisée par une fonction de charge  $f$  qui dépend de l'état de contrainte et d'un paramètre scalaire  $\mathcal{E}^{pl}$  représentant l'écrouissage.

La fonction de charge est donnée par l'équation 1.18.

$$f(\sigma, \tilde{\mathcal{E}}^{pl}) = 0 \quad 1.18$$

La fonction de charge qui est implémentée dans le modèle CDP est une adaptation du critère de plasticité de Drucker-Prager et permet de déterminer la rupture sous des contraintes normales et de cisaillement. Tout comme dans le critère de Drucker-Prager [127], la fonction de charge est liée aux deux invariants du tenseur des contraintes effectives, la pression hydrostatique  $\bar{p}$  (ou  $I_1$ ) et la contrainte équivalente de Mises  $\bar{q}$  (ou  $J_2$ ).

L'évolution de la surface de charge est contrôlée par les variables d'écrouissage  $\tilde{\varepsilon}^{pl}$  et  $\tilde{\varepsilon}^{cpl}$ . En termes de contraintes effectives, la fonction de charge prend la forme :

$$f = f(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + (\tilde{\varepsilon}^{pl}) \langle \bar{\sigma}_{max} \rangle - \gamma \langle -\bar{\sigma}_{max} \rangle) - \bar{\sigma}_c (\tilde{\varepsilon}^{cpl}) = 0 \quad 1.19$$

Avec :

$\bar{p} = \frac{1}{3} \text{trace}(\bar{\sigma})$  est la pression hydraulique

$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2} (S:S)}$  est la contrainte équivalente de Von Mises

$S = \sigma - pI$  est la partie déviatorique du tenseur des contraintes effectives.

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

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

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

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

La fonction  $(\tilde{\varepsilon}^{pl})$  est donnée par l'expression suivante :

$$(\tilde{\varepsilon}^{pl}) = \frac{\sigma_c(\tilde{\varepsilon}^{cpl})}{\sigma_t(\tilde{\varepsilon}^{tpl})} (1-\alpha) - (1+\alpha) \quad 1-20$$

dans la quelle  $\sigma_c(\tilde{\epsilon}_{cpl})$  et  $\sigma_t(\tilde{\epsilon}_{tpl})$  sont des valeurs respectives, de la contrainte uniaxiale de compression et de la traction, définies par l'utilisateur.

Le coefficient  $\alpha$  est déterminé par la contrainte élastique en compression uniaxiale  $\sigma_{c0}$  et Par la contrainte élastique en compression biaxiale  $\sigma_{b0}$  :

$$\alpha = \frac{\sigma_{b0} - \sigma_{c0}}{2\sigma_{b0} - \sigma_{c0}} \leq 0.5 \quad 1-21$$

La forme de la surface de charge est définie par le paramètre  $K_c$  inclus dans l'expression du paramètre  $\gamma$ . Le paramètre  $\gamma$  intervient seulement en compression triaxiale où  $\sigma_{max} < 0$ .

Soit TM et CM désignant respectivement le méridien de traction ( $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ ) et le méridien de compression ( $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ ) sur la surface de charge. Sur TM et CM on a respectivement :

$$\hat{\sigma}_{max} = \frac{1}{3} (\bar{p} + 2\sqrt{3\bar{q}}) \quad \text{TM} \quad 1-22$$

$$\hat{\sigma}_{max} = \frac{1}{3} (\bar{p} + \sqrt{3\bar{q}}) \quad \text{CM} \quad 1-23$$

Avec  $\hat{\sigma}_{max} < 0$ , les équations sur le méridien de traction et de compression sont :

$$(2\gamma+3)\sqrt{3\bar{q}} + (\gamma+3\alpha)\bar{p} = (1-\alpha)fc \quad \text{TM} \quad 1-24$$

$$(\gamma+3)\sqrt{3\bar{q}} + (\gamma+3\alpha)\bar{p} = (1-\alpha)fc \quad \text{CM} \quad 1-25$$

$fc$  est la résistance maximale du béton en compression uniaxiale. A partir des deux équations sur les méridiens de traction et compression, on peut définir la variable  $K_c$  par :

$$K_c = \frac{\sqrt{\bar{q}}^{TM}}{\sqrt{\bar{q}}^{CM}} = \frac{3+\gamma}{2\gamma+3} \quad 1-26$$

$K_c$  est donc le rapport entre la contrainte équivalente de Mises sur le méridien de traction et celle sur le méridien de compression, pour une valeur donnée de la pression hydrostatique  $\bar{p}$  et pour une contrainte principale maximale négative. Il est aussi le rapport des distances entre l'axe hydrostatique et respectivement le méridien de traction et le méridien de compression dans la section transversale déviatorique. Ce paramètre doit être compris entre  $0.5 \leq K_c \leq 1$ . La valeur par défaut dans ABAQUS, est fixée à  $K_c=2/3$ , ce qui fait que la forme de la surface de charge dans la section transversale déviatorique est proche de celle triangulaire de Rankine, 2010. A titre de comparaison, le critère de Drucker-Prager [126] est circulaire dans le plan déviatorique avec  $K_c=1$ . La différence entre les surfaces de charge dans le plan déviatorique pour  $K_c=2/3$  et  $K_c=1$  est illustrée par la figure I-27.

La surface de charge dans l'espace plan des contraintes pour le modèle CDP est également illustrée sur cette figure, où la zone fermée représente les états élastiques de contrainte.

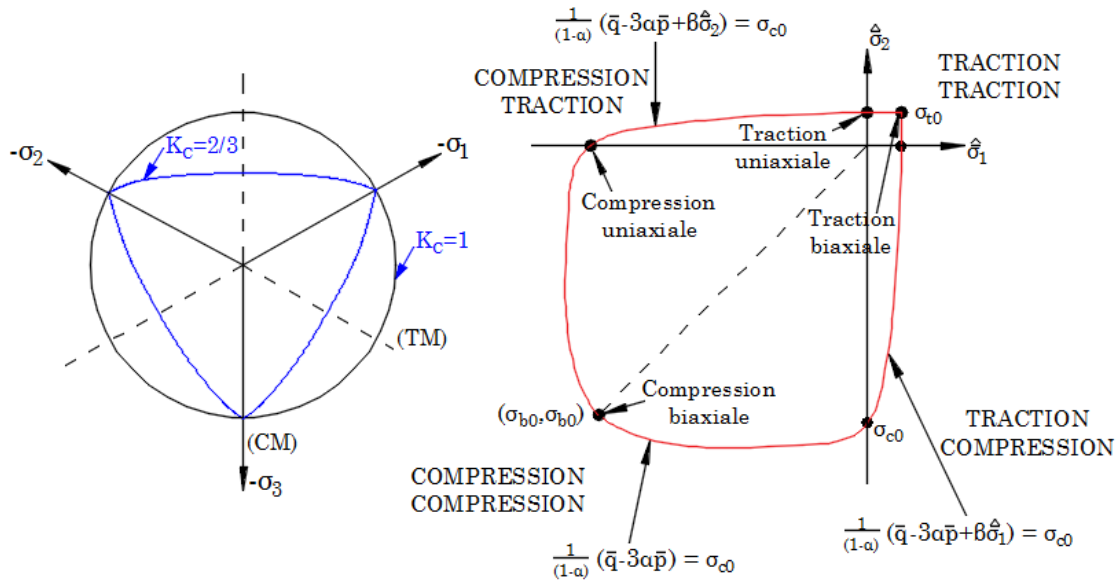


Figure I. 27: (a) Surface de charge dans le plan déviatorique pour  $K_c=2/3$  (modèle CDP) et  $K_c=1$  (critère de Drucker-Prager [126]) ; (b) Surface de charge dans le plan des contraintes (CDP).

### VI-2-1-5/Règle d'écoulement

l'évolution des déformations plastiques est décrite par une fonction potentielle d'écoulement plastique.

Cette évolution des déformations plastiques  $\mathcal{E}^{pl}$  est supposée vérifier les relations suivantes :

$$d\mathcal{E}^{pl} = d\lambda \frac{\partial G(\sigma, Y)}{\partial \sigma} \quad \text{avec} \quad \begin{cases} d\lambda \geq 0 & \text{si } F(\sigma, Y) = 0 \\ d\lambda = 0 & \text{si } F(\sigma, Y) < 0 \end{cases} \quad 1-27$$

$d\lambda$  est le multiplicateur plastique, c'est un paramètre d'écoulement scalaire qui peut varier tout au long du processus de déformation et qui détermine la longueur des déformations plastiques  $d\mathcal{E}^{pl}$ . Pour le cas du béton, pour mieux représenter son comportement dilatant, on fait appel à la plasticité non associée. Dans ce cas l'écoulement plastique est normale au potentiel d'écoulement, ce qui est régi par la règle  $F(\sigma, Y) \neq G(\sigma, Y)$ , c'est la plasticité non associative.

$\partial G(\sigma, Y)/\partial \sigma$  représente la direction suivie par  $d\mathcal{E}^{pl}$  qui est la normale à la frontière du domaine de la fonction potentiel plastique  $G(\sigma, Y)$  Pankaj, 2010 [147] figure I.28.

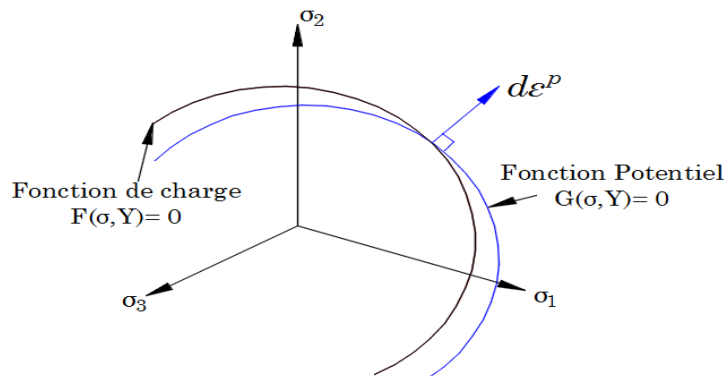


Figure I. 28: Illustration de la fonction potentielle plastique par rapport à une surface de charge repris de Pankaj, 2010.

Pour le modèle de béton CDP dans ABAQUS, il utilise une règle d'écoulement non associative avec comme fonction potentiel d'écoulement plastique  $G(\bar{\sigma})$ , c'est l'hyperbolique de Drucker-Prager [126] donnée par :

$$G(\bar{\sigma}) = \sqrt{(\epsilon \sigma_0 \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \tag{1-28}$$

$\bar{p}$  est la pression hydrostatique

$\bar{q}$  la contrainte équivalente au sens de Von Mises

$\sigma_0$  est la résistance maximale du béton en traction uniaxiale.

$\psi$  est l'angle de dilatation mesuré dans le plan méridien  $\bar{p}$ - $\bar{q}$  comme angle d'inclinaison de la fonction potentielle d'écoulement plastique, pour une pression de confinement élevée. L'angle de dilatation, considéré comme constant durant le chargement plastique, contrôle la quantité de changement de volume du béton (dilatation) figure I.29.

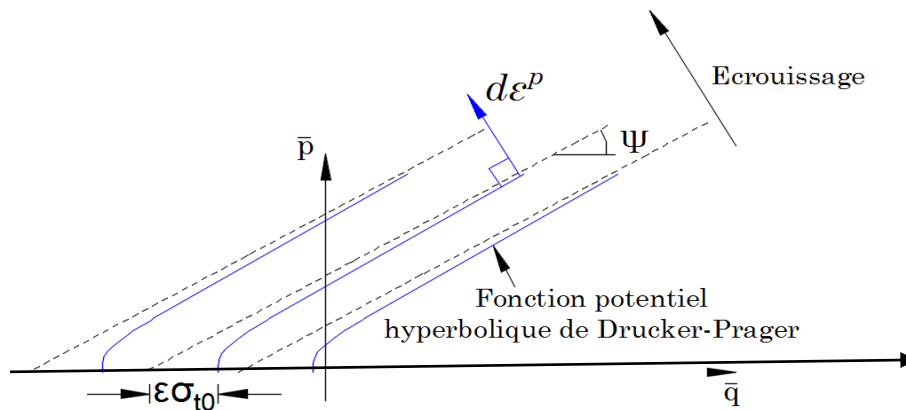


Figure I. 29: Fonction potentiel plastique dans le plan méridien p-q : Illustration de l'excentricité et de l'angle de dilatation[31]

Une autre signification pour l'angle de dilatation est représenté dans la figure I.30, qui illustre la relation entre l'angle de dilatation et les déformations plastiques volumétrique et déviatorique.

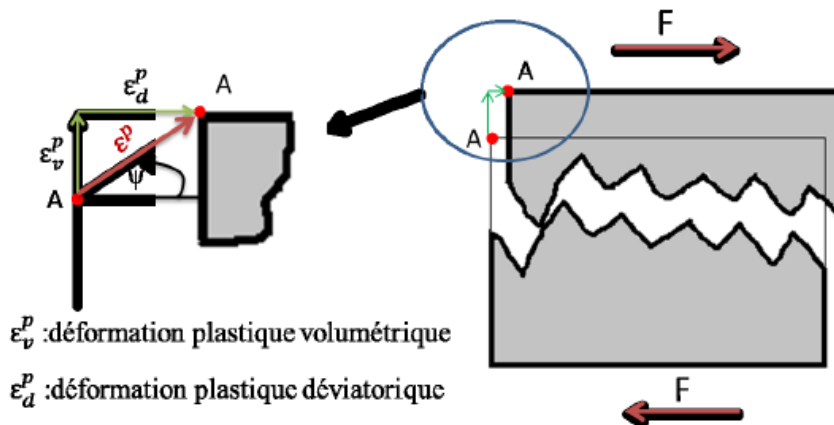


Figure I. 30: Schématisation de l'angle de dilatation [31]

L'excentricité  $\varepsilon$  qui est la longueur (mesurée le long de l'axe hydrostatique) du segment entre le sommet de l'hyperbole et l'intersection des asymptotes de cette hyperbole avec l'axe hydrostatique comme on peut le voir sur la Figure I.29; permet d'ajuster la forme de la fonction potentielle plastique dans le plan méridien  $\bar{p}-\bar{q}$ . Selon Jankowiak and al (2005) [148] l'excentricité peut être calculée comme un rapport entre la résistance du béton en traction uni axiale et celle en compression uni axiale.

### VI-2-1-6/ Identification des paramètres d'endommagement

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

#### VI-2-1-6-1/ cas du chargement uniaxial

Les comportements uniaxiaux typiques du béton en traction et compression, qui sont caractérisés par le modèle CDP dans ABAQUS, sont illustrés sur la Figure I.31. Lorsque l'éprouvette de béton est déchargée à partir de n'importe quel point de la phase adoucissante du comportement, alors la rigidité élastique du matériau subit un endommagement (Figure I.30). Les relations contrainte-déformation sous sollicitations de traction et compression s'écrivent respectivement :

$$\sigma_t = (1-d_t) E_0 (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad 1-29$$

$$\sigma_c = (1-d_c) E_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad 1-30$$

En séparant la plasticité de l'endommagement, ces deux relations peuvent être énoncées comme suit :

$$\sigma_t = (1-d_t) E_0 (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) = \begin{cases} \bar{\sigma}_t = E_0 (\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \\ d_t = d_t(\bar{\sigma}_t, \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \end{cases} \quad \text{ou } 0 \leq d_t \leq 1 \quad 1-31$$

$$\sigma_c = (1-d_c) E_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) = \begin{cases} \bar{\sigma}_c = E_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \\ d_c = d_c(\bar{\sigma}_c, \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \end{cases} \quad \text{ou } 0 \leq d_c \leq 1 \quad 1-32$$

Avec  $E_0$  : rigidité élastique initiale du béton non endommagé  $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$  : déformation plastique en traction, et  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$  : déformation plastique en compression.

Dans le code ABAQUS, le comportement uni axial du béton en traction doit être défini par la relation contrainte-déformation inélastique en traction  $\tilde{\varepsilon}_t^{ck}$  (ou déplacement) et en compression par la relation contrainte-déformation inélastique en compression  $\tilde{\varepsilon}_c^{in}$ . Les déformations inélastiques en traction et compression peuvent être calculées selon (ABAQUS Version 6.12 2012) comme suit :

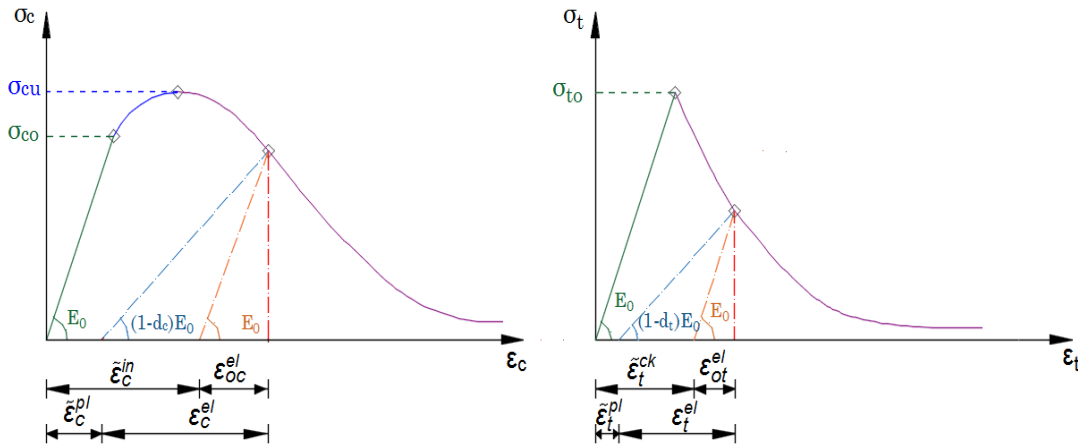
$$\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \varepsilon_t - \frac{\sigma_t}{E_0} \quad 1-33$$

$$\tilde{\varepsilon}_c^{in} = \varepsilon_c - \frac{\sigma_c}{E_0} \tag{1-34}$$

Par la suite dans le modèle CDP, les relations contrainte-déformation uni axiales sont automatiquement converties en contrainte-déformation plastiques, à partir des données de déformations inélastiques et des paramètres d'endommagement fournies par l'utilisateur :

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \tilde{\varepsilon}_c^{in} - \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0} \tag{1-35}$$

$$\tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \varepsilon_t^{pl} - \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0} \tag{1-36}$$



**Figure I. 31: Comportements uni axiaux du béton ; (a) en compression avec illustration des déformations plastiques et inélastiques ; (b) en traction avec illustration des déformations plastiques et de fissuration.**

$$d = 1 - (1 - s_t d_c)(1 - s_c d_t) \tag{1-36}$$

Ou  $s_t$  et  $s_c$  sont des fonctions de l'état de contrainte introduit pour représenter la restitution de rigidité.

$$s_t = 1 - \omega_t r^*(\bar{\sigma}_{11}) \quad 0 \leq \omega_t \leq 1 \tag{1-37}$$

$$s_c = 1 - \omega_c r^*(\bar{\sigma}_{11}) \quad 0 \leq \omega_c \leq 1 \tag{1-38}$$

Avec

$$r^*(\bar{\sigma}_{11}) = H(\bar{\sigma}_{11}) = \begin{cases} 1 & \text{si } \bar{\sigma}_{11} > 0 \\ 0 & \text{si } \bar{\sigma}_{11} < 0 \end{cases} \tag{1-39}$$

Les facteurs de poids  $\omega_t$  et  $\omega_c$  contrôlent la reprise de rigidité en traction et en compression lors du chargement cyclique. La figure I.32 montre l'effet de restitution de rigidité en compression du paramètre  $\omega_c$  et la figure I.33 montre la restitution de rigidité complète.

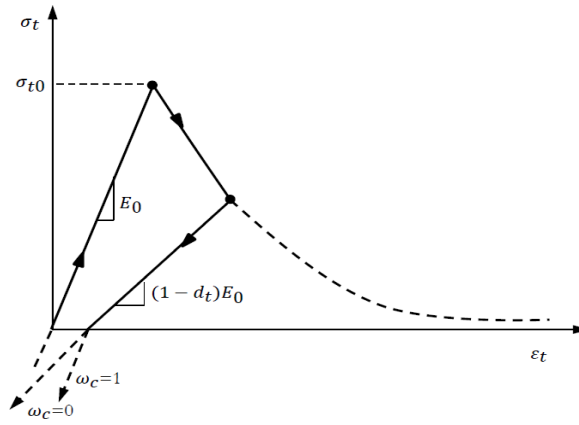


Figure I. 32: Paramètre de récupération de la rigidité de compression

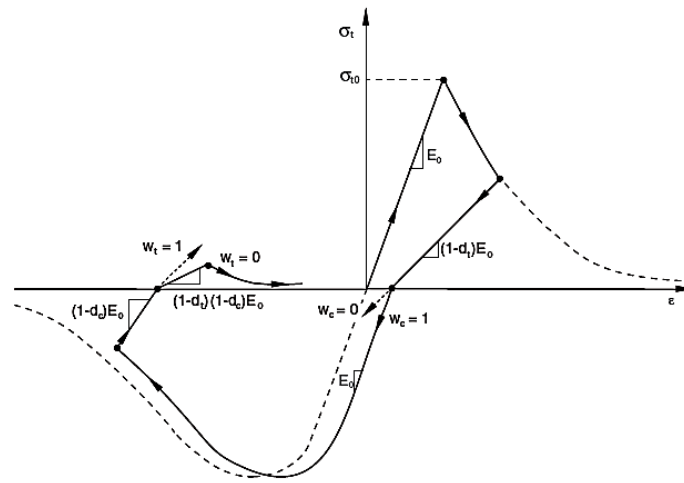


Figure I. 33: Comportement uniaxial du Sous-chargement cyclique.

### VI-2-1-6-2/Cas du chargement multiaxial

Sur la base des travaux de Lee et Feneves (1998) [34], la vitesse de déformation plastique équivalente est évaluée selon les deux équations suivantes :

$$\tilde{\epsilon}_t^{pl} = r(\hat{\sigma}) \tilde{\epsilon}_{max}^{pl} \tag{1-40}$$

$$\tilde{\epsilon}_t^{pl} = -(1 - r(\hat{\sigma})) \tilde{\epsilon}_{min}^{pl} \tag{1-41}$$

Ou  $\tilde{\epsilon}_{max}^{pl}$  et  $\tilde{\epsilon}_{min}^{pl}$  sont les valeurs propres maximales et minimales de la vitesse de déformation plastique du tenseur  $\dot{\epsilon}^{pl}$ ,  $r(\hat{\sigma})$  est le facteur poids des contraintes, et égale à 1.0 si les contraintes principales sont positives et à 0.0 si elles sont négatives.

$$r(\hat{\sigma}) = \frac{\sum_{i=1}^3 (\hat{\sigma}_i)}{\sum_{i=1}^3 |\hat{\sigma}_i|} \quad 0 \leq r(\hat{\sigma}) \leq 1 \tag{1-42}$$

(x) Représente la partie positive de x.

$$\langle x \rangle = \frac{(|x|+x)}{2} \quad 1-43$$

L'évolution de l'équation des contraintes multiaxiales peut être exprimée en forme matricielle comme l'indique l'équation (1.39).

$$\dot{\varepsilon}^{pl} = \begin{bmatrix} \tilde{\varepsilon}_t^{pl} & \tilde{\varepsilon}_c^{pl} \end{bmatrix} = \hat{h}(\hat{\sigma} \dot{\varepsilon}^{pl}) \cdot \hat{\varepsilon}^{pl} \quad 1-44$$

Ou,

$$\hat{h}(\hat{\sigma} \dot{\varepsilon}^{pl}) = \begin{bmatrix} r(\hat{\sigma}) & 0 & 0 \\ 0 & 0 & -(1-r(\hat{\sigma})) \end{bmatrix} \quad 1-45$$

Et

$$\hat{\varepsilon}^{pl} = \begin{bmatrix} \hat{\varepsilon}_1 & \hat{\varepsilon}_2 & \hat{\varepsilon}_3 \end{bmatrix}^T \hat{\varepsilon}_1 \geq \hat{\varepsilon}_2 \geq \hat{\varepsilon}_3 \quad 1-46$$

La définition de la variable d'endommagement scalaire se fait de la même manière que dans le cas uniaxial, comme montrée dans les équations (I.29 et I.30).

## VII/ Modélisation de l'acier

Les aciers pour le béton armé de nuance douce, contiennent 0,15 à 0,25 % de carbone, ceux de nuance mi dure et dure contiennent, quant à eux, entre 0,25 et 0,40 % de carbone. Acier fabriqué sous forme de barres cylindriques par laminage à chaud, suivi d'un écrouissage par torsion ou traction améliorant ses propriétés mécaniques.

La Figure I-34 montre le comportement mécanique global force-déplacement d'une barre d'acier soumise à la traction uniaxial. Le comportement de l'acier se présente en trois phases selon les essais de Tan-Trung (2017)[149].

**Phase 1** est liée au comportement élastique et linéaire de l'acier, c'est une phase réversible. Elle est régie par la loi de Hooke.

**Phase 2** les déformations ne sont plus linéaires, début de l'écrouissage jusqu'à la force ultime correspondante à la force de rupture. Les déformations ne sont plus réversibles. La loi de Hooke n'est plus valable.

**Phase 3** les déformations augmentent lorsque la force décroît. Le matériau a perdu de son élasticité et le processus de la plasticité arrive à un niveau physique de déformé visible localement, phénomène de striction. Les déformations sont irréversibles.

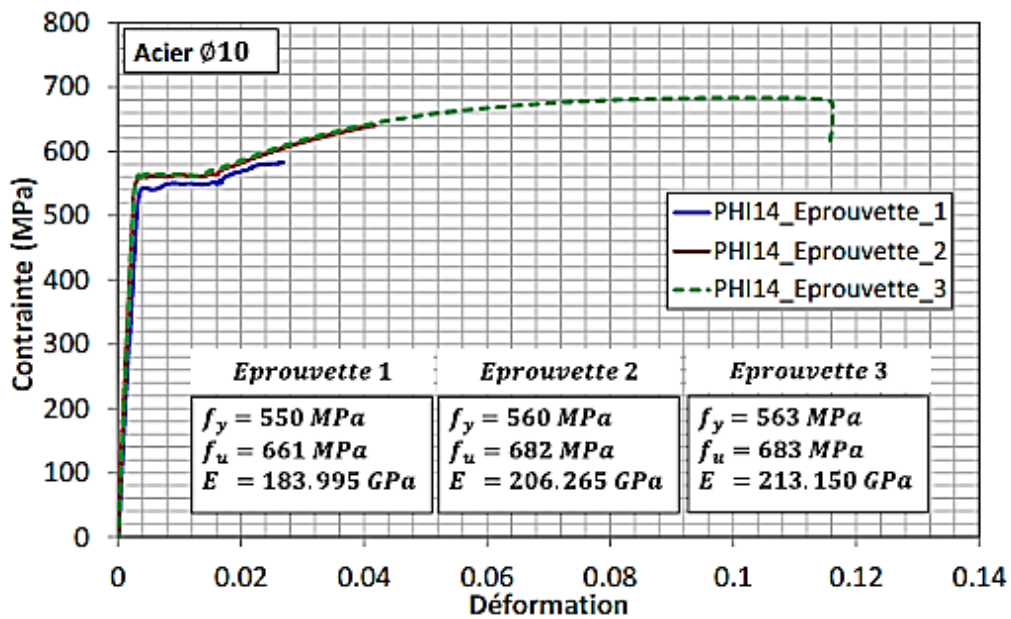


Figure I. 34 : Courbes de comportement des aciers HA10Tan-Trung (2017)[149].

La courbe contrainte-déformation obtenue expérimentalement pour les armatures est généralement remplacée dans la modélisation numérique par des courbes caractéristiques idéalisées (Figure I.35) en raison de sa simplicité.

Il faut souligner que l'idéalisation est utilisée dans de nombreuses études tel que : Ngo and Scordelis (1967) [150], Feenstra P.H.(1993) [114], Rabczuk et al (2005) [151], Phuvoravan et al (2005) [152], Júnior et Venturini (2007) [153] et Kwak and Filippou (1997) [154]. Certains chercheurs comme Kwak and Filippou (1997) [154] recommandent l'utilisation de la courbe idéalisée bilinéaire avec écrouissage car elle améliore la stabilité numérique de la solution.

Dans notre étude nous avons opté pour un comportement idéalisé avec une courbe bilinéaire de l'acier tel que mentionner dans l'étude de Vecchio (1992)[37] figure I.35.

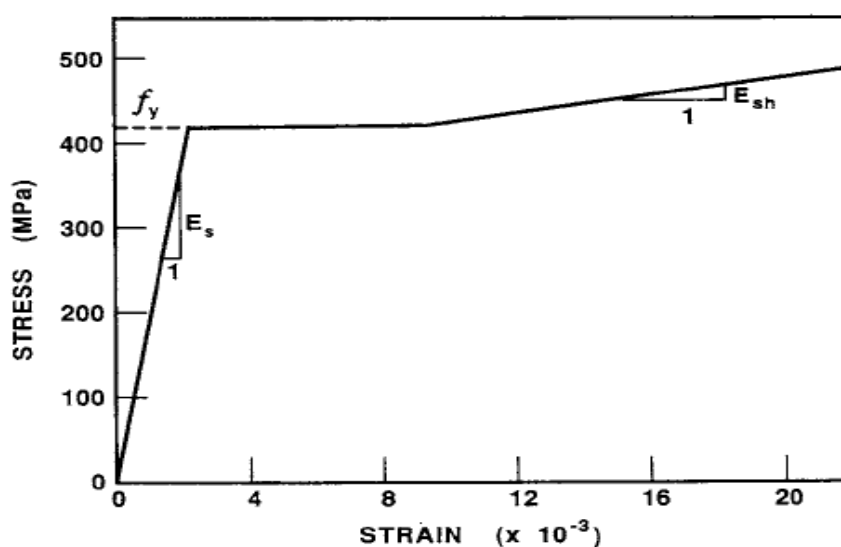


Figure I. 35: Les courbes contraintes-déformations idéalisées pour les armatures selon Vecchio 1992.

## VII-1/ plasticité des aciers

Dans cette étude, la modélisation des aciers est effectuée par le modèle elastoplastique avec un écrouissage linéaire (courbe bilinéaire). Le critère de Von Mises, avec une règle de flux associatif et un écrouissage isotrope sont adaptés pour la modélisation de l'acier. Le critère de Von Mises peut s'écrire :

$$F(\sigma, R) = \sigma_{eq} - \sigma_y - R(p) \leq 0 \quad 1-47$$

Où  $\sigma_y$  est la contrainte limite élastique,  $R(p)$  est la contrainte d'écrouissage et  $\sigma_{eq}$  est la contrainte équivalente de Von Mises définie comme suit :

$$\sigma_{eq} = \sqrt{\frac{3}{2} S_{ij} S_{ij}} \quad 1-48$$

Où  $S_{ij}$  est la partie déviatorique du tenseur de contrainte

$$S_{ij} = \sigma_{ij} - \frac{1}{3} \sigma_{max} \delta_{ij} \quad 1-49$$

Le flux plastique qui gouverne l'évolution de la déformation plastique est donné comme suit :

$$\dot{\epsilon}_{ij}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial f}{\partial \sigma_{ij}} \quad 1-50$$

Où  $\dot{\lambda}$  est le multiplicateur plastique qui est égale dans ce cas aux vitesses de déformations plastiques cumulées :

$$\dot{\lambda} = \sqrt{\frac{3}{2} \dot{\epsilon}_{ij} \dot{\epsilon}_{ij}} \quad 1-51$$

## IIIX/ Les paramètres d'entrée

Les paramètres d'entrée du modèle peuvent être classés en deux catégories pour le béton ordinaire et le béton de fibres qui sont:

- 1- Paramètres pour la définition des courbes uniaxiales en traction et en compression ;
- 2 - Paramètres pour la définition des surfaces d'écoulement et potentielle, ils sont fixés dans l'étape de validation du modèle, ils représentent les paramètres du chargement multiaxial. Ils sont évalués après l'étude de calibrage des courbes de capacité pour les différents bétons dans le chapitre II.

### IIIX -1/ les lois uniaxiales du béton

Etant donné que le comportement uniaxial du béton définit l'évolution de la surface de charge dans une analyse EF, alors la définition des propriétés mécaniques et des courbes de comportement uniaxial du béton s'avèrent très importantes.

Dans nos simulations numériques qui seront présentées dans le prochain chapitre, les propriétés mécaniques du béton utilisées à savoir sa résistance en compression uniaxiale  $f_c$ , celle en traction uniaxiale  $f_t$  et sa rigidité élastique  $E_0$  sont celles obtenues expérimentalement, tandis que les courbes de comportement uniaxiales sont obtenues en utilisant des modèles mathématiques de Lubliner et al. 1989[33] qui tiennent compte de la combinaison de la

variable scalaire d'endommagement en traction et en compression, qui représente tous les états de dommages.

Dans la présente étude, deux variables de dommages, l'un pour les dommages en traction et l'autre pour les dommages en compression, sont définies indépendamment, et chaque variable dépend de la réponse aux contraintes effectives et la réponse à la dégradation de la rigidité du matériau.

Lubliner et al (1989) [33] et Lee et al (1998) [34] ont proposé une relation bi-exponentielle pour décrire la relation contrainte-déformation plastique ainsi que les courbes d'endommagement en compression et en traction (lorsque  $x=t$ , cela signifie que le comportement est en traction et quand  $x = c$ , le comportement est en compression).

$$\sigma_x = f_{x0}[(1 + a_x)e^{-b_x \varepsilon^p} - a_x e^{-2b_x \varepsilon^p}] \quad 1-52$$

Où  $f_{x0}$  est la limite d'élasticité du béton,  $a_x$  et  $b_x$  sont deux paramètres qui assurent de reproduire les formes réelles des courbes en traction et en compression.

Nous avons vu dans le paragraphe IV que le béton en compression et traction uniaxiale présentait un comportement post-pic adoucissant marqué par une localisation des déformations et de l'endommagement dans une bande de localisation ayant une certaine largeur. Cependant ce phénomène de localisation, à une incidence directe sur la modélisation numérique. En effet, numériquement, la localisation des déformations a lieu dans une bande dont l'épaisseur est contrôlée directement par la taille des éléments finis et à mesure que l'on raffine la taille des éléments finis, la taille de la bande de localisation diminue également. L'énergie de rupture  $G_f$  étant liée à la taille de la bande de localisation citée dans la section IV-3, alors raffiner le maillage pourrait aboutir à la rupture d'une structure pour zéro énergie de rupture  $G_f$  ce qui n'est pas réaliste. Dans un tel cas les prédictions ne convergent pas vers une solution unique à mesure que le maillage est raffiné. Pour palier à ce problème afin d'avoir des résultats indépendants du maillage, nous avons utilisé la méthode de régularisation énergétique introduite par Hillerborg et al. 1976 [155] et Bazant et Oh, 1983 [156] et basée sur l'énergie de rupture ( $G_f$  en traction et  $G_c$  en compression). Les modèles mathématiques utilisés pour représenter les comportements uniaxiaux du béton en traction et en compression seront par conséquent basés sur l'énergie de rupture  $G_f$  pour modéliser les branches post-pic. Dans cette méthode la loi de l'évolution de la contrainte nominale en régime adoucissant, dépend de la taille de l'élément fini. L'énergie dissipée à la rupture est alors gardée constante lorsque la taille de l'élément change par affinement du maillage.

La densité de l'énergie de fissuration  $g_{fx}$  est liée à l'énergie de fissuration  $G_{fx}$  par la relation suivante de Bazant et Oh [156] (1983), Rot (1988) [113] :

$$g_{fx} = \frac{G_{fx}}{l_c} \quad 1-53$$

Où  $l_c$  est la longueur caractéristique liée à la taille de la zone localisée, définie en configuration bidimensionnelle par la relation suivante :

$$l_c = K\sqrt{A} \quad 1-54$$

Ou A est la surface de l'élément fini et K est un paramètre dépendant du type d'élément fini utilisé.  $K=1$  pour un éléments linéaires et  $K=\sqrt{2}$  pour des éléments quadratiques (Rot 1988 [113], Nechnech 2000 [157] et Benboudjema (2001) [158]).

Dans le cas d'une configuration tridimensionnelle, ou des éléments finis cubiques sont utilisés, la longueur caractéristique est définie par la relation suivante :

$$l_c = \sqrt[3]{V} \quad 1-55$$

Ou V représente le volume de l'élément fini.

La densité d'énergie de fissuration est donnée par la relation suivante (figure 1.36) :

$$g_{fx} = \int_{k_x=0}^{k_x=\infty} \sigma_x(k_x) dk_x \quad 1-56$$

Cette relation permet d'identifier la contrainte  $\sigma_x$  à partir de l'énergie de fissuration  $G_{fx}$  développée dans le paragraphe précédent IV.

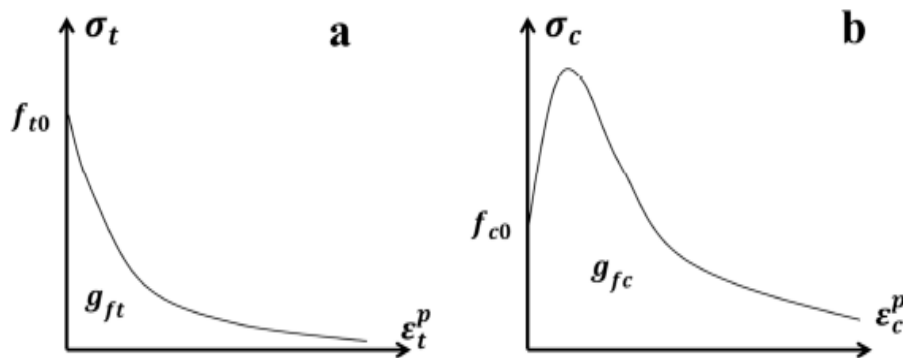


Figure I. 36 : Densité d'énergie de fissuration, (a) en traction, (b) en compression

## IIIX -2/ Identification des paramètres

### IIIX -2-1/cas de traction

La relation de la courbe de contrainte écouissage dans le cas de traction est donnée par la formule suivante :

$$\sigma_t = f_{t0} [(1 + a_t)e^{-b_t k_t} - a_t e^{-2b_t k_t}] \quad 1-57$$

Les paramètres  $a_t$  et  $b_t$  sont déterminés de sorte que la courbe puisse reproduire le comportement expérimental du béton.

L'endommagement en traction est défini par la relation suivante :

$$1 - D_t = e^{-C_t k_t} \quad 1-58$$

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

$$g_{ft} = \int_0^{\infty} \sigma_t(k_t) dk_t = \frac{f_{t0}}{b_t} \left(1 + \frac{a_t}{2}\right) \quad 1-59$$

Le paramètre  $a_t$  pilote la courbe pendant l'écroutissage positif (ie le palier entre la limite d'élasticité et le pic). En traction ce paramètre n'a pas de signification physique, car le comportement en traction est supposé linéaire jusqu'au pic. Une valeur de -0.5 permet d'avoir une bonne représentation de la réponse pré-pic linéaire. La combinaison de l'équation de l'énergie de fissuration 1.57 et 1.59, permet d'obtenir le paramètre  $b_t$  par la relation suivante :

$$b_t = f_{t0} \frac{l_c}{G_t} \left(1 + \frac{a_t}{2}\right) \quad 1-60$$

Le paramètre  $c_t$  pilotant la loi d'endommagement en traction est déterminé par la spécification d'une valeur d'endommagement préalablement connue pour une certaine valeur de contrainte, cela permet de calibrer ce paramètre en fonction des données expérimentales Benboudjema 2002 [158].

La résolution de l'équation 1.57 pour une valeur de  $f_{t0}/2$  de la contrainte permet d'obtenir la déformation plastique correspondante :

$$\varepsilon^p = \frac{1}{b_t} \ln \left[ \frac{(1+\alpha_t) - \sqrt{1+\alpha_t^2}}{2\alpha_t} \right] \quad 1-61$$

La combinaison des équations 1.61 et 1.58 permet d'obtenir la relation suivante :

$$\frac{c_t}{b_t} = - \frac{\ln(1-D_t)}{\ln \left[ \frac{(1+\alpha_t) - \sqrt{1+\alpha_t^2}}{2\alpha_t} \right]} \quad 1-62$$

En introduisant la valeur d'endommagement connue pour une contrainte de  $f_{t0}/2$  dans l'équation 1.62, le paramètre  $c_t$  peut être calculé facilement.

Les travaux de Shah 1985 [159] et de Jenq (1985) [72] ont permis d'identifier une valeur de 0.25 pour l'endommagement en traction  $D_t$ , pour une valeur de contrainte de  $f_{t0}/2$ .

## **IIIX -2-2/cas de compression**

La relation contrainte écroutissage en compression est donnée par la relation suivante :

$$\sigma_c = f_{c0} [(1 + a_c)e^{-b_c k_c} - a_c e^{-2b_c k_c}] \quad 1-63$$

L'évolution des dommages est donnée par l'équation 1.64

$$1 - D_c = e^{-c_c k_c} \quad 1-64$$

Le paramètre  $a_c$  est déterminé par la transformation algébrique de l'équation 1.63, ce qui permet d'avoir l'expression de  $a_c$  en fonction de  $f_c$  et  $f_{c0}$  dont la formule est la suivante :

$$a_c = \left[ 2 \left( \frac{f_c}{f_{c0}} \right) - 1 \right] + 2 \sqrt{\left( \frac{f_c}{f_{c0}} \right)^2 - \left( \frac{f_c}{f_{c0}} \right)} \quad 1-65$$

La même procédure similaire à celle de la traction est effectuée pour déterminer le paramètre  $b_c$  à la différence que, dans ce cas, l'énergie de fissuration en compression est utilisée.

Le paramètre  $b_c$  est donné par la relation suivante :

$$b_c = f_{c0} \frac{l_c}{G_c} \left( 1 + \frac{a_c}{2} \right) \quad 1-66$$

La résolution de l'équation 1.63 pour une valeur de  $\sigma_c = f_c$  permet d'avoir la déformation plastique  $\varepsilon^p$  qui est représenté par la relation suivante :

$$\varepsilon^p = -\frac{1}{b_c} \ln \left[ \frac{(1+\alpha_c)}{2\alpha_c} \right]. \quad 1-67$$

Le paramètre  $c_c$  pilotant l'évolution de l'endommagement en compression est lié au paramètre  $b_c$  via l'équation ci dessous :

$$\frac{c_c}{b_c} = \frac{\ln(1-D_c)}{\ln \left[ \frac{1+\alpha_c}{2\alpha_c} \right]} \quad 1-68$$

L'essai de compression cyclique de Karsan et al 1969 [102], permet d'identifier une valeur de l'endommagement  $D_c$  de 0.18 pour la contrainte au pic.

## IX/ la stratégie de résolution avec Abaqus

Une fois que le comportement des matériaux (béton ordinaire et le béton de fibre) est identifié, il s'agit de calculer les réponses des structures constituées de tels matériaux lorsqu'elles sont soumises à un processus de chargement. Dans le cas de matériaux elasto-plastiques, du fait de l'irréversibilité de leur comportement, la réponse dépend du trajet de chargement et pas seulement du chargement instantané comme c'est le cas en élasticité. Il faut donc formuler le problème comme un problème d'évolution avec comme données :

- la nature de l'analyse : dynamique ou quasi-statique
- la séquence de chargements imposés à partir de l'instant initial.

Pour le choix du type d'analyse, l'approche par éléments finis avec le code Abaqus possède deux modules Abaqus/standard et Abaqus/explicit, ce dernier est utilisé uniquement dans le cas où le chargement est dynamique. La procédure explicite considère le système comme dynamique et est basée sur la mise en oeuvre d'une règle d'intégration explicite avec l'utilisation de matrices de masses diagonales. L'équation régissant l'équilibre est intégrée en utilisant le schéma d'intégration par différences finies centrée pour mettre à jour les vitesses et les déplacements associés. Dans cette méthode les vitesses et les accélérations à un instant incrémentiel donné  $t$  sont supposées être constantes et sont utilisées pour la résolution à l'instant suivant  $t+\Delta t$ . Cependant dans notre travail les données expérimentales utilisées dans notre étude issues des études de H. Tlemat and al 2006 [30] et Vecchio and al (1992) [37], sont quasiment statiques, dans ce contexte la modélisation numérique doit considérer le

problème comme quasi-statique. Hors que dans une simulation quasi-statique il est important que les charges soient appliquées assez lentement par rapport à la période naturelle fondamentale  $T$  du modèle de façon à ce que l'énergie cinétique globale générée par les forces d'inerties soit négligeable devant l'énergie de déformation interne. On évite donc que les forces inertielles n'affectent la réponse mécanique et fournissent des résultats dynamiques irréalistes. Pour réduire les effets dynamiques Kutt et al. 1998 [160] recommandent que le rapport entre la durée du chargement et la période naturelle fondamentale du modèle soit supérieur à 5. ABAQUS documentation, 2012 [138-139] propose d'utiliser une période de chargement plus élevée soit au moins 10 fois la période naturelle fondamentale  $T$  du modèle, de façon à obtenir un ratio : énergie cinétique totale/énergie de déformation interne totale, maximal de 5% (figure I.36). Il a été démontré qu'en maintenant le rapport de l'énergie cinétique sur l'énergie de déformation interne totale à  $< 5\%$ , les effets dynamiques dans le modèle sont négligeables Kim et al. 2002[161]. Pour cela nous avons utilisé le module dynamique avec un cas de chargement 'très lent'. Et afin de s'assurer que notre analyse est bien quasi-statique ,nous avons procédé a la vérification du ration des énergies cinétiques et internes du système globale  $E_c/E_i$  qui doit toujours être inférieur à 5% négligeable, c'est un critère fixé par le manuel de Abaqus [143] et [144] (figure I.37 )

L'équation de l'énergie peut être énoncée comme suit :

$$E_I + E_V + E_{KE} + E_{FD} + E_W = E_{total} = \text{constante} \quad \text{I-69}$$

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

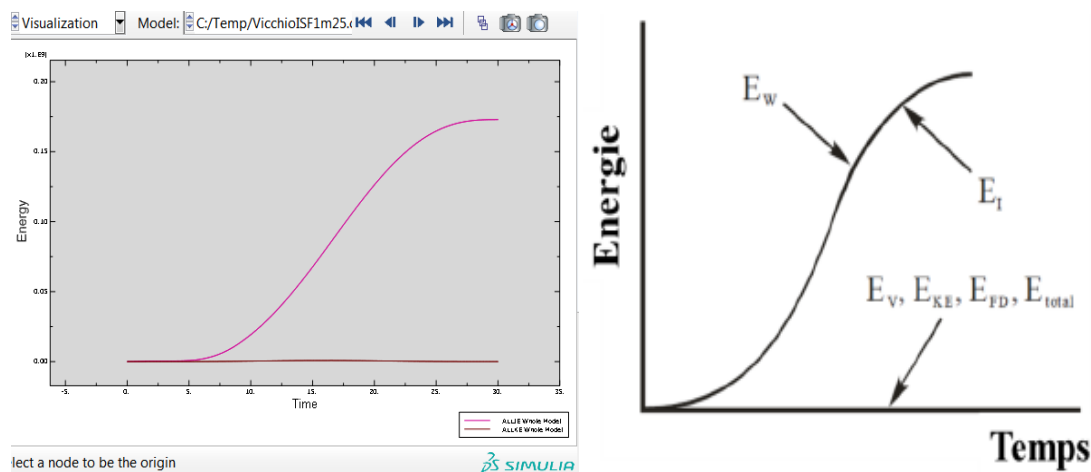


Figure I.37: Histoire des énergies pour un cas quasi-statique du code Abaqus.

En ce qui concerne la nature du chargement extérieur, ABAQUS recommande pour une analyse quasi-statique d'utiliser un profil de chargement lisse (smooth step) qui est une fonction progressive de chargement dans le temps permettant également de minimiser les efforts dynamiques dans le processus de calcul (Figure I.38).

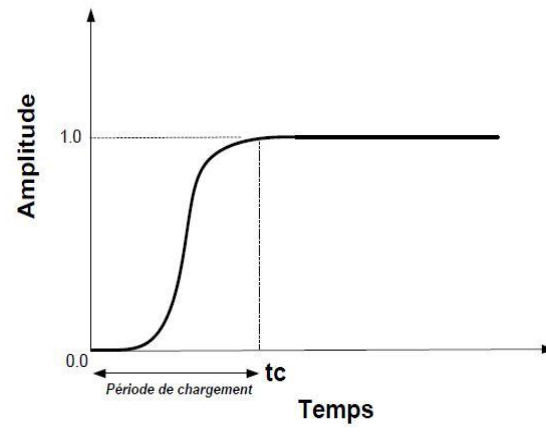


Figure I. 248: Exemple d'un profil de chargement lisse (smooth step) défini dans ABAQUS

## **CHAPITRE II**

### **IDENTIFICATION DES PARAMETRES MATERIAUX**

#### **Introduction**

Ce chapitre décrit la procédure d'identification des paramètres des matériaux définis dans le modèle CDP "Concrete Damage Plasticity" du code Abaqus. Les matériaux utilisés sont les bétons ordinaires et les bétons de fibres. Cette étape est fondamentale pour la suite de notre étude car elle permet de déterminer les paramètres matériaux des lois de comportement par calibrage des courbes de capacité (force-déplacement) numériques avec celles obtenues expérimentalement.

Les résultats des différentes modélisations de ces structures sont présentés selon l'ordre de l'analyse numérique par éléments finis.

#### **I /Analyse et choix des matériaux**

Toutes les études menées dans le domaine du béton de fibres ont montré un comportement très favorable dans le domaine post élastique, en particulier l'étude de Tlemat et al (2006)[30]. Le gain en capacité se manifeste en particulier en termes de ductilité du béton de fibre. Vu que le béton ordinaire possède un comportement fragile, nous avons opté pour l'utilisation du béton de fibres dans notre travail.

Le choix du type du béton de fibres est axé sur trois points essentiels à savoir :

1. La qualité des résultats à l'échelle du matériau béton de fibres afin de connaître le comportement des structures en portiques.
2. La disponibilité des propriétés mécaniques et physiques expérimentales (réels) du béton de fibres (en particulier l'énergie de fissuration).
3. L'impact de l'étude sur l'environnement et l'économie.

#### **II/ Définition des paramètres des matériaux pour le modèle CDP**

Les données numériques des matériaux sont définies par le module d'élasticité et le coefficient de poisson pour la phase élastique. Dans notre étude, ils sont obtenus par des essais de laboratoire Vecchio et al (1992) [37] et Tlemat et al. (2006) [30-162].

Pour la simulation numérique, le modèle CDP exige la définition des paramètres suivants :

- Paramètres pour la définition des surfaces d'écoulement et potentielle qui sont décrits par l'angle de dilatation  $\Psi$ , l'excentricité du potentiel d'écoulement  $\varepsilon$ , le rapport de la contrainte biaxiale et la contrainte uniaxiale en compression  $\sigma_b/\sigma_c$ , le paramètre  $K_c$  et le paramètre de viscosité  $\mu$ .
- Paramètres pour la définition des courbes uni-axiales en traction et en compression.

Le comportement uniaxiale du béton est défini par deux types de courbes :

- les courbes contraintes-déformations uniaxiales en traction et en compression.
- les courbes endommagements-déformations uniaxiales en traction et en compression.

Les courbes uniaxiales sont obtenues en fonction des données suivantes :

1. la résistance à la compression et à la traction.
2. l'énergie de fissuration en compression et en traction.
3. la longueur caractéristique des éléments finis adopté pour le béton.

Les courbes uniaxiales sont générées sur la base des équations citées dans le paragraphe IIX-2 du chapitre I en utilisant un programme Excel.

### **III/ Les spécimens de structures de référence étudiées**

Les structures de références sont utilisées pour construire le modèle numérique sur Abaqus. Leurs choix sont basées sur les spécimens qui ont fait l'objet des essais expérimentaux au préalable. Ce qui nous permet d'introduire les caractéristiques mécaniques réels des différents matériaux dans les modèles numériques afin de mieux approcher le comportement réel à la rupture des structures. Cette condition assure une bonne convergence des courbes de capacité. Les structures de références sont les suivantes:

1. Modèle expérimental de référence de Vecchio et al (1992) [37],
2. Modèle expérimentale de la poutre de Tlemat et al. (2006) [30].

Dans ce travail les matériaux utilisés dans les structures citées ci-dessus sont le béton armé et le béton de fibre.

### **IV/ Modèle expérimental de référence de Vecchio et al (1992)**

#### **IV-1/Présentation du portique de Vecchio**

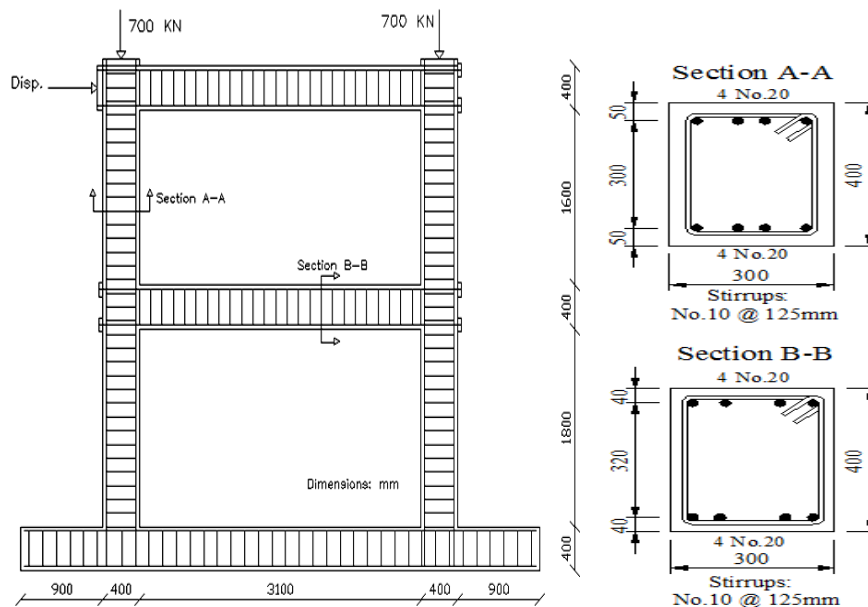
Le portique étagé de Vecchio (1992) est réalisé avec un béton ordinaire sans fibres nommé BTV (Béton Temoin de Vecchio) qui a une résistance à la compression de 30 Mpa avec un module d'élasticité de 23674.00 MPa et un coefficient de poisson de 0.18 .

Ce portique est ferrailé avec des barres longitudinales et transversales, les caractéristiques des matériaux béton et acier sont données dans le tableau II.1.

<b>Béton témoin de Vecchio BTV</b>		
Résistance à la compression du béton [Mpa]	30	
Déformation correspondante à la résistance ultime ( $10^{-3}$ )	1.8	
Module de Young [Mpa]	23674	
Coefficient de poisson $\nu$	0.18	
<b>Aciers</b>		
Désignation des barres	Barres longitudinales	Barres transversales
Section [mm <sup>2</sup> ]	300	100
Diamètre de la barre [mm]	19.5	11.3
Limite élastique [Mpa]	418	454
Contrainte ultime [Mpa]	596	640
Module de Young [Mpa]	192500	200000
Déformation correspondante au début d'érouissage ( $10^{-3}$ )	9.5	9.5
Module d'érouissage [Mpa]	3100	3100
Déformation à la rupture ( $10^{-3}$ )	67	69

**Tableau II. 1: Les caractéristiques des matériaux acier et béton pour le portique de Vecchio [37]**

Les dimensions et le renforcement du portique de Vecchio sont représentés dans la figure II.1.



**Figure II. 1 : Les détails du spécimen du portique de Vecchio (1992) [37] en (R+1) réalisé avec le BTV.**

Le portique est réalisé avec un béton ordinaire sans fibres codé BTV qui présente une densité de  $2400.00 \text{ kg/m}^3$ .

Ce portique de référence est soumis à deux forces différentes : La première est verticale constante de 700 KN, appliquée aux poteaux du 2<sup>ème</sup> niveau (figure II.1). La seconde est une charge monotone pilotée en déplacement imposé, représentant une excitation sismique. Le poids propre de la structure et la charge verticale constante sont considérés comme conditions initiales. Après obtention de la déformée du portique (sous les conditions initiales), le déplacement imposé est appliqué progressivement jusqu'à la rupture.

## IV-2/Identification des paramètres du modèle CDP pour le portique de Vecchio (1992)

### IV-2-1/Comportement uniaxiale (compression et traction)

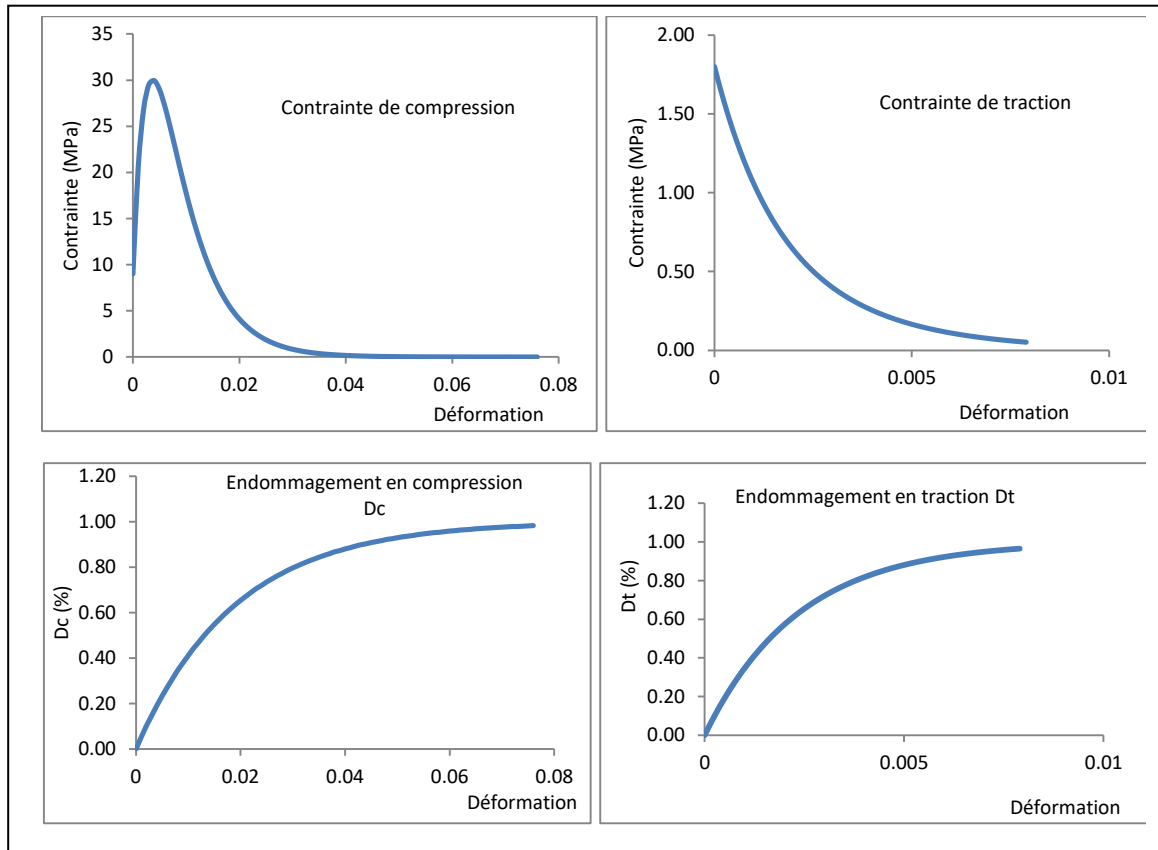
Les différents paramètres, exposés dans le paragraphe V du chapitre I, nécessaire pour déterminer les courbes uniaxiales à introduire dans Abaqus, sont calculées à l'aide d'un programme établi sur Excel. Ces valeurs sont obtenues en tenant compte des valeurs expérimentales de résistance ultime à la compression, du module de Young et du coefficient de poisson  $\nu$ .

Le tableau II.2 présente les valeurs calculées pour chaque paramètre.

Paramètres Chargement uniaxial	Valeur	Dénotation
$f_c$ (MPa)	30	Contrainte en compression
$f_{c0} = 0.3f_c$ (MPa),	9	Contrainte élastique en compression
$f_{t0} = 0.33\sqrt{f_c}$ (MPa),	1.8	Contrainte élastique en traction
$G_{ft} = G_{f0} (f_{cm}/10)^{0.7}$ (N/mm)	0.11	Energie de fissuration en traction
$G_{fc} = 100 \cdot G_{ft}$ (N/mm)	11	Energie de fissuration en compression
E (MPa)	23674	Module de Young
$a_c = \left[ 2 \left( \frac{f_c}{f_{c0}} \right) - 1 \right] + 2 \sqrt{\left( \frac{f_c}{f_{c0}} \right)^2 - \left( \frac{f_c}{f_{c0}} \right)}$	11.244	paramètre pilotant la courbe de compression avant le pic
$b_c = f_{c0} \frac{l_c}{G_c} \left( 1 + \frac{a_c}{2} \right)$	162.545	paramètre pilotant la courbe de compression après le pic (partie adoucissante)
$a_t$	-0.5	paramètre pilotant la courbe de traction avant le pic
$b_t = f_{t0} \frac{l_t}{G_t} \left( 1 + \frac{a_t}{2} \right)$	368.1818	paramètre pilotant la courbe de traction après le pic (partie adoucissante)
$\nu$	0.18	Coefficient de poisson

**Tableau II. 2: Valeurs utilisées pour définir les courbes uniaxiales de contraintes déformations et d'endommagements-déformations en compression et en traction pour le portique de Vecchio.**

Les courbes uniaxiales de contraintes et d'endommagements en fonction des déformations pour le béton ordinaire BTV, obtenues en utilisant le programme Excel, sont représentées sur la figure II.2.



**Figure II. 2: Courbes de contraintes et d'endommagements en fonction des déformations, (a) compression, (b) traction pour le portique de Vecchio.**

Ces courbes seront par la suite introduites dans le code Abaqus dans la partie définition des comportements de traction et compression. Par la suite nous passerons à la simulation du portique de Vecchio.

#### **IV-2-2/ La modélisation du portique de Vecchio**

La modélisation du portique Vecchio (1992) réalisé en béton armé est représentée dans la figure II.3. Cette figure définit la géométrie du portique et le maillage utilisé ainsi que les conditions aux limites. Les tailles des éléments  $l_c$  sont 25 mm pour le béton et 100 mm pour l'acier.

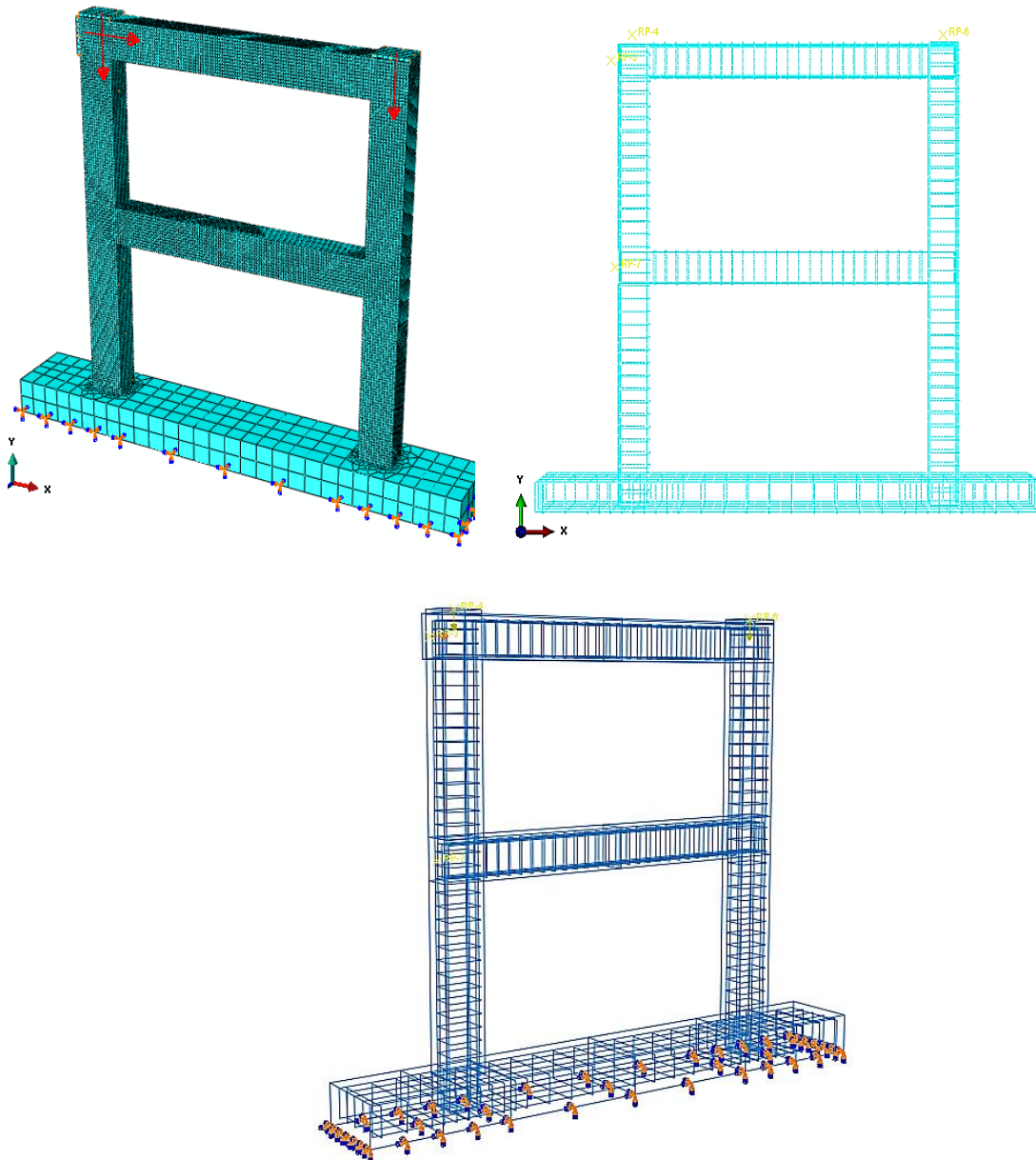


Figure II. 3: Maillage et géométrie du portique (R+1) de Vecchio (1992) (béton ,acier) et les conditions aux limites.

#### IV-2-3/Etude de la convergence du maillage

Afin d'obtenir des résultats réalistes et interprétables, nous avons réalisé une étude de convergence du maillage pour toutes les structures. Cette analyse a permis de stabiliser les résultats et réduire l'influence du maillage sur les courbes de capacité. Nous constatons que les résultats se stabilisent autour de la longueur de l'élément fini  $l_c$  égal à 25mm. D'où notre choix de  $l_c$  de 25 mm pour les portiques (R+1). La convergence du maillage est représentée sur la figure II.4.

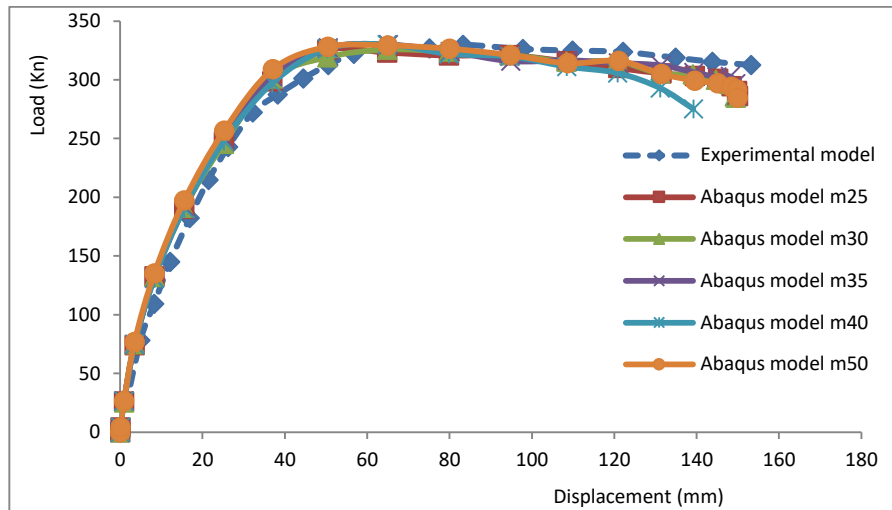


Figure II. 4: Etude de la convergence du maillage pour le portique de Vecchio (1992)

### IV-3/Identification des paramètres du chargement multiaxial du béton BTV

Les paramètres en comportement triaxial ne peuvent être obtenus directement à partir des données expérimentales. Ces paramètres sont : l'angle de dilatation ( $\psi$ ), l'excentricité du potentiel d'écoulement, le rapport de la contrainte biaxiale et uniaxiale en compression ( $\sigma_b/\sigma_c$ ), le paramètre de forme de la fonction de charge dans le plan déviatorique  $K_c$  et le paramètre de viscosité ( $\mu$ ).

Une étude paramétrique de calibrage de ces cinq paramètres est menée de sorte que les résultats numériques soient en concordance avec ceux de l'expérimental.

L'étude paramétrique a également permis de quantifier l'influence de quatre paramètres sur la réponse du portique en béton armé de Vecchio:

- l'angle de dilatation ( $\psi$ )
- l'excentricité du potentiel d'écoulement ( $\epsilon$ )
- le rapport de la contrainte biaxiale et uniaxiale en compression ( $\sigma_b/\sigma_c$ )
- le paramètre de forme de la fonction de charge dans le plan déviatorique ( $K_c$ )

### VI-3-1/ Influence des paramètres du chargement multiaxiale sur la réponse du portique

- Influence de l'angle de dilatation ( $\psi$ )

La sensibilité de la solution numérique à la variation de la valeur de l'angle de dilatation est étudiée en fixant les valeurs de l'excentricité ( $\epsilon$ ), du rapport de la contrainte biaxiale et la contrainte uniaxiale ( $\sigma_b / \sigma_c$ ), du paramètre ( $K_c$ ) et de la viscosité ( $\mu$ ) en fonction des valeurs par défaut données dans le code Abaqus.

La valeur de  $\psi$  est variée entre  $30^\circ$  et  $55^\circ$ , la figure II.5 montre l'influence de  $\psi$  sur la réponse du portique en BTV, cette influence est significative car une faible valeur de  $\psi$  entraîne une rupture du portique d'une manière prématurée et une valeur élevée conduit à une augmentation de la rigidité et de la charge.

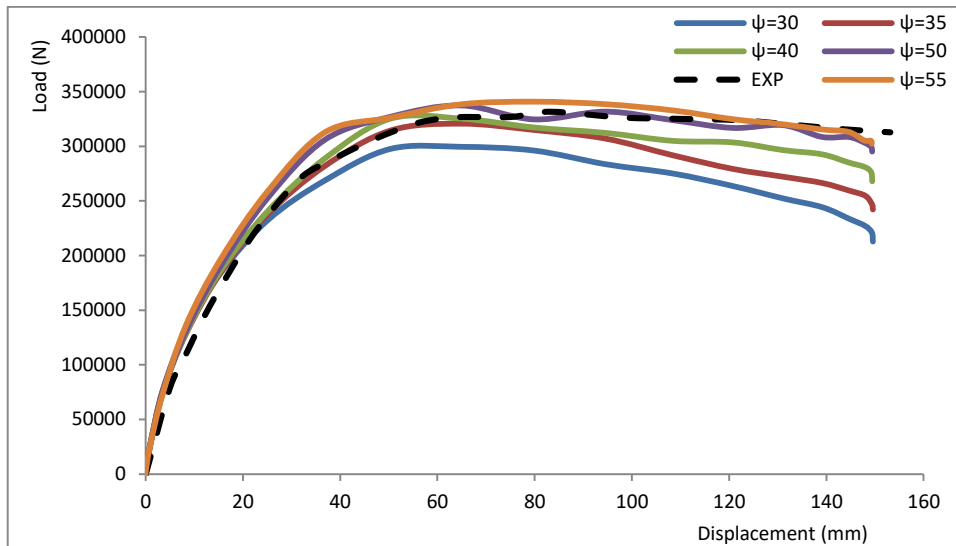


Figure II. 5: Influence de l'angle de dilatation sur la réponse du portique pour le portique de Vecchio.

- Influence de l'Excentricité du potentiel d'écoulement ( $\epsilon$ )

L'excentricité du potentiel d'écoulement a généralement de petites valeurs positives de l'ordre de 0,1 ; ce qui signifie que le matériau béton présente à peu près le même angle de dilatation sur un large intervalle de pressions de confinement. L'augmentation de la valeur de  $\epsilon$  fournit plus de courbure au potentiel d'écoulement, faisant augmenter l'angle de dilatation rapidement. La valeur de  $\epsilon$  est variée de 0,1 à 5 pendant que les valeurs de  $\sigma_{b0} / \sigma_{c0}$ ,  $K_c$  et  $\mu$  étaient maintenues égales aux valeurs par défaut d'Abaqus et la dilatation d'angle prise égale à  $40^\circ$ . La figure II.6 montre que la rigidité du portique augmente pour des valeurs supérieures à 0.9 de l'excentricité et la charge ultime est légèrement inférieure à celle de l'expérimentale.

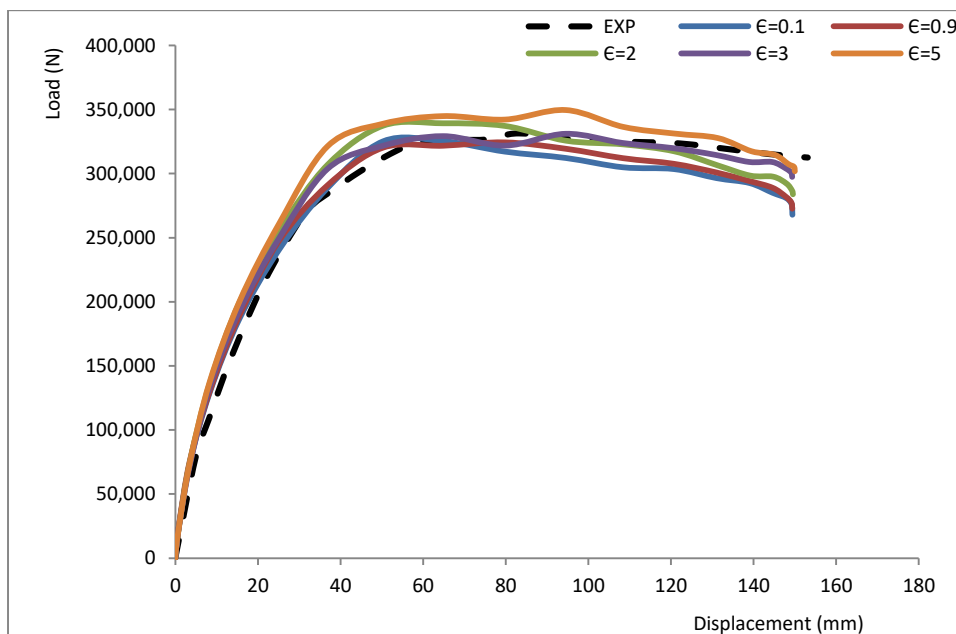


Figure II. 6: l'influence l'Excentricité du potentiel d'écoulement ( $\epsilon$ ).

- **Influence du rapport de la contrainte biaxiale et uniaxiale ( $\sigma_b / \sigma_c$ )**

Dans cette étude paramétrique, la valeur de  $\sigma_b / \sigma_c$  est variée entre 1.16 à 4.5. Les valeurs de l'angle de dilatation est  $40^\circ$ , l'excentricité est de 0.9 et les paramètres  $K_c$  et  $\mu$  sont des valeurs par défauts données par Abaqus.

La réponse du portique est peu sensible à la variation du rapport des contraintes comme révèlé par les courbes de la figure II.7. On remarque que pour une valeur de  $\sigma_b / \sigma_c = 1.19$ , la charge ultime est inférieure à celle expérimentale ; et pour des valeurs strictement supérieures à 1.19, la charge ultime dépasse celle expérimentale.

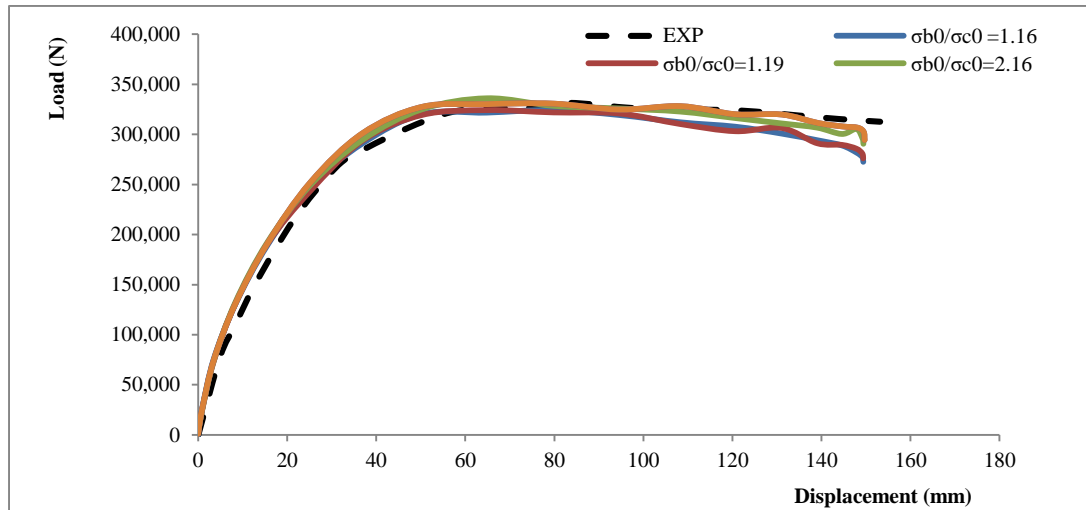


Figure II. 7: influence du rapport de la contrainte biaxiale et uniaxiale ( $\sigma_b / \sigma_c$ )

- **Influence du paramètre  $K_c$**

La valeur du paramètre  $K_c$  est variée de 0.5 à 0.95 pendant que les autres valeurs sont maintenues fixes ( $\psi=40^\circ$ ,  $\epsilon=0.9$  et  $\sigma_b / \sigma_c = 1.19$ ). Les courbes de la figure II.8 révèlent que la réponse numérique du portique est sensible aux valeurs du  $K_c$ , plus les valeurs augmentent plus la rigidité du portique diminue.

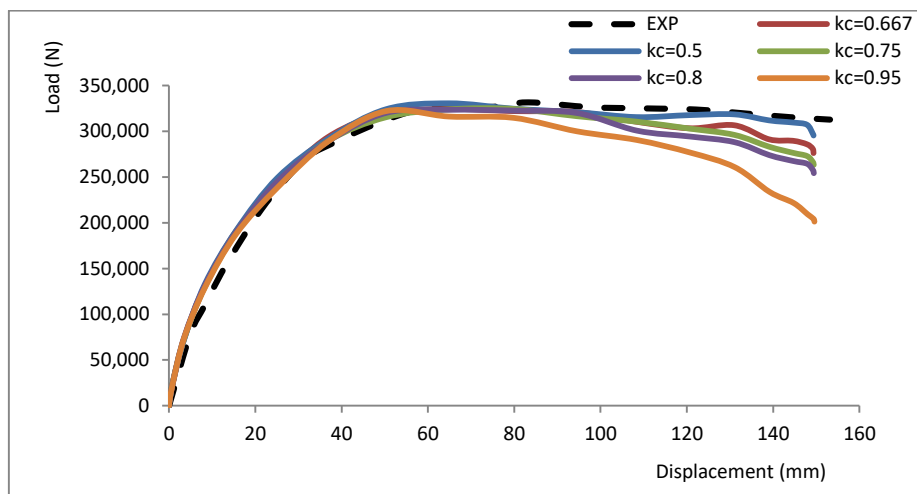


Figure II. 8: Influence du paramètre  $K_c$

Ces simulations ont permis de calibrer le modèle numérique avec le modèle expérimentale pour le portique de Vecchio réalisé avec le béton armé, comme le montre la figure II.9 qui représentent les courbes de capacités.

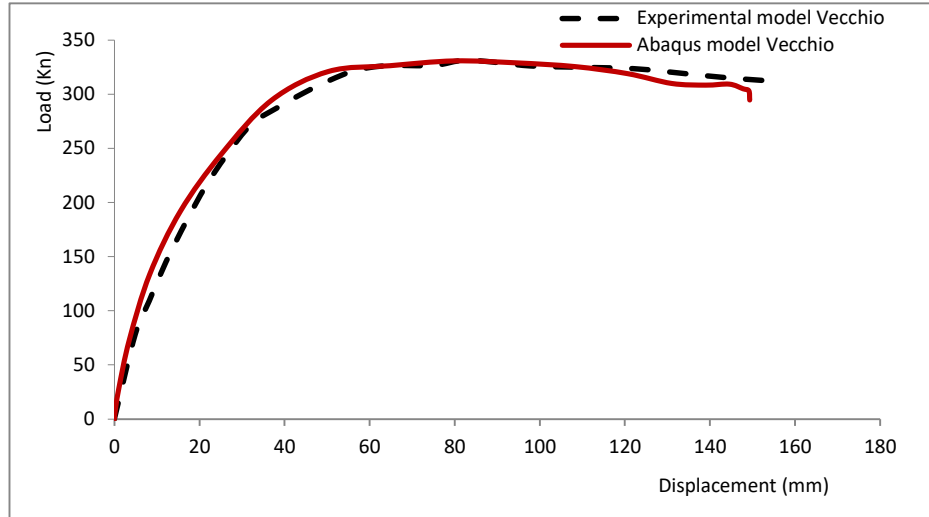


Figure II. 9: Courbes de calibration pour le portique de Vecchio réalisé avec le béton ordinaire BTV.

Pour le portique (R+1) de Vecchio, les courbes expérimentale et numérique de la figure II.9 ; se confondent presque dans les phases élastique et post élastique du comportement du portique. Il faut souligner que la charge maximale donnée par le modèle numérique est de 330.73 Kn, ce qui représente une différence de 0.728 KN soit 0.2% par rapport à la charge expérimentale. Ce résultat montre que l'identification des paramètres du béton ordinaire BTV de Vecchio a été effectuée correctement. Ceci nous permet de fixer les paramètres du matériaux béton armé du portique Vecchio comme indique dans dans le tableau II.3.

Type du béton	Les paramètres du chargement multiaxiale de l'étude de calibration.				
	Angle de dilatation $\psi$	Rapport entre contrainte biaxiale et uniaxiale $\sigma_{bo}/\sigma_{co}$	Excentricité du potentiel d'écoulement $\varepsilon$	Paramètre Kc	Paramètre de viscosité $\mu$
Béton Témoin de Vecchio. BTV	40	1.19	0.9	0.5	0

Tableau II. 3: les paramètres du chargement multiaxiale pour le béton du portique de Vecchio.

#### IV-4/Etat de contrainte dans le portique

- Cas du béton

La figure II.10 montre la distribution des contraintes dans le portique .

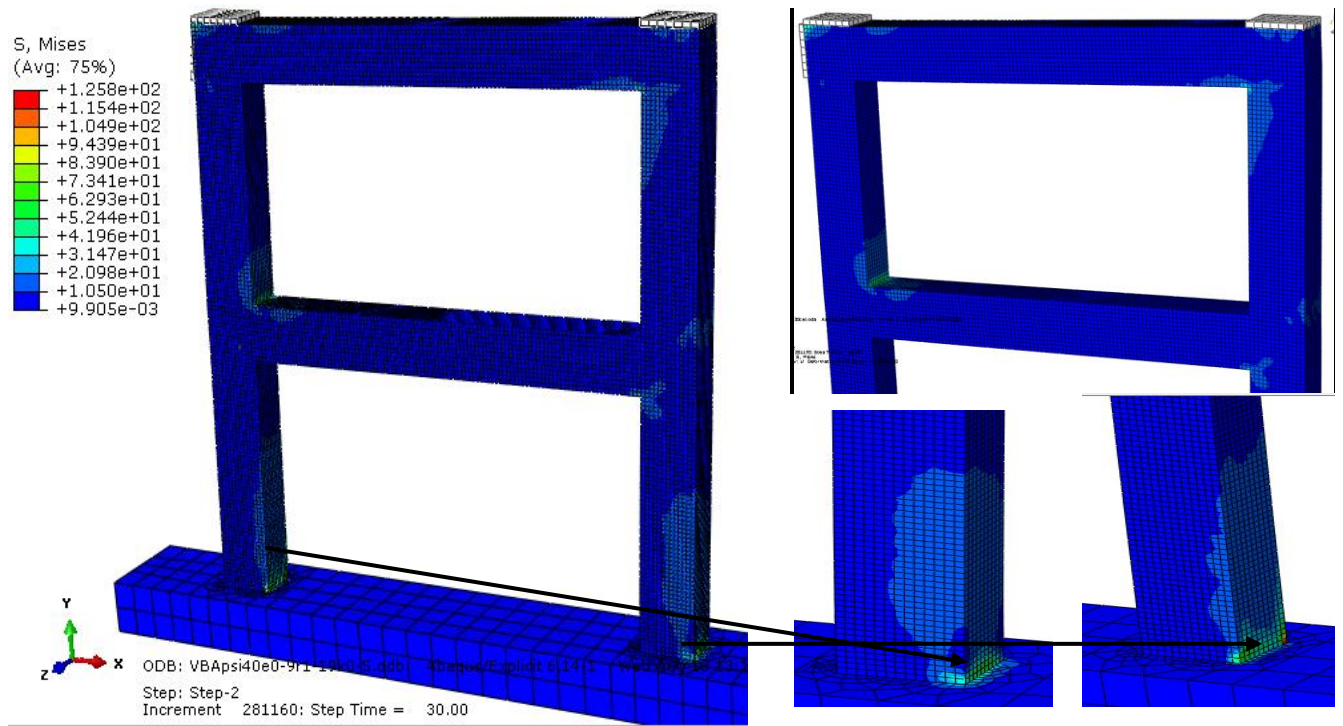


Figure II. 10: Etat de contrainte ultime dans le portique de Vecchio

- Cas de l'acier

La répartition des contraintes dans les aciers est donnée dans la figure II.11, les limites élastiques des aciers sont atteintes mais par contre les contraintes sont inférieures aux contraintes ultimes.

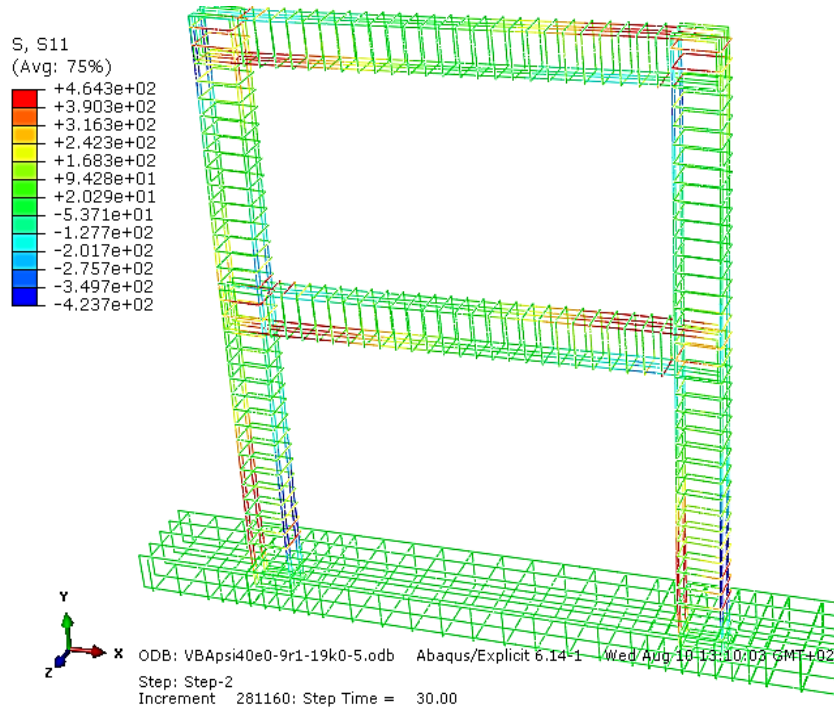


Figure II. 11: Etat de contraintes ultimes dans les aciers pour le portique de Vecchio

### IV-5/ le shémas de fissuration du portique de Vecchio

En ce qui concerne le schéma de fissuration du portique de Vecchio réalisé par le béton ordinaire BTV, il est représenté dans la figure II.12. Après analyse des dommages on constate que le code Abaqus a mis en évidence les différentes fissures à savoir les fissures dues a la flexions dans les poutres et les poteaux ainsi que les fissures de cisaillements au niveau de la jonction poutres et poteaux. Ces fissures de l'endommagement en traction et cisaillement coïncident avec celles de l'essai expérimental du portique de Vecchio (1992) [37] pour un chargement ultime, figures II.13 et II.14.

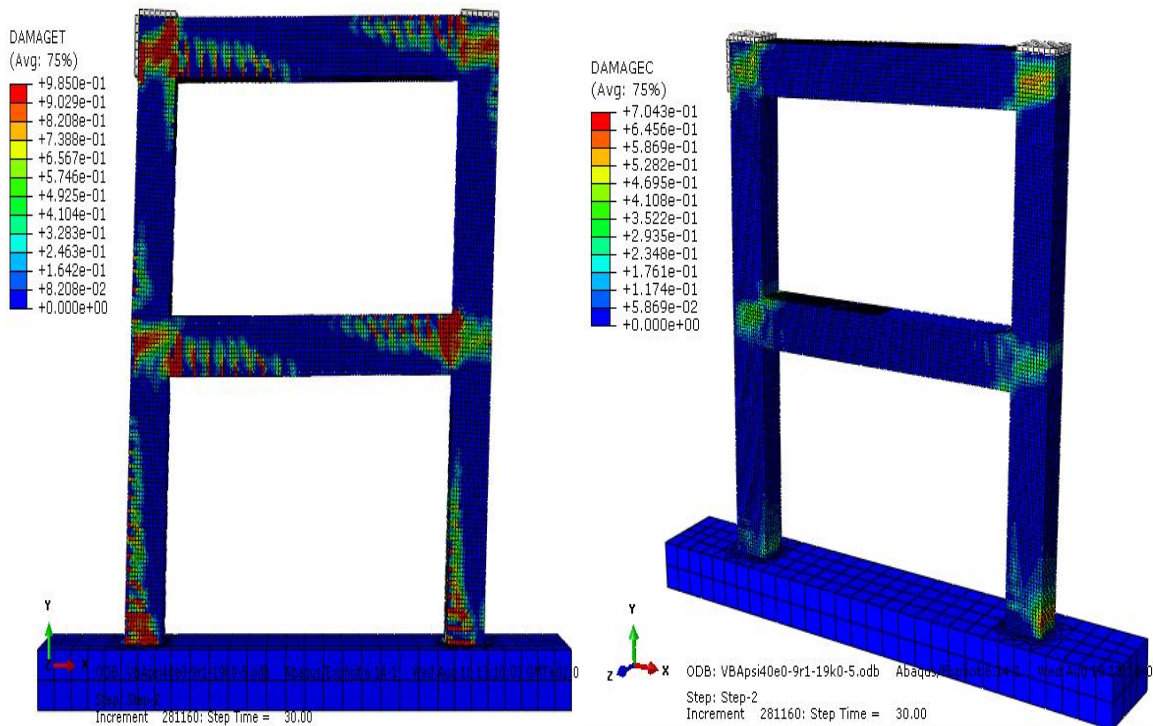


Figure II. 12: Shémas globale de fissuration du portique de Vecchio correspondant à la charge ultime pour le cas de traction et compression.

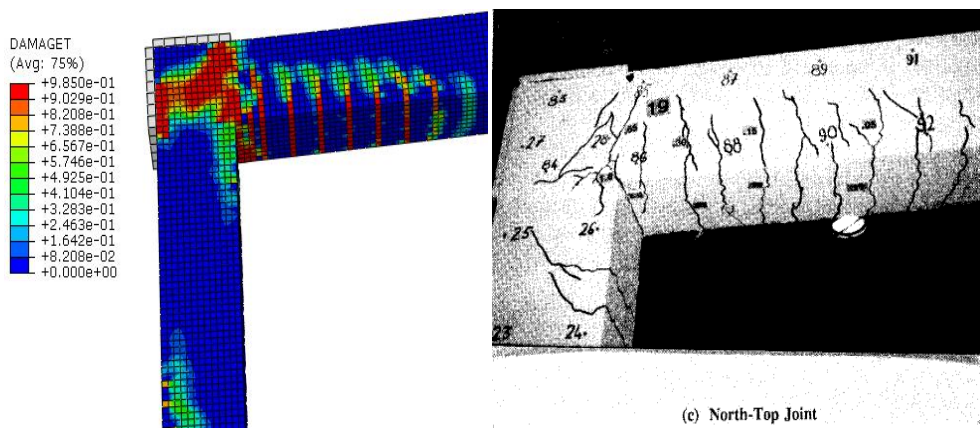


Figure II. 13: Comparaison du schéma de fissuration du portique de Vecchio pour le cas de cisaillement.

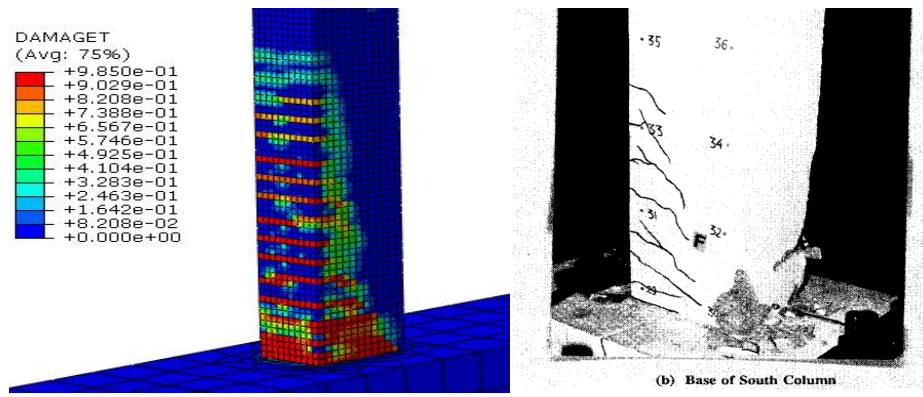


Figure II. 14: Comparaison du schéma de fissuration de traction du portique de Vecchio.

L'évolution des fissures dans le portique est donnée dans la figure II.15. Les premières fissures de flexion apparaissent dans les poutres du premier niveau et se propagent dans les poteaux à la base du portique et on note en même temps l'amorçage des fissures de cisaillement.

Pour le modèle expérimental les premières fissures de flexion apparaissent dans les poutres du niveau 1 sous la charge de 52.5 KN, pour le cas du modèle Abaqus, les mêmes fissures apparaissent sous la charge de 49.5 KN ce qui donne une bonne approximation du comportement du modèle Abaqus vis à vis des dommages de traction dans les poutres avec un pourcentage d'erreur de 5.72% figure II.15a.

Pour le cas des poteaux à la base du portique, les fissures de flexion s'amorcent sous une charge de 145KN pour le modèle expérimentale, pour le cas du modèle numérique de Abaqus ces mêmes fissures apparaissent sous une charge de 132.85KN avec une précision de 8.38%, figure II.15b. Au delà de cette charge les fissures de cisaillement s'amorcent dans l'appuis du niveau 2 du côté gauche du portique.

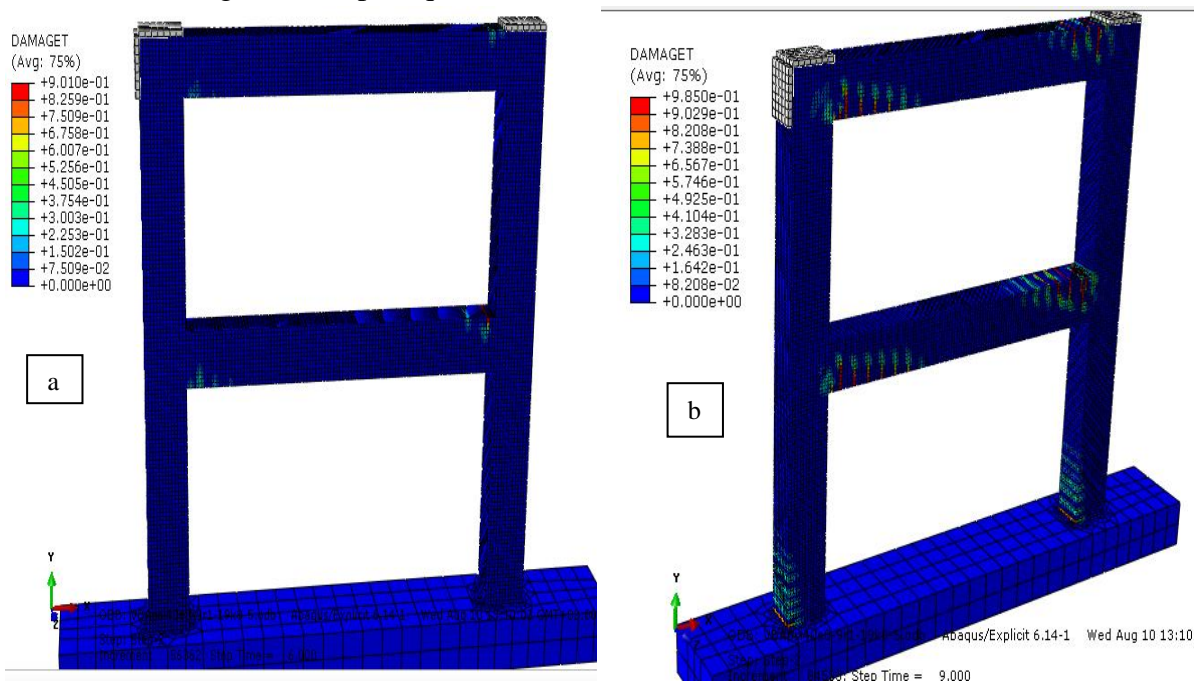


Figure II. 15: schémas de fissuration du portique de Vecchio correspondant a) à la flexion des poutres et b) des poteaux.

L'analyse du processus de fissuration nous amène à conclure qu'au vu de l'initiation des fissures de flexion dans les poutres et les poteaux, ainsi qu'au regard de la charge ultime, l'approche prédit convenablement le comportement expérimental global du portique. Le modèle de comportement CDP de Abaqus est une bonne approche pour décrire le comportement du béton (BTV) jusqu'à la rupture et il permet aussi de reproduire le processus de fissuration.

## V/ Le modèle de référence de Tlemat (2006).

Le choix du modèle de Tlemat (2006) [30] est effectué pour étudier l'effet des fibres métalliques dans le béton. Cette étude vise à montrer l'influence des fibres de récupération des pneus usagés ( VSF) et les fibres industrielles (ISF) dans le béton.

### V-1/ Modèle expérimentale de Tlemat (2006).

Les poutres sont réalisées avec des bétons renforcés par des fibres métalliques et un béton ordinaire sans fibres.

La géométrie de la poutre de Tlemat (2006) ainsi que certains détails sont donnés sur la figure II.16. Les poutres, sans armatures, ont les dimensions de 150x150x550 mm. Elles sont soumises à la flexion simple quatre points. Une fois que la poutre est posée sur les appuis, des capteurs sont placés au milieu afin de mesurer les déplacements après application progressive de la charge et jusqu'à la rupture.

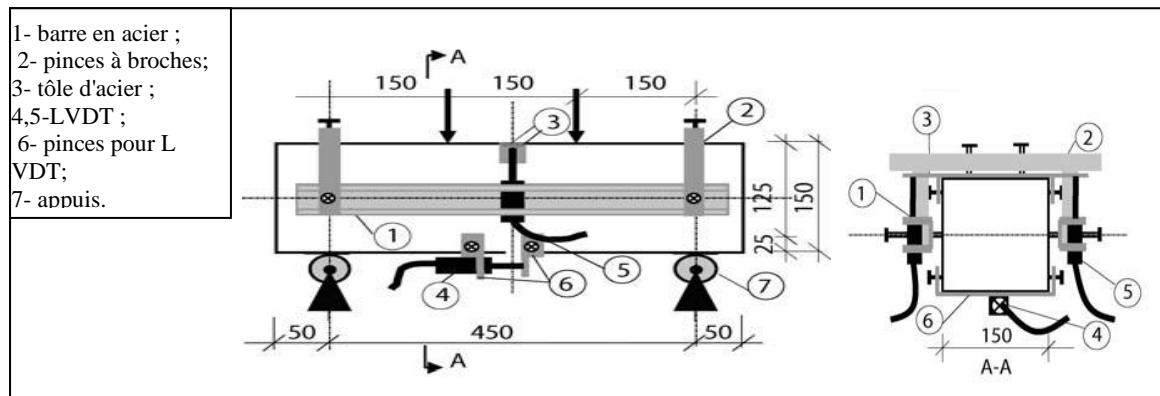


Figure II. 16: le spécimen de la poutre de Tlemat (2006) , les dimensions en mm.

### V-2/ les matériaux du modèle expérimental de référence de Tlemat et al .

#### V-2-1/ les fibres

les fibres utilisées sont des fibres VSF 'Virgin Steel Fibres', elles sont issues de la récupération de l'acier des pneus usés, les fils d'acier des pneus sont coupés suivant la longueur de 50mm et les extrémités sont plates. Nous avons aussi introduit des fibres en acier ISF-1 'Industrially Steel Fibres' produite industriellement avec une longueur de 50mm et leurs extrémités sont plates. Le procédé de préparation des fibres et leurs caractéristiques sont présentés dans les études de H.Tlemat [26], [27] ,[30], (Figure II.17).

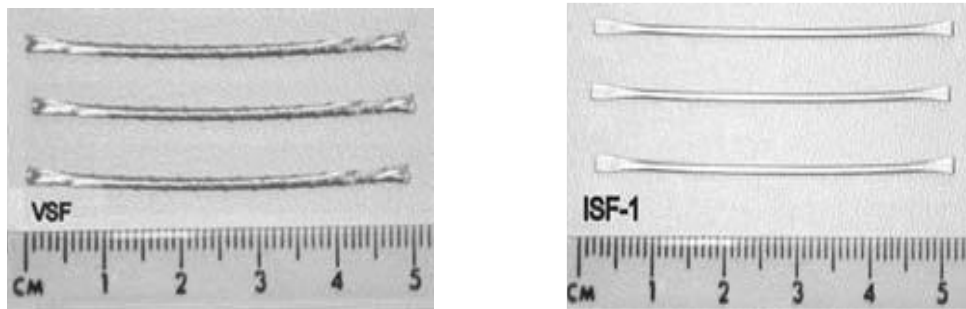


Figure II. 17: les fibres VSF et ISF-1 selon H.Tlemat (2006).

Les caractéristiques des fibres sont données dans le tableau II.4.

Les fibres	Fibres (%)	Longueur (mm)	Diamètre (mm)	Ratio L/D	$F_{tf}$ (N/mm <sup>2</sup> )
VSF	1.5	50	1.55	32	>1250
	3	50	1.55	32	
	6	50	1.55	32	
ISF-1	6	50	1.00	50	1050

Tableau II. 4: les dimensions et les caractéristiques des fibres Tlemat et al.

### V-2-2/ Le béton ordinaire et le béton de fibres

Deux bétons sont considérés dans notre étude:

Le Béton de Fibres Métalliques BFM (fibres VSF et IFF-1) et le béton ordinaire témoins (sans fibres) en adéquation avec l'étude expérimentale de H.Tlemat (2006) [30].

Les pourcentages en poids des fibres métalliques et la composition du béton sont données dans le tableau II.7. Pour les fibres ISF-1 nous avons opté pour un pourcentage en poids de 6% en ciment afin de faire la comparaison pour les deux types de fibres (Industrielles ISF et récupération VSF).

Le mélange du béton est du type SPFA 40/30 qui comprend un dosage en ciment ordinaire de portland de 236 kg/m<sup>3</sup> et le rapport du ciment/eau est de 0.66 avec 30% de cendres volantes de classe F selon la norme ASTM 311, 1994 [163] pour améliorer l'ouvrabilité. Le diamètre maximal des granulats est de 20 mm.

La composition des différents bétons est donnée à titre illustratif dans le tableau II.5.

Type de prisme	Fibre %	Ratio L/D	Superplasticizer (%) en masse de ciment	Sable (kg/m <sup>3</sup> )	Gravier (kg/m <sup>3</sup> )		Ouvrabilité (mm)
					10mm	20mm	
Béton témoin de Tlemat <b>BTT</b>	0.0	-	0.1	865	345	690	200
Béton de fibre VSF 1.5% <b>BVSF1.5</b>	1.5	32	0.2	853	345	690	160
Béton de fibre VSF 3% <b>BVSF3</b>	3	32	0.4	841	345	690	90
Béton de fibre VSF 6% <b>BVSF6</b>	6	32	0.75	815	345	690	70
Béton de fibre ISF-1 6% <b>BISF-1</b>	6	50	0.75	815	345	690	150

Tableau II. 5: composition des bétons selon Tlemat et al .

Selon la composition citée dans le tableau II.5, des spicemens prismatiques de 150X150X550 mm<sup>3</sup> sont réalisés pour des essais en flexion quatre points. Les résultats de ces tests sont résumés dans le tableau II.6.

Type de prisme	Fibre %	f <sub>cm</sub> (Mpa)	Age (jour)	F <sub>u</sub> (Kn)	P <sub>max</sub> (Kn)	d <sub>u</sub> (mm)
Béton témoin de Tlemat <b>BTT</b>	0.0	51.5	101	18	18	0.03
Béton de fibre VSF 1.5% <b>BVSF1.5</b>	1.5	54.1	163	28.7	28.6	0.09
Béton de fibre VSF 3% <b>BVSF3</b>	3	62.0	162	33.4	40.7	0.07
Béton de fibre VSF 6% <b>BVSF6</b>	6	66.2	161	41.6	61.6	0.07
Béton de fibre ISF-1 6% <b>BISF-1</b>	6	52.9	66	44.8	64.6	0.09

Tableau II. 6: les résultats des tests de l'étude de Tlemat et al .

f<sub>cm</sub> : résistance à la compression du béton sur cube

F<sub>u</sub> : charge ultime en flexion

P<sub>max</sub> : charge max en flexion

d<sub>u</sub> : déplacement ultime du milieu du prisme en flexion.

Les résistances en compréssion f<sub>cm</sub> sont issues des éprouvettes cubiques d'où la nécessité de faire la conversion pour les cas cylindriques avec la formule I.4 selon Eurocode-2 [70].

$$f_{cm}(\text{cylindre}) = 0.85 * f_{cm}(\text{cube}) \quad 2.1$$

Leurs caractéristiques sont données dans le tableau II.7.

<b>Les bétons</b>	<b>Ratio en fibres %</b>	<b><math>f_{cm}(cyl)</math> (Mpa)</b>	<b><math>E_c</math> (Mpa)</b>	<b>Densité (Kg/m<sup>3</sup>)</b>	<b>Coef poisson <math>\nu</math></b>
Béton de fibre VSF 1.5% <b>BVSF1.5</b>	1.5	34.67	34000.00	2156.8	0.20
Béton de fibre VSF 3% <b>BVSF3</b>	3	52.7	35500.00	2156.8	0.20
Béton de fibre VSF 6% <b>BVSF6</b>	6	56.27	37500.00	2156.8	0.20
Béton de fibre <b>ISF-1 6%</b> <b>BISF-1</b>	6	45.00	33500.00	2156.8	0.20
Béton témoin de Tlemat <b>BTT</b>	0	43.78	43669.90	2336.0	0.20

Tableau II.7: les caractéristiques des différents bétons selon Tlemat et al.

### V-3/Identification des paramètres du modèle CDP pour le béton de fibre de Tlemat

#### V-3-1/Comportement uniaxiale

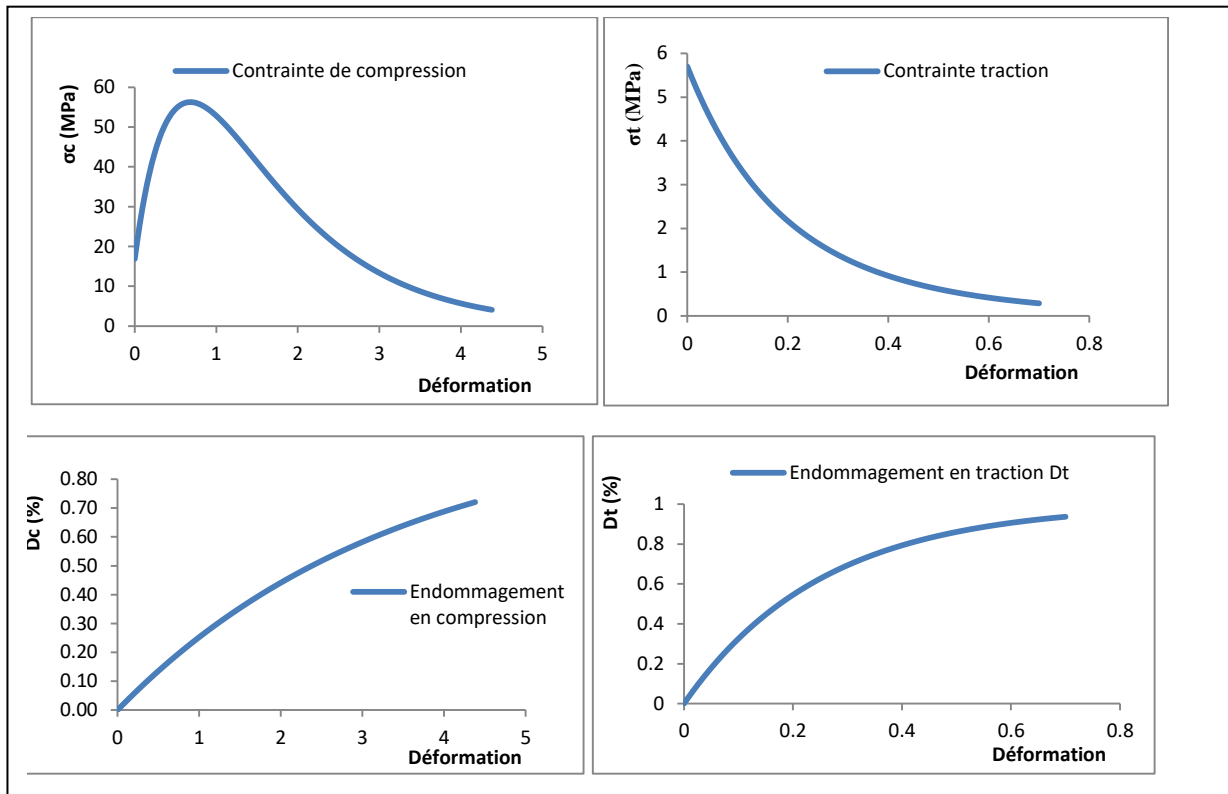
Le comportement uniaxial est décrit de la même manière que le comportement du portique développé dans la section IV du chapitre I pour le calcul des paramètres uniaxiaux pour le béton de fibres. Leurs valeurs sont données dans le tableau II.8 pour chaque type du béton de fibres et pour le béton ordinaire utilisé dans l'étude de Tlemat [30-162].

Paramètres Chargement uniaxial	Valeur en fonction du type du béton					Dénotation
	Béton témoin de Tlemat BTT	Béton de fibre VSF 1.5% BVSF1.5	Béton de fibre VSF3% BVSF3	Béton de fibre VSF 6% BVSF6	Béton de fibre ISF-1 6% BISF-1	
$f_c$ (MPa)	43.78	34.67 <sup>a</sup>	52.7	56.27	45	Contrainte en compression
$f_{c0} = 0.3f_c$ (MPa),	13,134	10.401	15.81	16.881	13.5	Contrainte élastique en compression
$f_{t0} = 0.33\sqrt{f_c}$ (MPa),	1,9 <sup>b</sup>	2.68 <sup>b</sup>	4.2 <sup>b</sup>	5.7 <sup>b</sup>	5.9 <sup>b</sup>	Contrainte élastique en traction
$G_{ft} = G_{f0} (f_{cm}/10)^{0.7}$ (N/mm)	0.0996	3.04 <sup>b</sup>	4.8 <sup>b</sup>	7.52 <sup>b</sup>	7.3 <sup>b</sup>	Energie de fissuration en traction
$G_{fc} = 100 \cdot G_{ft}$ (N/mm)	9.96	304	480	752	730	Energie de fissuration en compression
E (MPa)	43669.90	34000.00	35500.00	37500.00	33500.00	Module de Young
$a_c = \left[ 2 \left( \frac{f_c}{f_{c0}} \right) - 1 \right] + 2 \sqrt{\left( \frac{f_c}{f_{c0}} \right)^2 - \left( \frac{f_c}{f_{c0}} \right)}$	11,244	11.244	11.244	11.244	11.244	paramètre pilotant la courbe de compression avant le pic
$b_c = f_{c0} \frac{l_c}{G_c} \left( 1 + \frac{a_c}{2} \right)$	52.71	1.36	1.3087	0.892	0.734	paramètre pilotant la courbe de compression après le pic
$a_t$	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	-0.5	paramètre pilotant la courbe de traction avant le pic
$b_t = f_{t0} \frac{l_t}{G_t} \left( 1 + \frac{a_t}{2} \right)$	85.84	3.967	3.937	3.41	3.637	paramètre pilotant la courbe de traction après le pic
$\nu$	0.2	0.2	0.2	0.2	0.2	Coefficient de poisson

a: représente la valeur de la résistance à la compression calculée à la base de la résistance à la traction expérimentale selon le BAEL.  
b : représente les valeurs expérimentales issues de l'étude de Tlemat [30 et 162].

**Tableau II. 8: Valeurs utilisées pour définir les courbes uniaxiales de contraintes déformations et d'endommagements-déformations en compression et en traction.**

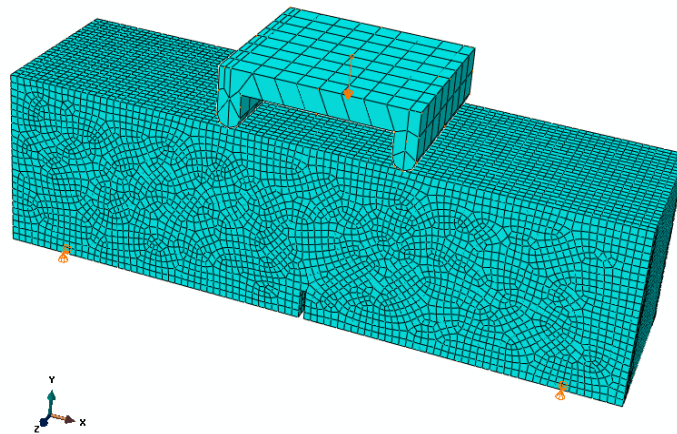
En fonction des paramètres uniaxiaux donnés dans le tableau II.8, nous avons établi les courbes de contraintes et d'endommagements en fonction des déformations pour les bétons BTT, BVSF1.5, BVSF3, BVSF6 et BISF-1. Pour le cas du béton BVSF6, les courbes sont représentées dans la figure II.18.



**Figure II. 18:** Courbes de contraintes et d'endommagements en fonction des déformations, (a) compression, (b) traction pour le béton BVSF6.

Ces courbes seront introduites dans le code Abaqus dans la partie définition des comportements de traction et compression.

La modélisation de la poutre est représentée sur la figure II.19. Cette figure définit la géométrie de la poutre et le maillage utilisé ainsi que les conditions aux limites du test de flexion quatre point. Les poutres ont les dimensions de  $150 \times 150 \times 550 \text{ mm}^3$ .



**Figure II.19:** Maillage et les conditions aux limites de la poutre de Tlemat (2006) [27,30] en BVSF6 avec Abaqus.

### V.3.2/ Etude de la convergence du maillage de la poutre.

Afin d'obtenir des résultats réalistes et interprétables, nous avons réalisé une étude de convergence du maillage pour la poutre. Cette étude est effectuée en tenant compte des paramètres multiaxiaux ( $\psi, \epsilon, \sigma_{b0}/\sigma_{c0}$  et  $k_c$ ) à défaut du Abaqus tout en prenant la précaution de faire varier uniquement le maillage de la poutre. La réponse de la poutre est illustrée sur la figure II.20.

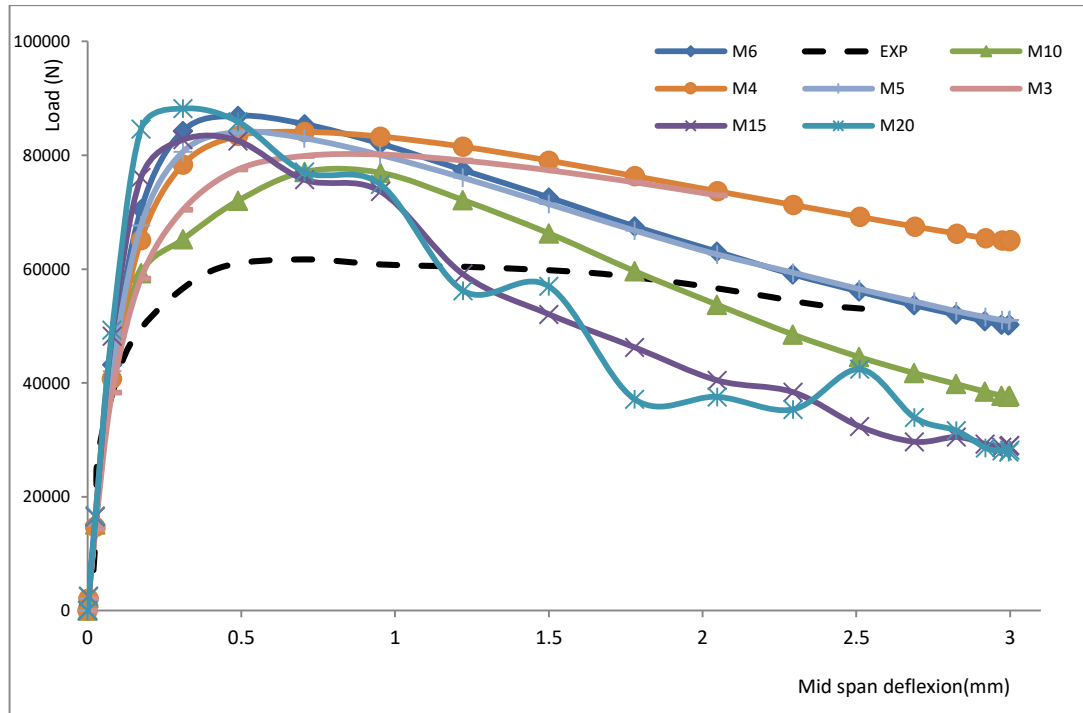


Figure II. 20: la réponse de la poutre en fonction de la taille de l'élément fini.

L'analyse des courbes montre que pour une taille de l'élément fini de 15 mm et 20 mm, la réponse de la poutre est instable et très loin de la courbe expérimentale. La stabilité de la réponse commence avec un maillage de 6 mm. En effet pour les tailles de 3mm à 6mm, la variation de l'effort maximal des différentes courbes est de l'ordre de 7.83%. Suite à ce résultat nous avons opté pour une taille de l'élément de 6 mm pour la poutre.

### V.4/ Identification des paramètres multiaxiaux des bétons de fibres.

#### V.4.1/ Influence des paramètres multiaxiaux sur la réponse de la poutre.

- Influence de l'angle de dilatation  $\psi$

L'influence de l'angle de dilatation  $\psi$  est estimée tout en faisant varier sa valeur entre  $30^\circ$  -  $50^\circ$  et en gardant les autres paramètres par défaut de Abaqus; à savoir  $\epsilon = 0.1$ ,  $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1.16$  et  $k_c = 0.667$ . La modélisation de la poutre pour toutes les valeurs de  $\psi$  donne les courbes de la figure II.21. Ces courbes montrent que la variation de l'angle de dilatation influence peu sur le comportement de la poutre. Pour la suite de l'étude nous avons opté pour une valeur de  $\psi$  égale à  $50^\circ$ .

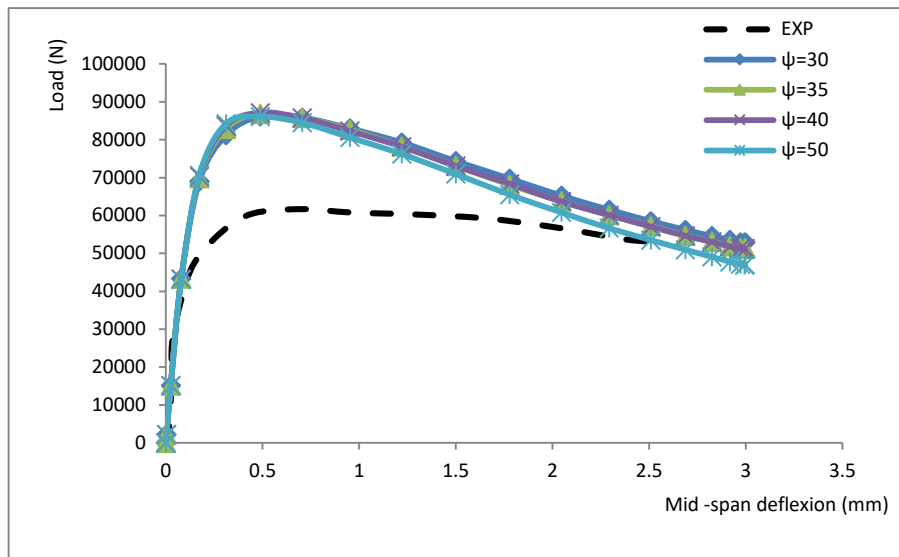


Figure II. 21: influence de l'angle de dilatation sur le comportement de la poutre en BVSF6.

- Influence de l'excentricité  $\epsilon$

Pour l'étude de l'influence de l'excentricité  $\epsilon$ , l'angle de dilatation  $\psi$  est fixé à  $50^\circ$ . Les valeurs des autres paramètres multiaxiaux sont maintenues à des valeurs par défaut d'Abaqus et on fait varier l'excentricité  $\epsilon$  en fixant des valeurs de 0.1, 1.05, 1.1 et 2.

La réponse de la poutre est donnée sur la figure II.22. Ces dernières montrent que l'influence de l'excentricité  $\epsilon$  est importante sur le comportement de la poutre. Plus la valeur de  $\epsilon$  augmente plus la réponse de la poutre devienne instable et s'éloigne de la courbe expérimentale.

Pour la valeur de  $\epsilon=1.05$  la courbe donne une meilleure approche par rapport à l'expérimental. D'où la valeur de  $\epsilon$  est fixée à 1.05 pour la suite de l'étude.

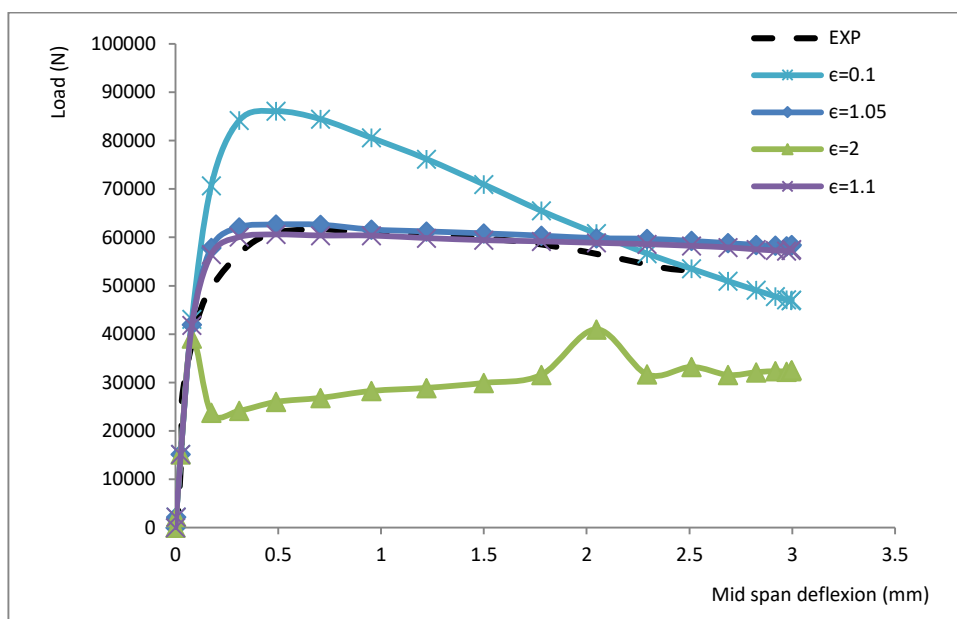
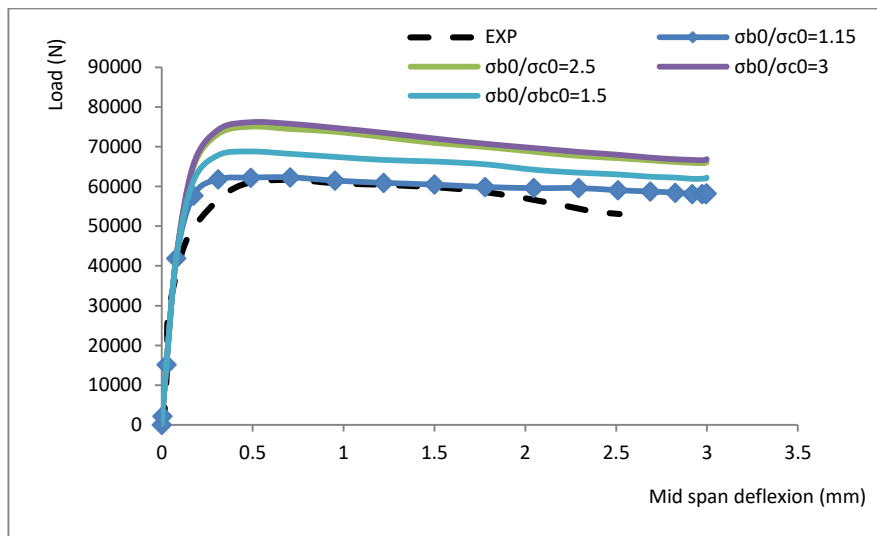


Figure II. 22: influence de l'excentricité  $\epsilon$  sur la réponse de la poutre en BVSF6

- **Influence du rapport de contrainte biaxiale et uniaxiale ( $\sigma_b / \sigma_c$ )**

L'étude de l'influence du rapport de contrainte biaxiale et uniaxiale ( $\sigma_b / \sigma_c$ ) est effectuée avec des valeurs de  $\psi = 50^\circ$  et  $\epsilon = 1.05$ . Le paramètre  $k_c$  est maintenue à la valeur par défaut donnée dans le code Abaqus. Ensuite on fait varier le rapport de  $\sigma_b / \sigma_c$ . L'influence du rapport de contrainte biaxiale et uniaxiale ( $\sigma_b / \sigma_c$ ) sur le comportement de la poutre à la rupture est considérable. Plus le rapport de contrainte est important plus la courbe s'éloigne de la réponse réelle de la poutre avec des valeurs de charge ultime plus importantes figure II.23. On constate que pour une valeur de  $\sigma_b / \sigma_c = 1.15$ , la courbe numérique coïncide avec la courbe expérimentale avec une marge d'erreur de 0.61 KN relatif à la charge ultime, soit de 0.99%.



**Figure II.23: Influence du rapport de contrainte biaxiale et uniaxiale ( $\sigma_b / \sigma_c$ )**

Sur la base de ce calcul, nous avons opté pour une valeur de  $\sigma_b / \sigma_c = 1.15$  pour la suite de l'étude en ce qui concerne le béton BVSF6.

- **Influence du paramètre  $k_c$**

Pour l'étude de l'influence du paramètres  $k_c$  sur la réponse de la poutre, nous avons introduit les autres valeurs des paramètres multiaxiaux ( $\psi = 50^\circ$ ,  $\epsilon = 1.05$  et  $\sigma_b / \sigma_c = 1.15$ ) qui sont cités ci dessus. Ensuite on fait varier le paramètre  $k_c$  de 0.5 à 0.9.

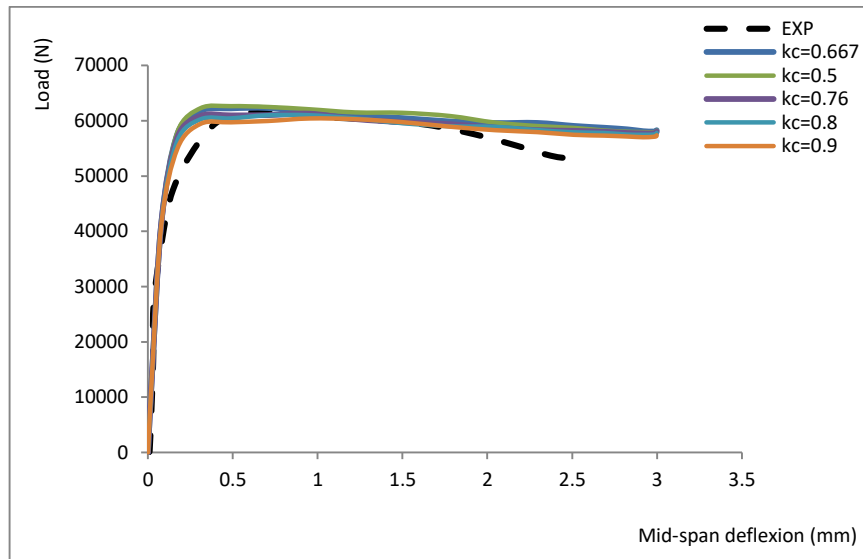


Figure II. 24: Influence du paramètre  $k_c$  sur la réponse de la poutre en BVSF6

La figure II.24 montre que le paramètre  $k_c$  influence peu le comportement de la structure. Pour le reste de l'étude nous avons opté pour une valeur de  $k_c=0.76$ , ce qui donne une meilleure approche du comportement réel de la poutre en BVSF6.

A la fin, cette étude préliminaire nous a permis de fixer les paramètres multiaxiaux réels des bétons ordinaires et les bétons de fibres. Le tableau II.9 résume les différentes valeurs des paramètres multiaxiaux pour tous les bétons.

Les types du béton		Les Bétons Témoins BT sans fibres		Les bétons de Fibres Métalliques BFM			
		Béton Témoin de Vecchio. BTV	Béton Témoin de Tlemat. BTT	Béton de fibres VSF1.5%. BVSF1.5	Béton de fibres VSF3%. BVSF3	Béton de fibre VSF6%. BVSF6	Béton de fibre ISF1-6%. BISF1
Les paramètres de chargement multiaxiaux de l'étude de calibrage.	Angle de dilatation $\psi$	40	40	50	45	50	51
	Rapport entre contrainte biaxiale et uniaxiale $\sigma_{bo}/\sigma_{co}$	1.19	1.2	1.15	1	1.15	1
	Excentricité du potentiel d'écoulement $\varepsilon$	0.9	0.1	1.2	1.08	1.05	0.651
	Paramètre $K_c$	0.5	0.8	0.95	0.95	0.76	0.78
	Paramètre de viscosité $\mu$	0	0	0	0	0	0

Tableau II. 9: les paramètres du chargement multiaxiaux pour les différents bétons.

### V.5/ Etat de contrainte dans la poutre en BVSF6

L'état de contrainte de la poutre en BVSF6 est donnée dans la figure II.25. la contrainte de compression au niveau de la zone de contact du compacteur et la poutre est de l'ordre de 60.21 MPa elle dépasse largement la limite ultime du BVSF. La contrainte de traction est estimée à 15.05 MPa, elle correspond à la partie inférieure de la poutre dans la zone de de l'entaille.

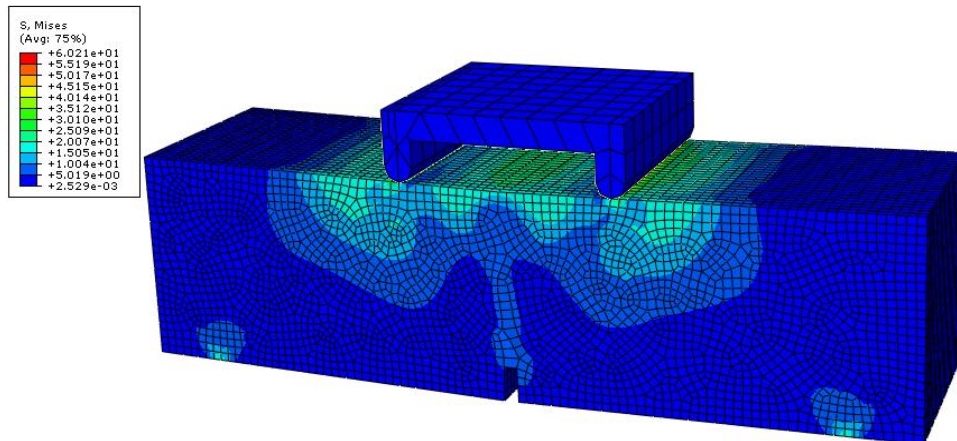


Figure II. 25: Etat de contrainte dans la poutre de Tlemat réalisée en BVSF6.

### V-6/ Etat d'endommagement de la poutre en BVSF

- Cas de compression

L'endommagement ultime pour le cas de compression est illustré dans la figure II.26 ; l'endommagement se concentre aux points de contact de l'impacter et le milieu de la fibre supérieur de la poutre, sa valeur maximale est de 1.26%, Cette faible valeur s'explique par le bon comportement du béton vis à vis des efforts de compression.

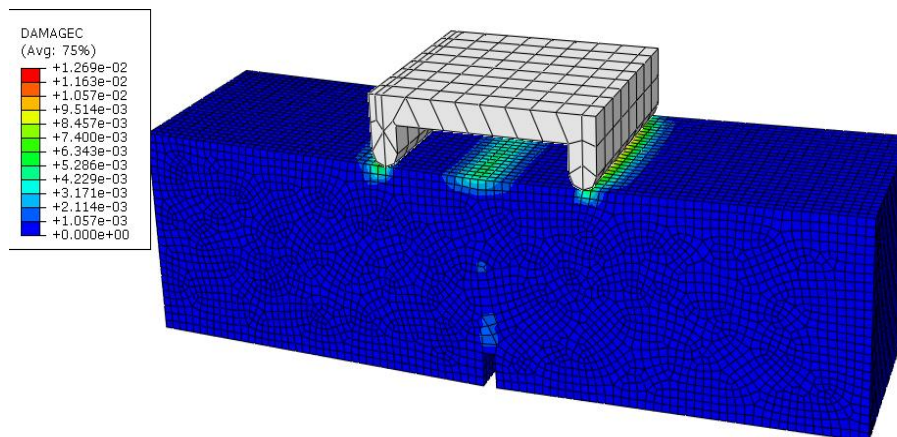


Figure II. 26: L'endommagement de la poutre en BVSF6 en compression

- Cas de traction

L'endommagement en traction de la poutre se concentre dans la zone de l'entaille de la partie inférieure de la poutre, sa valeur ultime est de 48.44% avec une charge ultime de 61.28 KN figure II.27.

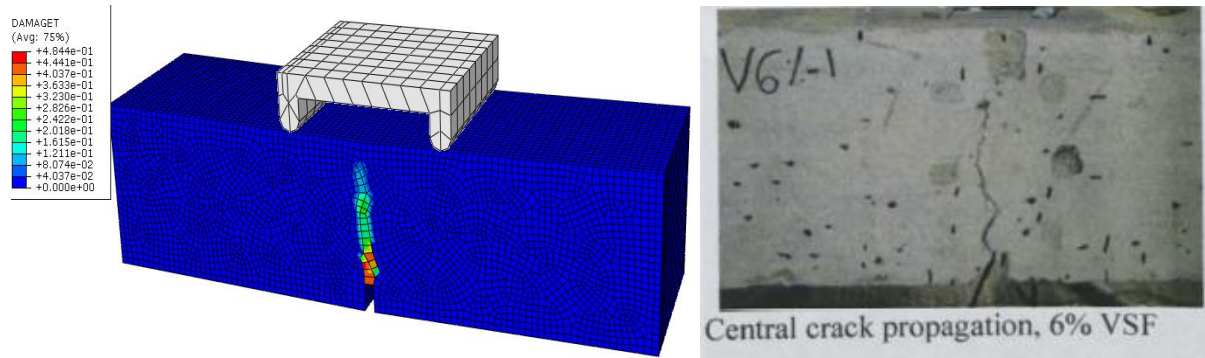


Figure II. 27: L'endommagement de la poutre en BVSF6 en traction pour le modèle numérique et expérimentale de Tlemat.

En comparaison avec le schéma de fissuration expérimentale de la poutre de Tlemat, donné sur la figure II.27, pour le béton BVSF6, nous constatons que le mode de fissuration donné par la simulation numérique est le même pour une charge ultime de fissuration est de 64.61 KN.

Pour le cas du béton témoin de Tlemat BTT (béton ordinaire sans fibres), Le processus de la fissuration de la poutre du modèle CDP coïncide avec celui de l'expérimentale comme le montre la figure II.28 pour une charge expérimentale ultime de 20.55 KN.

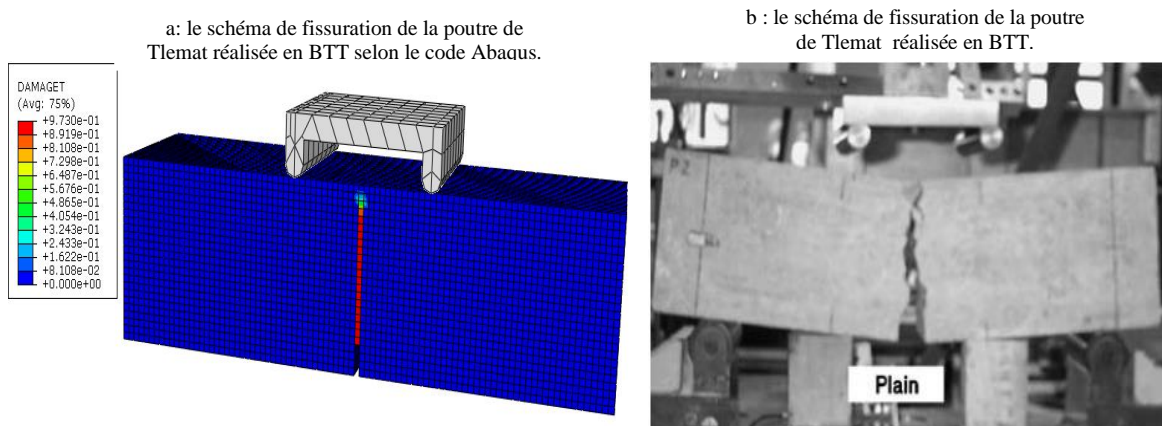


Figure II. 28: Mode de fissuration de la poutre en BTT pour le cas numérique et expérimentale

### V-7/ Les courbes de capacité des différents bétons (BTT, BVSF1.5, BVSF3, BVSF6 et BISF-1).

L'ajustement des courbes du modèle CDP avec le cas expérimentale de Tlemat [30], [162] et [26], nous a permis d'obtenir les courbes de capacité des différents bétons. Ces courbes de capacités expérimentales et numériques sont représentées sur les figures II.29, II.30 et II.31.

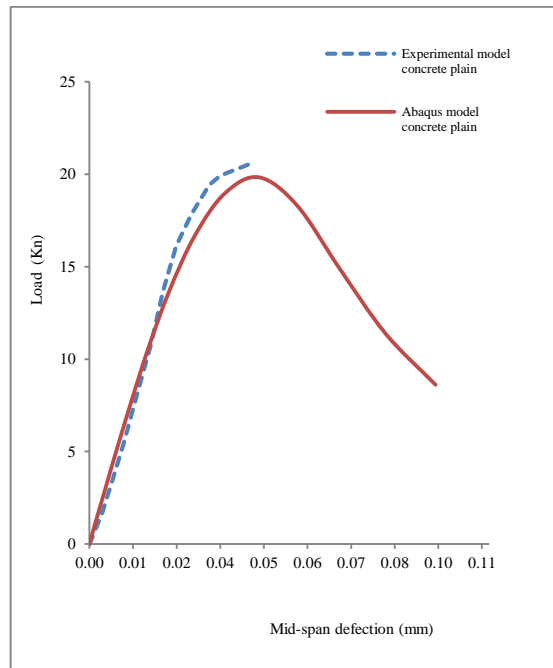


Figure II.29: Courbes de capacité pour la poutre de Tlemat réalisée avec le béton ordinaire BTT

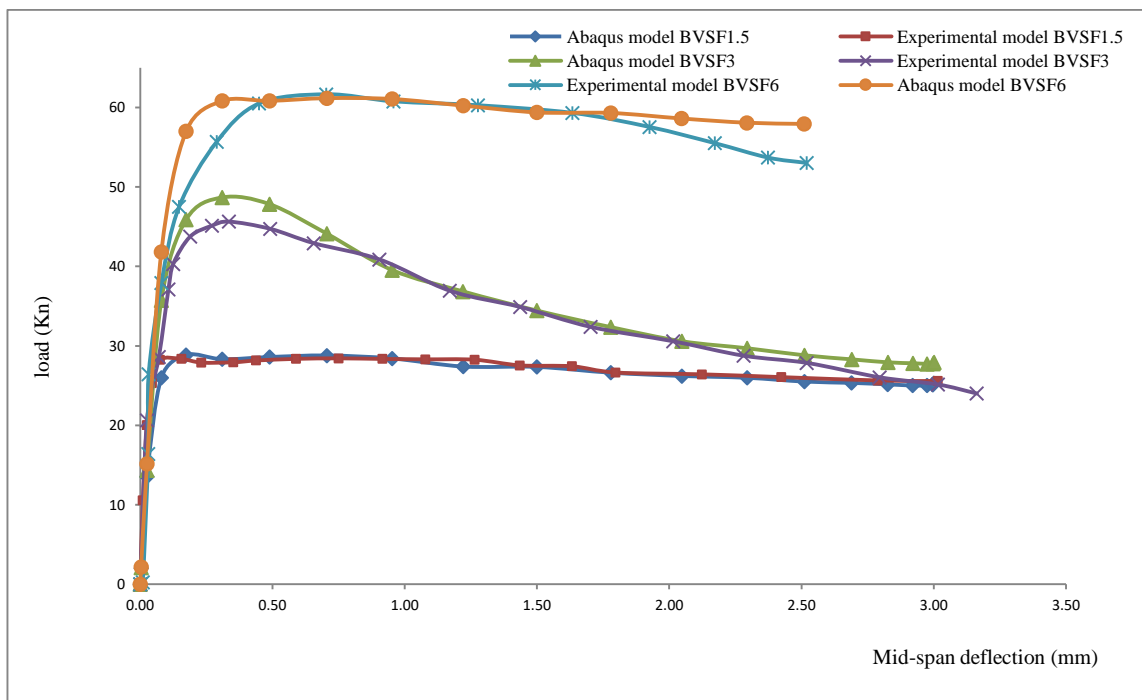


Figure II. 30: Courbes de capacité pour la poutre de Tlemat réalisée avec le béton de fibres métalliques VSF avec les pourcentages de fibres de 1.5%, 3% et 6%

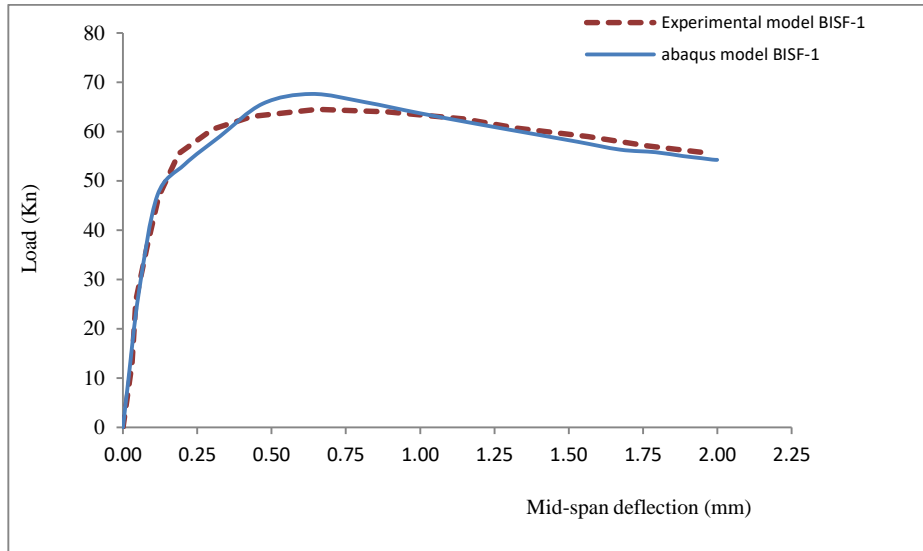


Figure II. 31: Courbes de capacité pour la poutre de Tlemat réalisée avec le béton de fibres métalliques ISF-1 avec le pourcentage de fibres de 6%

### V.8/ L'influence du pourcentage et de la nature des fibres :

Les courbes de la figure II.32 représente l'influence des pourcentages de fibres en poids (1.5%, 3%, 6%) sur la capacité de la poutre en flexion simple pour les fibres VSF. Pour un pourcentage de 6% de fibres VSF la capacité en résistance de la poutre en flexion a pratiquement doublé par rapport au pourcentage 1.5%.

La figure II.33 montre aussi l'influence de la nature des fibres sur le comportement à la rupture de la poutre. Le béton réalisé avec des fibres issues de la récupération des pneus usagés VSF a pratiquement le même comportement que béton en fibres industrielles ISF-1.

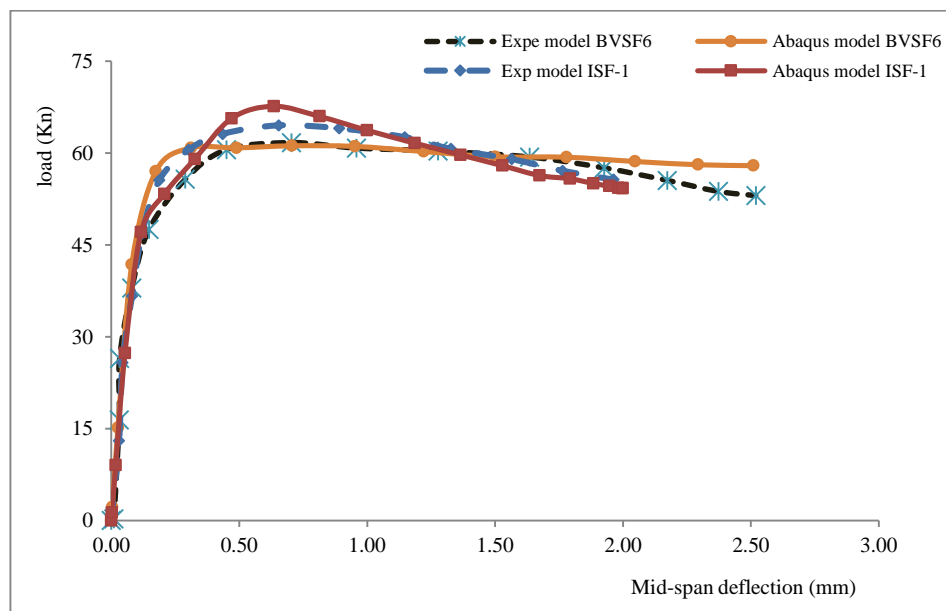


Figure II.32: influence de la nature des fibres VSF et ISF-1 avec un pourcentage de 6 % en poids de la poutre de Tlemat.

On constate que les courbes numériques du modèle CDP des poutres soumises à la flexion quatre points sont très proches des courbes expérimentales. La convergence des

différentes courbes de capacité est assurée dans les phases élastiques et post élastique pour les différents bétons de fibre BFM.

Le degré de convergence des courbes est de l'ordre de 96%, le détail numérique est donné dans le tableau II.10. La comparaison des valeurs numériques des forces maximales et des déplacements maximaux du modèle CDP avec les valeurs expérimentales, la différence ne dépassent pas les 5%.

Structures	Modèle	Efforts max (Kn)	Déplacements max en (mm)
<b>Portique de Vecchio en BTV</b>	expérimental	331.460	83.254
	Abaqus	330.732	79.810
<b>Poutre en BTT</b>	Expérimental	18.80	0.039
	Abaqus	18.96	0.04
<b>Poutre en BVSF1.5</b>	expérimental	28.35	0.16
	Abaqus	28.86	0.17
<b>Poutre en BVSF3</b>	Expérimental	45.65	0.34
	Abaqus	48.69	0.31
<b>Poutre en BVSF6</b>	Expérimental	61.69	0.70
	Abaqus	61.19	0.71
<b>Poutre en BISF1</b>	Expérimental	64.51	0.65
	Abaqus	67.65	0.63

**Tableau II. 10 : degré de convergence des courbes numérique selon Abaqus**

## CONCLUSION

Dans ce chapitre, nous sommes intéressés à l'identification des paramètres du modèles CDP "Concrete Damaged Plasticity" disponible dans Abaqus pour les deux applications choisis. Nous avons d'abord, étudié la stabilité du maillage, pour chacune des structures considérées.

Par la suite, nous avons identifié les paramètres matériaux optimaux pour les bétons utilisés par le calibrage avec les résultats expérimentaux. Dans le chapitre suivant nous traitons l'avantage de l'utilisation des bétons de fibre sur la répons des portiques.

## **CHAPITRE III**

### **ETUDE DES PORTIQUES EN BFM ET DE L'EVOLUTION DES DOMMAGES DANS LES ZONES NODALES**

#### **Introduction**

Ce chapitre est consacré à l'étude de cas des portiques réalisés en béton de fibre. On s'intéressera au comportement à la rupture des portiques (R+1) et (R+2) soumis à une sollicitation sismique. Les résultats seront représentés sous forme de courbes de vulnérabilité des portiques et de modes d'endommagements des portiques. Les simulations se feront avec le code Abaqus.

Ce chapitre, décrit aussi l'évolution des dommages dans les zones nodales des portiques.

Et afin de mieux expliciter nos résultats, nous avons organisé ce chapitre en deux parties:

1. **Partie 1:** Renforcement globale des portiques en BFM
2. **Partie 2:** Renforcement locale des portiques en (R+1)

#### **Partie 1: Renforcement globale des portiques en BFM**

Cette première partie de l'étude, la simulation des portiques est réalisée avec le béton de fibres

#### **I/ Application sur des portiques en béton armé renforcés par des fibres métalliques**

Nous présentons dans ce chapitre les résultats de l'étude des portiques en (R+1) et en (R+2) réalisés avec du béton armé renforcés par des fibres VSF et ISF-1. Le but de cette analyse est d'évaluer l'impacte des fibres métalliques sur le comportement sismique des portiques autostables à la rupture en termes de capacité et de degrés des dommages.

Afin d'analyser l'évolution des courbes de capacités pour les portiques en BFM soumis à des efforts sismiques, il est nécessaire de fixer le critère de ruine global. Ce critère de ruine est représenté par le calcul d'un point ultime, il donne la capacité (effort et déplacement) des structures à absorber l'énergie de déformation post-élastique sans subir des dommages liés à la ruine.

Les critères utilisés sont :

- 1- Déplacements inter-étages de 3% de la hauteur d'étage  $H_e$ , critère préconisé par UBC 97 [164] et 1% de la hauteur d'étage  $H_e$  pour le cas du RPA 99 [69].
- 2- Dégradation de l'effort maximale qui est fixé en général à 20% ; donné dans les études de R. Park (1989) [35], Mehmet Inel (2006) [36] et ATC-40 (1996) [68]. Dans notre travail et pour des raisons de sécurité nous avons opté pour une dégradation de l'effort maximal de 10%.

Une fois le point ultime est fixé, nous avons procéder à l'idéalisation des courbes de capacités par le programme Bilin V0.76 ; développé par G.Panagopoulos (2011) [165]. Figure III.1.

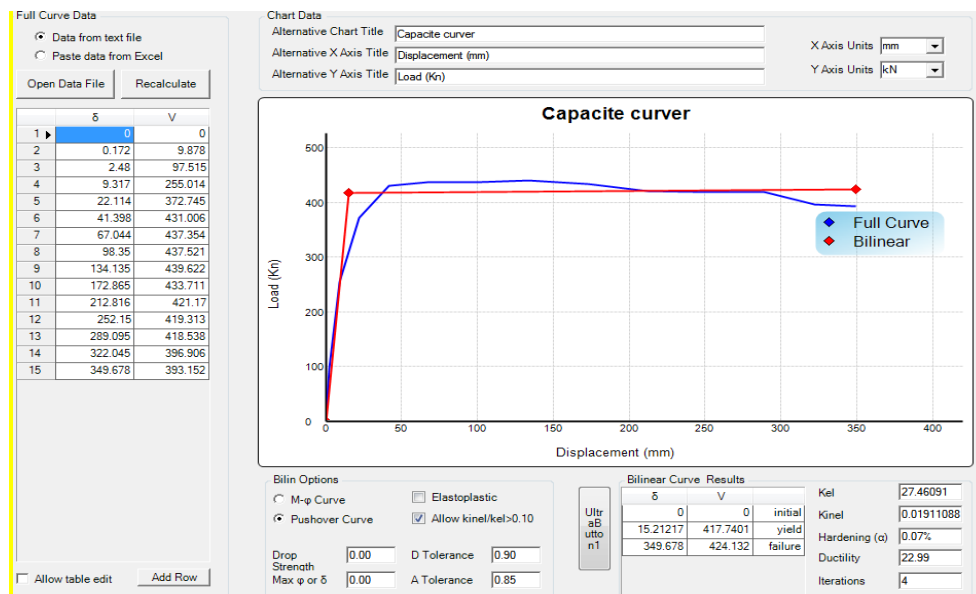


Figure III. 1: Idéalisation des courbes de capacités en courbes bilinéaires

## II/ Etude des portiques (R+1)

### II-1/ Les portiques en (R+1)

Les portiques (R+1) sont décrits dans le paragraphe IV du chapitre II, nous avons opté pour le même dimensionnement que le portique de Vecchio et nous avons fait varier le matériau béton en utilisant les différents bétons (BTT, BVSF1.5, BVSF3, BVSF6 et BVSF-1) cités dans les tableaux II.2 et II.9 (chapitre II).

Il faut souligner que nous avons gardé les mêmes dimensions des sections que celles du portique du Vecchio pour tous les portiques afin de mieux cerner l'impacte des fibres sur le comportement des BFM à la rupture. Le ferrailage de tous les portiques est effectué suivant le modèle de Vecchio (1992) [37].

### II-2/La modélisation des portiques en (R+1)

La modélisation des portiques par le code Abaqus est réalisé dans les mêmes conditions que le portique de Vecchio. les paramètres des chargements uniaxiaux et multiaxiaux pour les différents bétons (béton ordinaire et le béton de fibres) sont les mêmes que ceux cités dans le paragraphe IV et V du chapitre II.

La stabilité des calculs est assurée par une taille de l'élément fini de 25 mm pour tous les bétons.

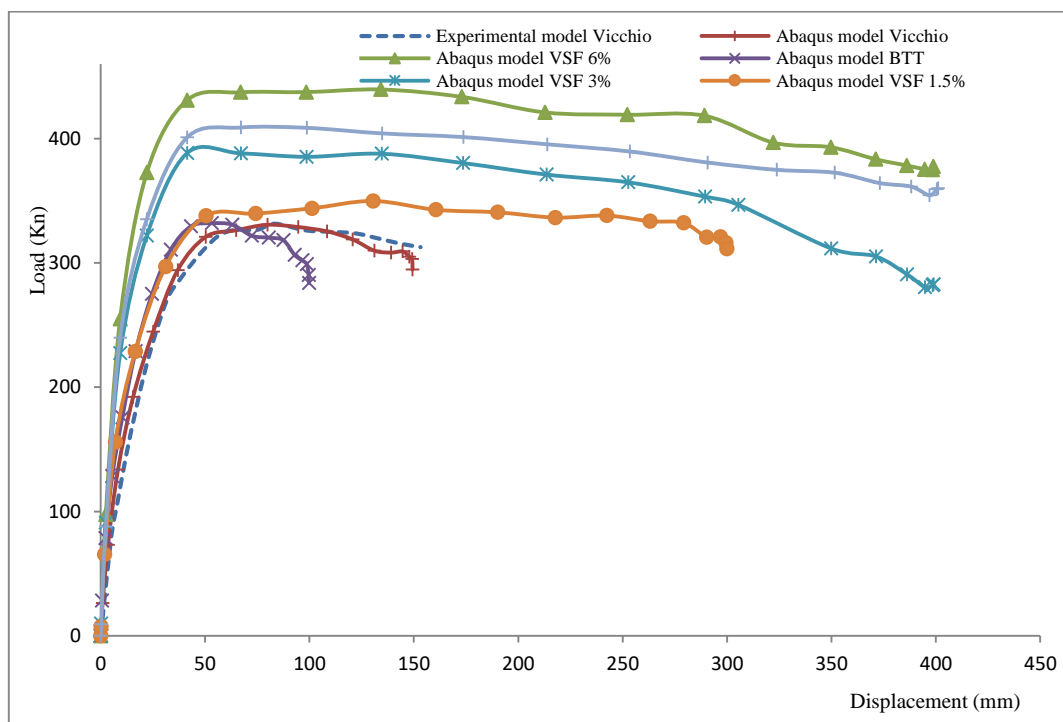
### II.3/ les courbes de capacités

La Figure III.2 représente les courbes de capacités des différents portiques en (R+1) réalisés avec des bétons différents. Ces courbes se scindent en deux catégories :

- 1- La première comprend deux courbes de capacités qui servent de référence. La première courbe représente la capacité du portique réalisé en béton ordinaire sans fibres BTT. La deuxième courbe c'est la courbe expérimentale du portique Vecchio

réalisé en BTV. Ce qui permet d'avoir deux modèles de base pour la comparaison des autres courbes en BFM.

- 2- La deuxième catégorie des courbes de capacités sont obtenues avec Abaqus pour les portiques en (R+1) constitués du BFM. Les bétons de fibres sont réalisés avec les fibres VSF avec des pourcentages en poids de 1.5%, 3% et 6% et des fibres ISF-1 dont le pourcentage est de 6% en poids.



**Figure III. 2: les courbes decapacités des portiques (R+1), réalisés avec les matériaux BFM et Bétons ordinaires selon le code Abaqus. Les pourcentages des fibres métalliques VSF sont 1.5%, 3% et 6%et ISF-1est de 6%.**

L'analyse des courbes de capacités des portiques de la figure III.2, nous permet de constater une très bonne amélioration de la capacité des portiques réalisés en BFM. Ces derniers possèdent un palier de plasticité plus important que celui réalisé avec les bétons ordinaires (BTT et BTV) d'une part, et d'autre part un bénéfice en terme d'effort.

Cette amélioration en déplacement et en effort varie selon la nature des fibres (VSF et ISF-1) et les pourcentages de fibres (1.5%, 3% et 6%). L'augmentation du dosage de fibre VSF a permis une augmentation de la performance des portiques en terme de résistance et déplacement..

Les résultats numériques de la modélisation des portiques en BFM sont résumés dans le tableau III.1. Ils comprennent les valeurs en efforts, en déplacement et en déplacements des étages. Ces valeurs sont calculées sur la base d'une étude de transformation des courbes de capacité en courbes bilinéaires.

Type du béton		Les bétons témoins		BVSF6	BVSF3	BVSF1.5	BISF-1
		BTVexp	BTT				
Effort maximal $V_{max}$ (Kn)		331.46	331.958	439.622	398.213	349.876	409.028
Déplacement correspondant $V_{max} : D_c$ (mm)		83.25	53.221	134.135	67.199	130.452	67.201
Effort ultime $V_u$ (Kn)		325.177	320.972	424.132	374.592	338.73	396.9
Déplacement ultime $D_u$ (mm)		153.187	98.713	349.678	305.402	299.452	351.567
Effort élastique $V_y$ (Kn)		309.156	310.366	417.74	369.73	332.68	384.8449
Déplacement élastique $D_y$ (mm)		28.85	19.357	15.21	15.065	21.23	14.83
$D_{i-j}$ (mm)	$D_2$	89.77	60.57	244.93	201.00	180.69	208.223
	$D_1$	69.56	45.484	191.046	152.394	142.245	171.686

Tableau III. 1: les résultats en termes d'efforts et déplacement selon le code Abaqus pour les portiques (R+1).

La comparaison des valeurs des efforts et des déplacements par rapport aux valeurs du béton ordinaire BTT et BTV est donné dans le tableau III.2.

Type du béton		Les bétons témoins		BVSF6	BVSF3	BVSF1.5	BISF-1
		BTV (Exp)	BTT				
Variation De l'effort $\Delta V_u$ (Kn)	Par rapport a BTV	-	-	98.96	49.42	13.55	71.72
	Par rapport a BTT	-	-	103.16	53.62	17.75	75.93
Rapport d'effort Ultime	$V_u / V_{u/BTV}$	-	-	1.3	1.15	1.04	1.22
	$V_u / V_{u/BTT}$	-	-	1.32	1.16	1.055	1.236
Variation en déplacement $\Delta D_u$ (mm)	Par rapport a BTV	-	-	196.49	152.22	146.26	198.38
	Par rapport a BTT	-	-	250.96	206.68	200.74	252.854
Rapport en déplacement Ultime	$D_u / D_{u/BTV}$	-	-	2.28	1.99	1.95	2.29
	$D_u / D_{u/BTT}$	-	-	3.536	3.09	3.03	3.56
Déplacement inter-étage $D_{i-j} / H_e$ (%)	$D_{2-1} / H_e$ (%)	1.01	0.75	2.69	2.43	1.92	1.82
	$D_{1-0} / H_e$ (%)	3.47	2.27	9.55	7.62	7.11	8.58

Tableau III. 2 : Comparaison des résultats des différents portiques (R+1)

Les résultats du béton BVSF6 issus des fibres de récupération VSF avec un pourcentage de 6% (en poids) sont meilleurs que ceux des autres bétons et en particulier du béton issu des fibres industrielles ISF-1 pour le même dosage de fibres.

Les déplacements ultimes du béton BVSF6 sont de l'ordre de 3 fois les déplacements ultimes des portiques réalisés en béton ordinaire BTT avec un bénéfice de résistance de 32%.

Les pourcentages de déplacements inter-étage sont de l'ordre de 9% pour le béton de fibre BVSF6 contre 2.27% pour le béton ordinaire BTT. Il faut mentionner que le pourcentage limite ultime pour les structures en bétons ordinaires est de 3% et 1% de l' hauteur de l'étage, fixé par UBC 97 [164] et le RPA 99 [58] respectivement.

Le gain de déplacement inter-étage permet de minimiser l'endommagement par la rupture fragile du béton qui se traduit par la diminution de la fragilité par rapport aux efforts sismiques.

Les calculs montrent que l'introduction des fibres métalliques du type VSF avec un pourcentage de 6% donne des très bons résultats sur le plan efforts et déplacement ce qui confère un comportement ductile du portique en BFM et une bonne performance en résistance lors de l'application des efforts sismiques.

## **II-4/Etat de contrainte et de l'Endommagement dans le portique**

- **Etat de contrainte du portique BVSF6 et BTT**

En comparaison de l'état de contraintes entre les portiques réalisés en BVSF6 et en bétons ordinaires (BTT et BTV), nous constatons que les contraintes générés dans le portique en BVSF6 sont de l'ordre de 101.1 MPa contre 54.31Mpa pour le BTT et 125.8 MPa pour le BTV. Figure III.3.

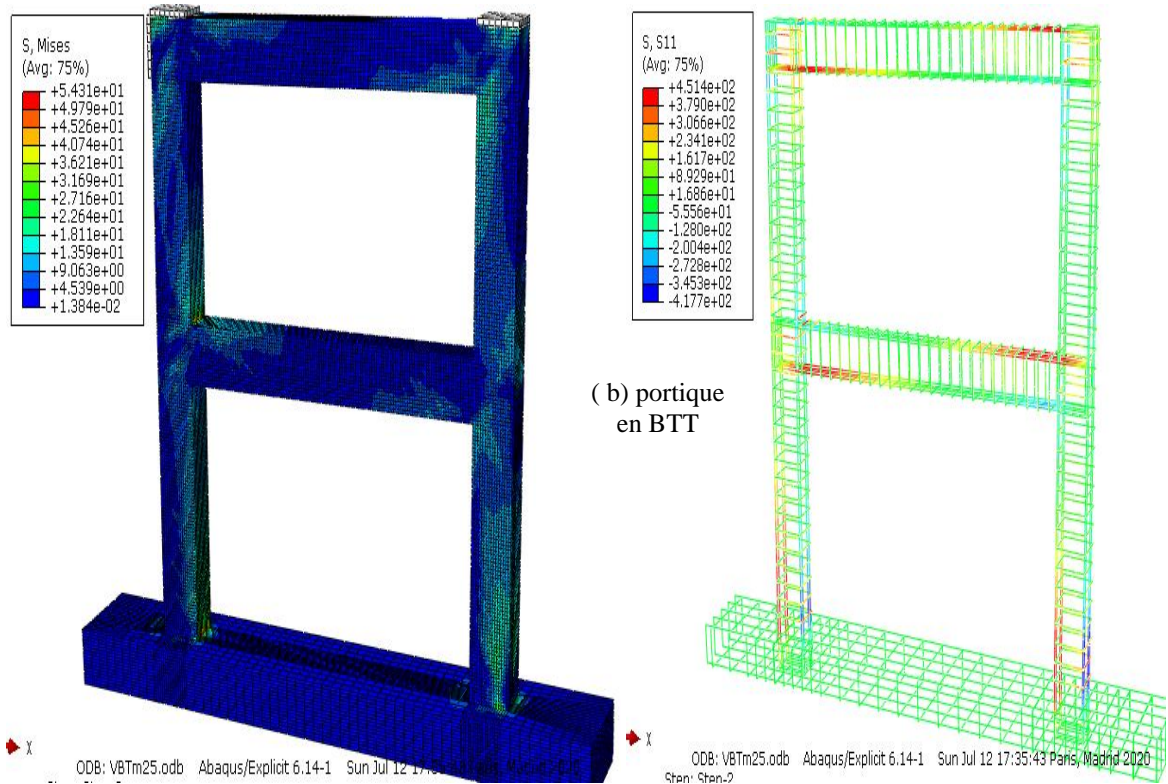
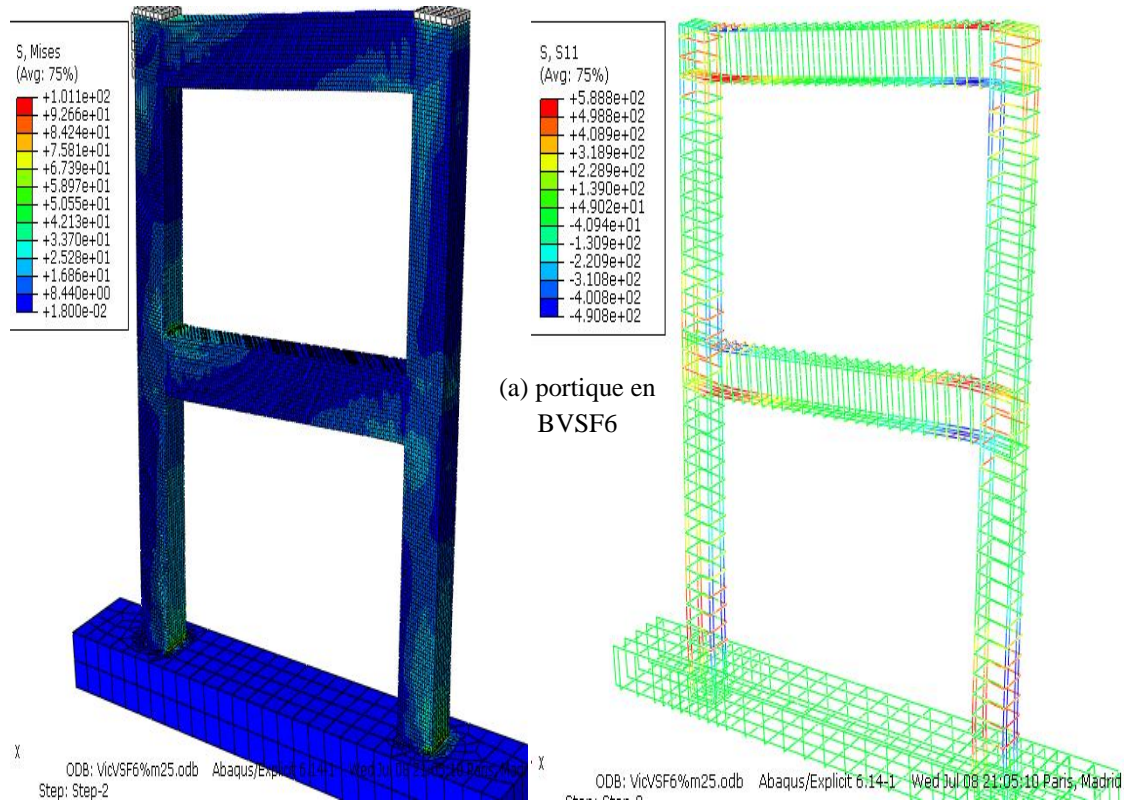


Figure III. 3: état de contrainte dans le portique et l'acier : (a) portique en BVSF6 et(b) portique en BTT.

- Cas de l'endommagement en compression

L'état de l'endommagement en compression pour les portiques en BVSF6 et BTT est représenté par la figure III.4. Pour les portiques en BVSF l'etat d'endommagement en compression est moins développé que celui en BTT. Pour le BVSF6 les dommages sont estimés à une valeur maximale de 10.12%. Pour le portique réalisé en BTT, il est endommagé à une valeur maximale est estimé à 86.65 %. Dans le cas (BTT), nous observons des fissures au niveau de la jonction poteaux-poutres.

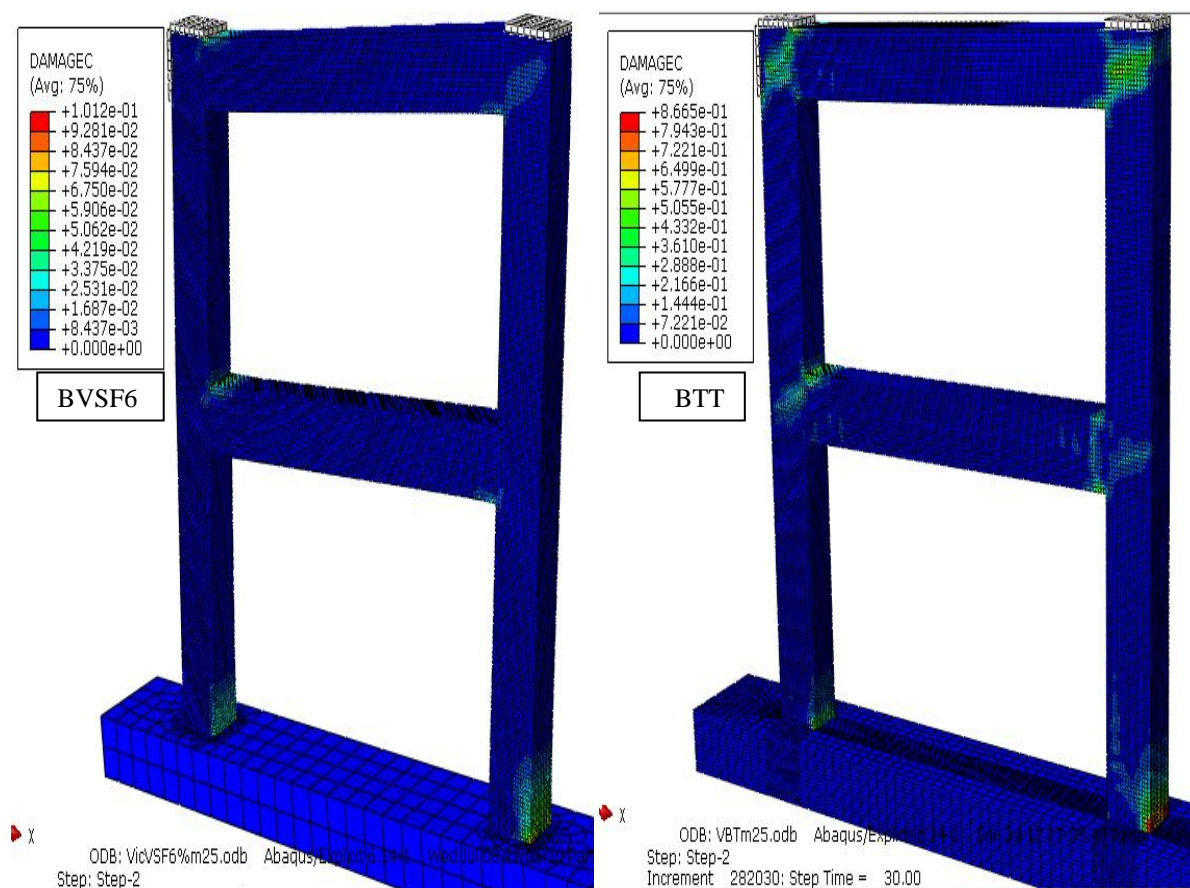


Figure III. 4: Etat d'endommagement en compression pour le portique en BVSF6 et BTT.

- Cas de dommage en traction

L'endommagement des différents portiques en (R+1) est représenté par les figures III.5. Elles donnent des schémas de fissuration suivant le degré des dommages en traction pour les bétons BVSF6 et BTT. On constate que le degré de fissuration BVSF6 est moins important que le béton sans fibres BTT et le BTV (figures II.12, 13 et 14 du chapitre II). La zone et la densité de fissuration sont très limités pour le BVSF6 alors que l'utilisation du BTT et du BTV développent une grande fissurations. Ce phénomène est due à l'augmentation du palier de la plasticité causé par la présence des fibres VSF dans le matériau béton qui est de nature fragile.

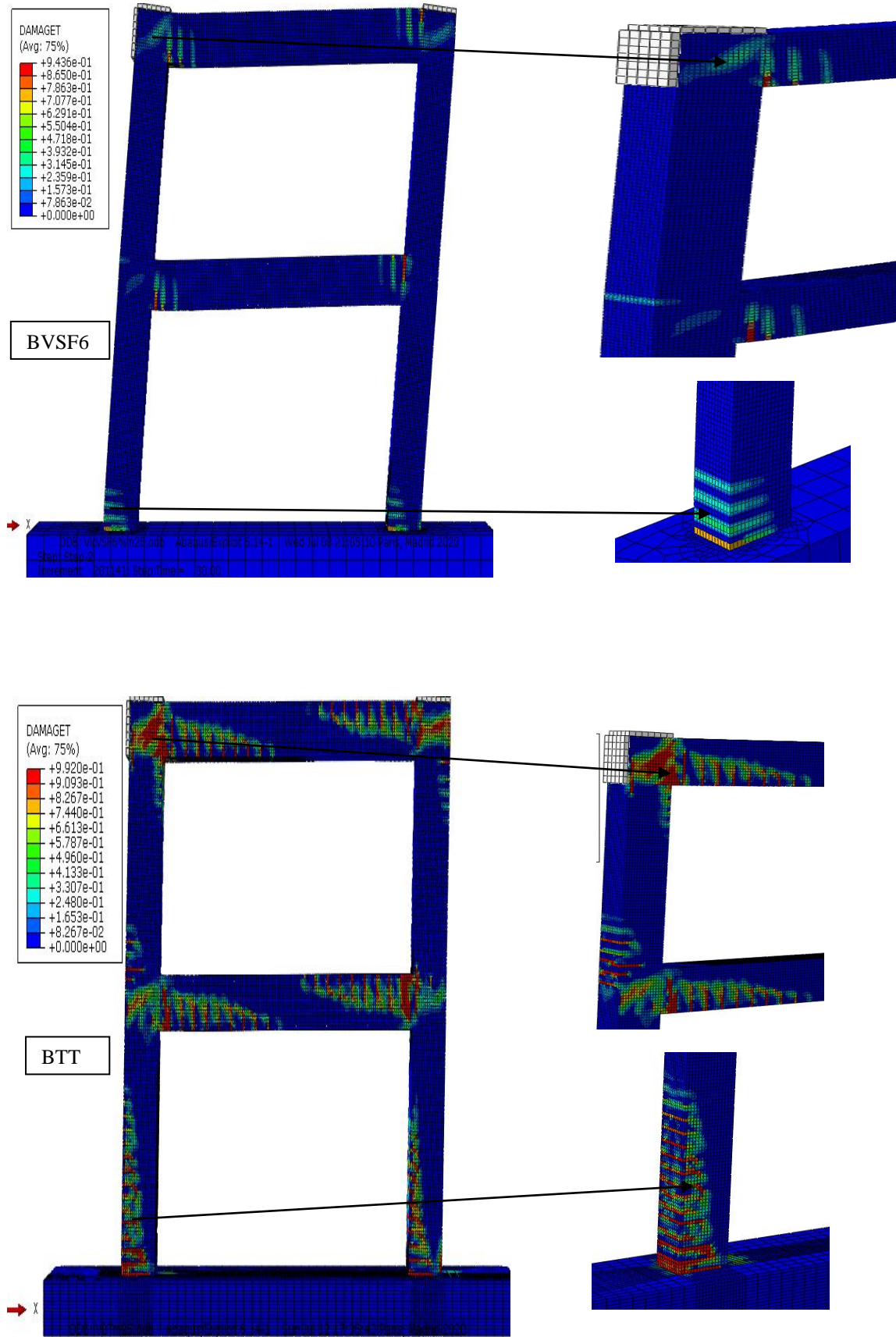


Figure III. 5 :Etat d'endommagement en traction pour le portique en BVSF6 et BTT.

En résumé les portiques en (R+1) réalisés en béton de fibres présentent un risque d'endommagement aux efforts sismiques beaucoup plus faible que les portiques en béton ordinaire vu que les zones de plastification des portiques en béton ordinaire sont nettement supérieures à celles des portiques en béton de fibres VSF. Le gain en plasticité des portiques en béton BVSF6, permet d'avoir une réponse sismique favorable tout en évitant la rupture fragile.

### III/ Les portiques en (R+2)

Les détails des dimensions et ferrailage des portiques (R+2) sont représentés dans la figure III.6 Le mode de renforcement est le même que celui des portiques (R+1).

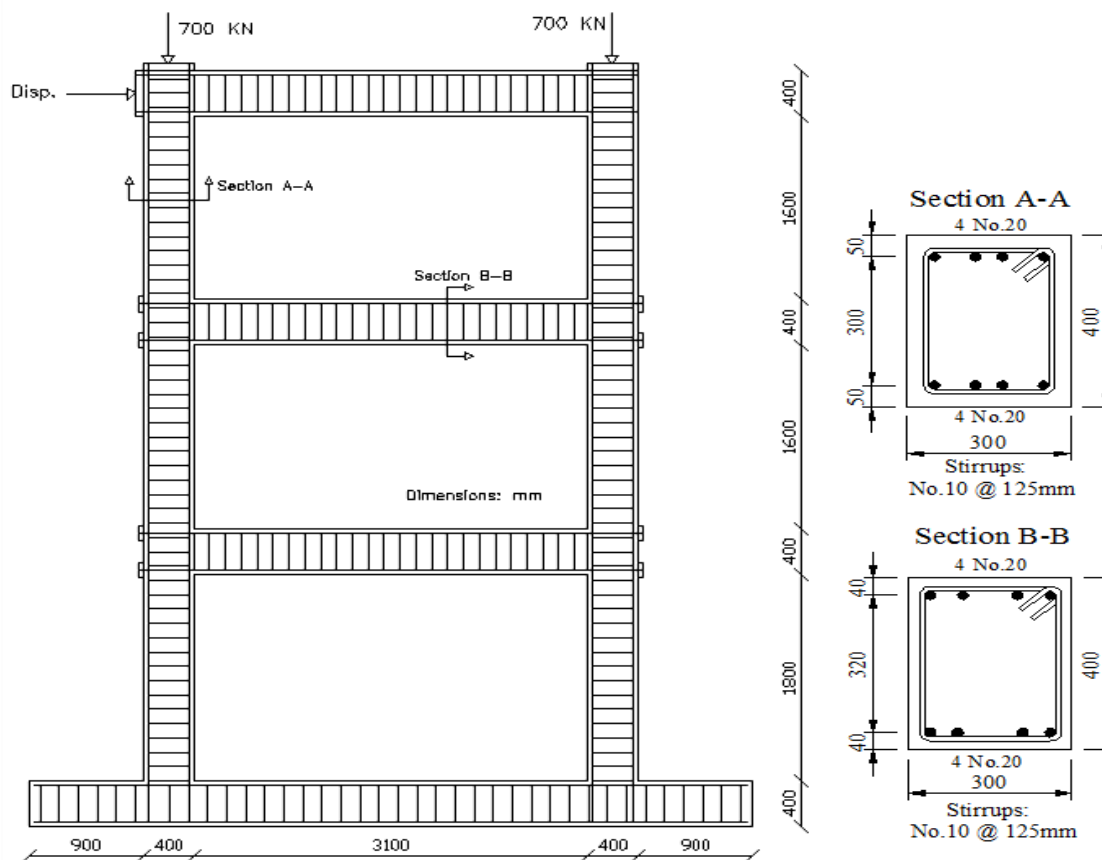


Figure III. 6: les portiques (R+2) ferrailés selon les modèles de Vecchio.

Les matériaux utilisés sont ceux des portiques (R+1). Les caractéristiques des différents bétons sont les mêmes que celles citées dans les sections IV et V (chapitre II).

### III-2-1/ la modélisation des portiques en (R+2)

L'étude de la réponse sismique des portiques (R+2) est identique aux simulations des portiques (R+1) avec les mêmes matériaux.

La modélisation est représentée dans la figure III.7. Elle illustre la géométrie, les conditions aux limites du portique ainsi que le maillage des matériaux béton et acier. La taille de l'élément fini pour le portique est de 30 mm obtenue après l'étude de la convergence du maillage pour le portique en (R+2).

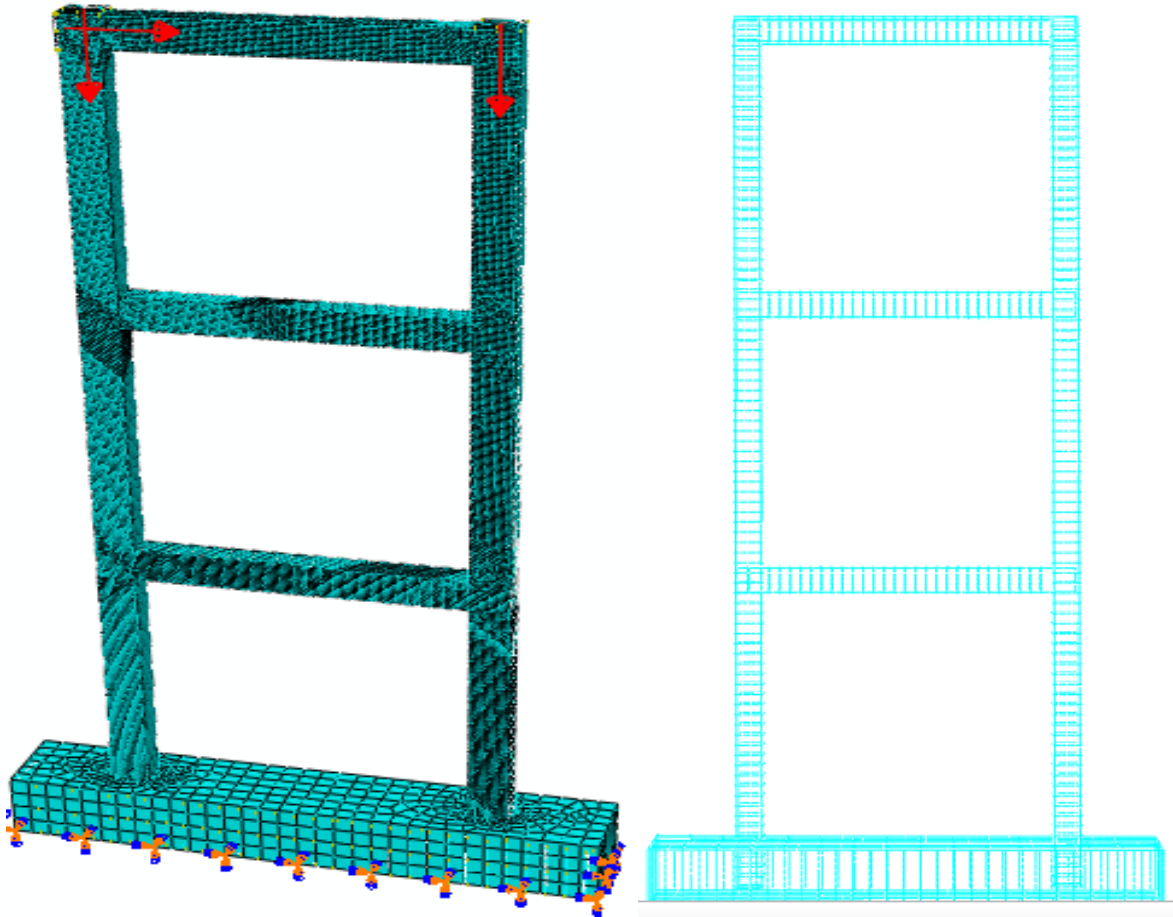


Figure III. 7: les conditions aux limites et le maillage du portique en BVSF6 selon le code Abaqus.

### III-2-2/ l'étude de la convergence du maillage

L'étude de la convergence du maillage à montré que pour une taille de l'élément fini de 30 mm à 60 mm, la réponse du portique est relativement stable en terme de courbe de capacité figure III.8.

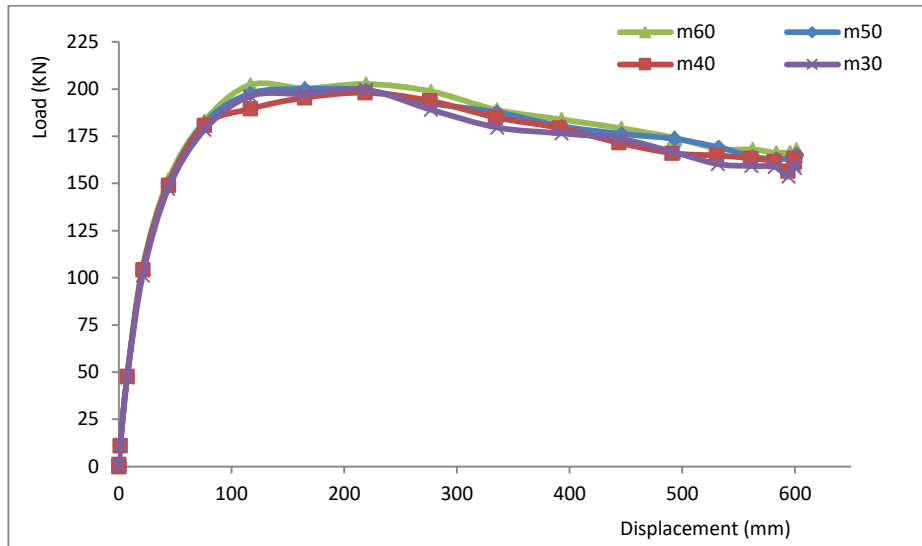


Figure III. 8: Etude de la convergence du maillage du portique en BVSF6

Pour la suite de l'étude , nous avons opter pour une taille de l'élément de 30mm ,ce qui donne une bonne approximation de la réponse du portique avec une erreur qui ne dépassent pas 1.6%.

### III-2-3/ les courbes de capacités

Une fois que la convergence du maillage est effectuée, nous avons établi les courbes de capacité des portiques en (R+2) réalisés avec les différents bétons ordinaires (BTV et BTT) et les bétons de fibre (BVSF1.5, BVSF3, BVSF6 et BISF-1) figure III.9.

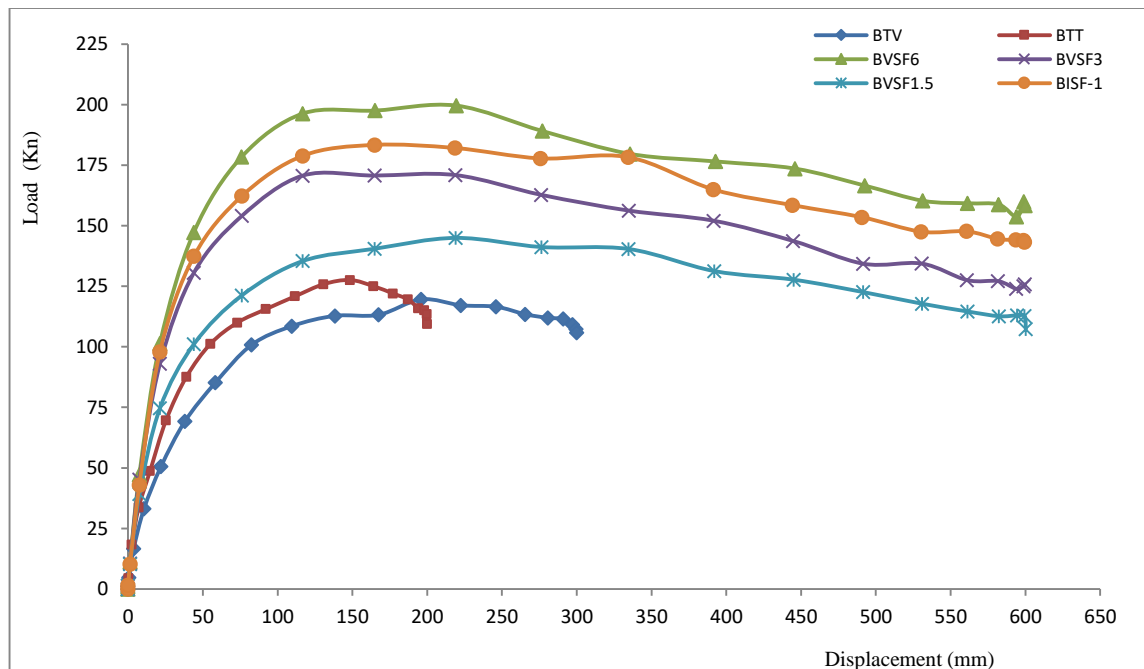


Figure III. 9: Courbes de capacités selon le type de matériaux pour les portiques (R+2) données par le code Abaqus selon le ferrailage du portique du Vecchio

La réponse des portiques (R+2) réalisés selon les BFM est favorable malgré que la charge maximale a diminué par rapport aux portiques (R+1), elle est de l'ordre de 200 KN pour les portiques (R+2) et 450 KN pour les portiques (R+1). Cette différence est due à l'élançement de ces portiques, allant d'un portique en (R+1) à un portique en (R+2). L'augmentation de la hauteur du portique a eu un impact sur la résistance ultime, le déplacement ultime et la rigidité initiale de la structure.

Ce même résultat est observé dans les études de Nekmouche (2019) [166] et Massumi (2004) [167].

Les courbes des portiques (R+2) de la figure III.9 montrent que les matériaux en BFM possèdent un palier de plasticité plus important que les bétons ordinaires et un bénéfice de résistance meilleur malgré l'augmentation de la hauteur du portique.

Les résultats numériques sont résumés dans le tableau III.3.

Type du béton		Bétons témoins		BVSF6	BVSF3	BVSF1.5	BISF-1
		BTv	BTT				
Effort maximal $V_{max}$ (Kn)		119.58	127.58	199.58	170.89	144.95	183.35
Déplacement correspondant à $V_{max}$ : $D_c$ (mm)		196.031	148.41	219.44	218.97	219.13	164.87
Effort ultime $V_u$ (Kn)		115.51	123.44	191.89	164.60	140.39	178.32
Déplacement ultime $D_u$ (mm)		299.62	198.14	392.95	391.71	391.99	391.39
Effort élastique $V_y$ (Kn)		106.30	110.08	181.72	156.92	130.89	169.6
Déplacement élastique $D_y$ (mm)		55.63	39.25	41.84	36.71	41.099	39.18
$D_{i-j}$ (mm)	$D_3$	124.1	79.521	142.716	147.538	149.968	144.785
	$D_2$	118.28	79.678	151.805	147.562	151.570	151.122
	$D_1$	57.237	38.936	102.386	101.807	95.596	101.021

Tableau III. 3: les résultats en termes d'efforts et déplacement selon le code Abaqus pour les portiques (R+2).

Les comparaisons des BFM avec les bétons témoins (BTv et BTT) sont représentées dans le tableau III.4 en terme numérique.

Type du béton		Bétons témoins		BVSF6	BVSF3	BVSF1.5	BISF-1
		BTV exp	BTT				
<b>Variation De l'effort</b> $\Delta V_u$ (Kn)	Par rapport a BTV	-	-	76.38	49.09	24.88	62.81
	Par rapport a BTT	-	-	68.45	41.16	16.95	54.877
<b>Rapport d'effort Ultime</b>	$V_u/V_{u/BTV}$	-	-	1.66	1.42	1.21	1.51
	$V_u/V_{u/BTT}$	-	-	1.55	1.33	1.13	1.44
<b>Variation en déplacement</b> $\Delta D_u$ (mm)	Par rapport a BTV	-	-	93.33	92.03	92.37	91.77
	Par rapport a BTT	-	-	194.81	193.57	193.85	193.253
<b>Rapport en déplacement Ultime</b>	$D_u/D_{u/BTV}$	-	-	1.31	1.31	1.31	1.31
	$D_u/D_{u/BTT}$	-	-	1.98	1.976	1.978	1.975
<b>Déplacement inter-étage</b>	$D_{3-2}/H_e$ (%)	0.29	0.007	4.54	0.0012	0.08	0.31
	$D_{2-1}/H_e$ (%)	3.05	2.03	2.47	2.22	2.79	2.5
<b>D<sub>i-j</sub>/H<sub>e</sub> (%)</b>	$D_{1-}/H_e$ (%)	2.86	1.94	5.11	5.09	4.77	5.05

\*les variations sont calculées sur la base des valeurs de BTT et BTV.

**Tableau III. 4: Comparaison des résultats des différents portiques (R+2)**

D'après les tableaux III.2 et III. 4, les portiques réalisés en bétons de fibres possèdent un surplus de résistance par rapport aux portiques réalisés en béton ordinaire. Ce bénéfice est estimé à plus de 50% pour les vibres de VSF avec un pourcentage de 6% en poids. De point. En ce qui concerne le déplacement, le pourcentage de gain en ductilité pour les portiques en béton de fibres est de plus de 90%. Les portiques en BFM ont montré un très bon comportement vis-à-vis de l'effort sismique en termes de capacité dans les phases élastique et non linéaire malgré l'introduction du paramètre de l'élancement. Leurs ruptures est beaucoup moins fragiles que les portiques en béton ordinaire.

### III-2-4/ Etat de contrainte des portiques réalisés en BVSF6 et BTT.

Les états de contrainte dans les portiques sont donnés dans la figure III.10.

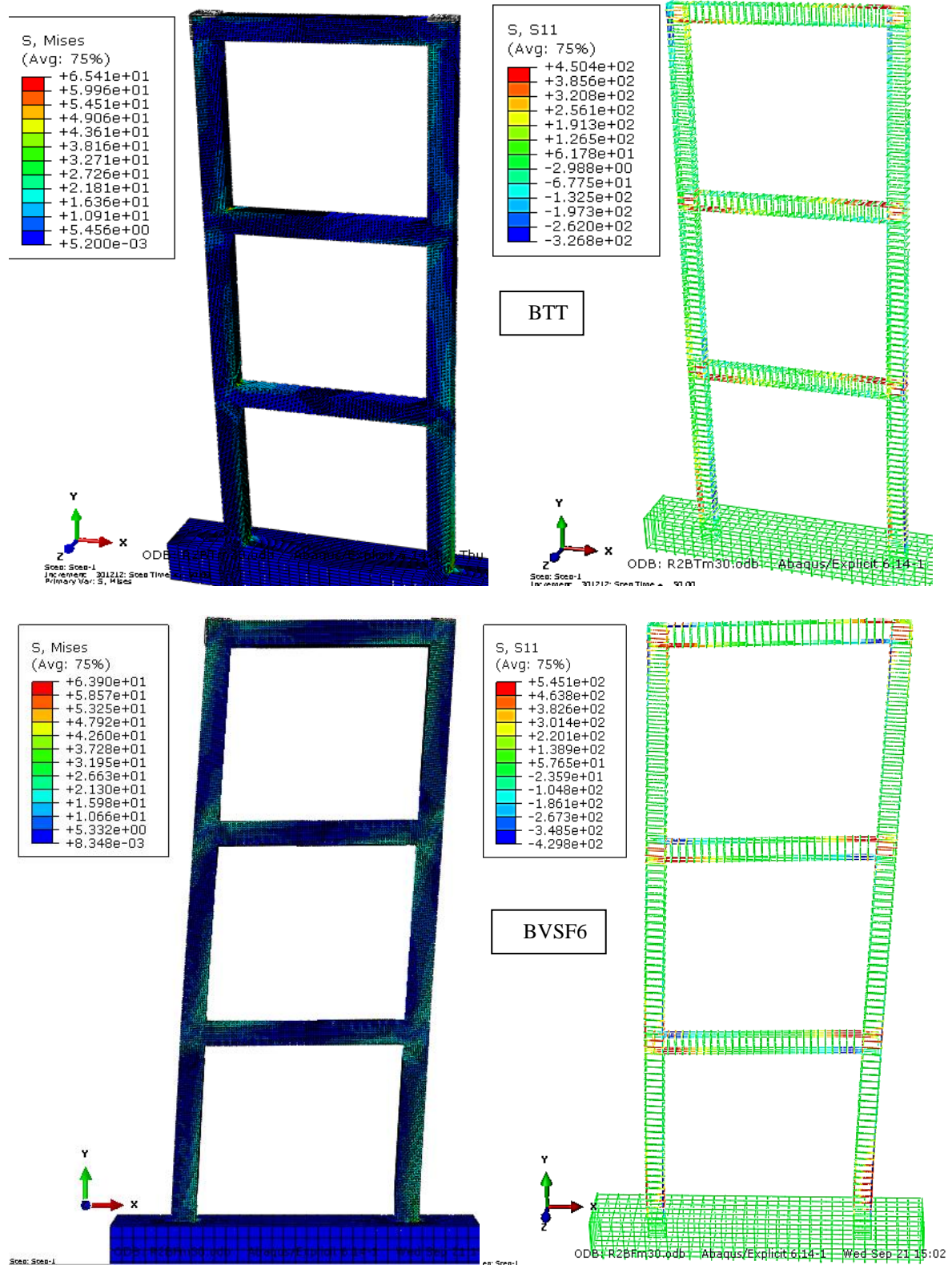


Figure III. 10: Etat de contrainte dans les portiques en (R+2) réalisés en BVSF6 et BTT

D'après l'état de contrainte donné dans la figure III.10, les contraintes développées dans les portiques en (R+2) sont identiques pour les deux bétons (BTT et BVSF6). une contrainte de compression maximale de l'ordre de 65 Mpa se manifeste à la base des encastremements des poteaux pour le cas du béton (BTT et BVSF6). en ce qui concerne les aciers il y'a une légère différence dans les valeurs de contrainte de traction, qui varient entre 450.4 Mpa et 545.4 Mpa pour le BTT et BVSF6 respectivement.

### III-2-5/ L'endommagement des portiques réalisés en BVSF6 et BTT

- **Cas de compression**

Pour le même effort de sollicitation, l'endommagement pour le cas de compression pour le portique en BVSF6 est moins développé que celui du portique en BTT. Il est de l'ordre de 3.388% pour le BVSF6 contre 79.44% pour le BTT figure III.11.

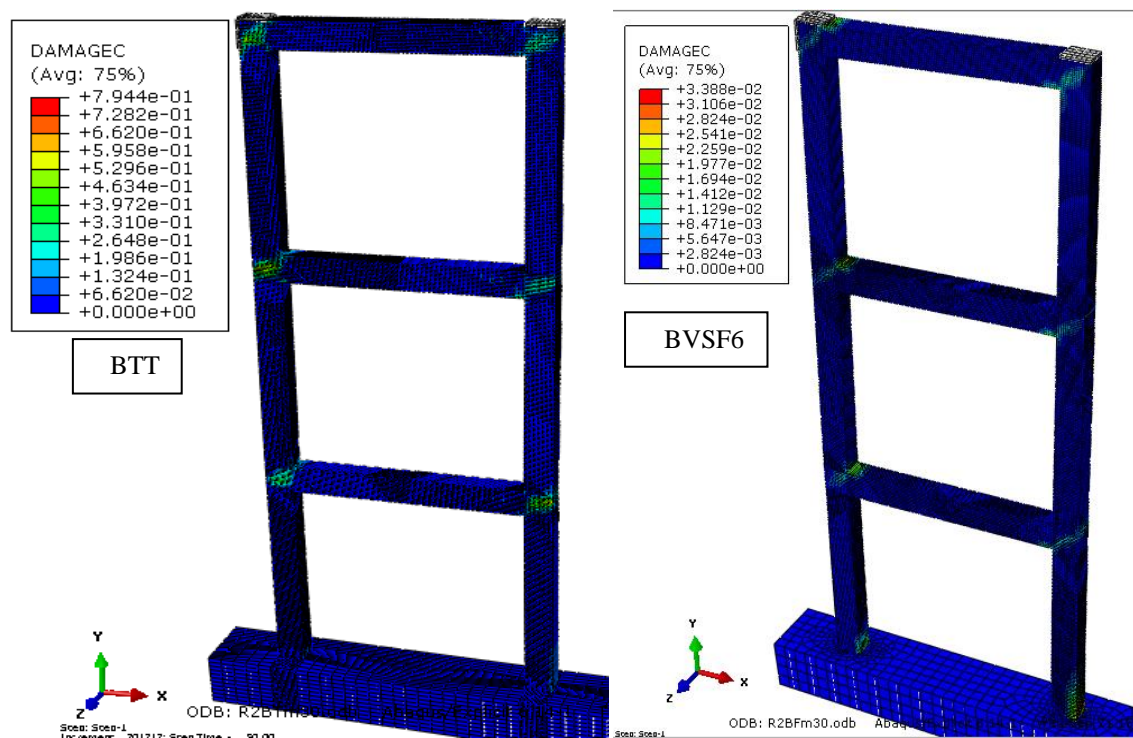


Figure III. 11: L'endommagement en compression pour les portiques en BVSF6 et BTT

- **Cas de traction**

En analysant le processus de fissuration des portiques des figures III.12 et III.13, nous constatons que le portique réalisé en béton de fibre BVSF6 possède un endommagement en traction de 78.95% qui est inférieur à celui du portique en béton ordinaire qui affiche 99.1% malgré que ce dernier soit sollicité par un effort plus faible. Le degré de fissuration du béton BTVSF6 est beaucoup moins dense que celui du béton ordinaire.

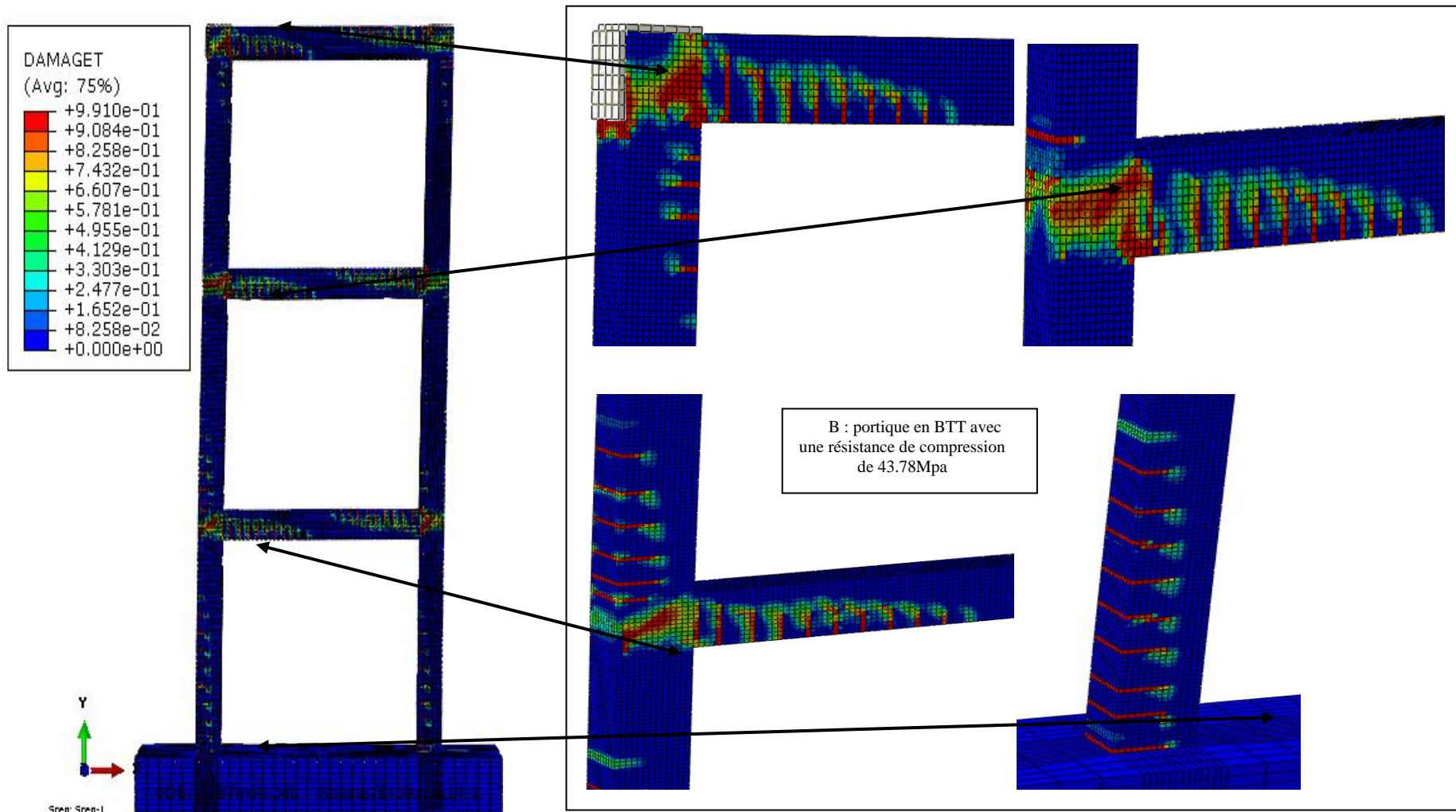


Figure III. 12: Schémas de fissuration pour le portique (R+2) réalisé avec un béton ordinaire BTT.

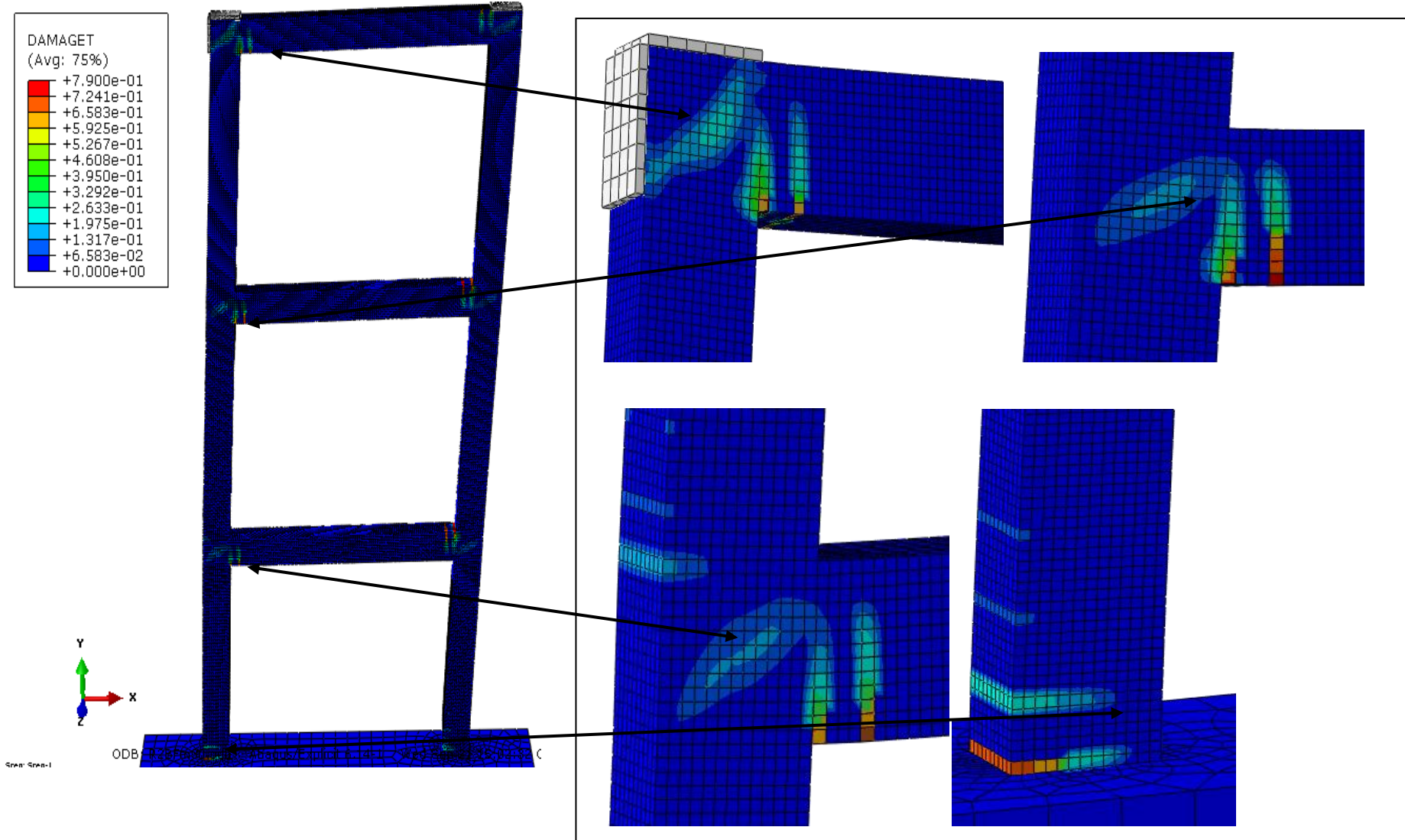


Figure III. 13: Schémas de fissuration pour le portique (R+2) réalisé avec un béton BVSF6 de fibre VSF dosé à 6%

## Partie 2: Renforcement locale des portiques en (R+1) en BFM

Dans cette deuxième partie, nous traitons l'influence des fibres VSF dans l'évolution des dommages dans les zones nodales. Cette étude s'insère dans le cadre de renforcement des bâtiments existants endommagés par les séismes. Elle a pour objet de fixer la longueur de renforcement,  $l_r$ , des portiques dans les zones nodales.

En effet le béton de fibres est injecté cette fois-ci uniquement dans les zones nodales des portiques, le reste du portique sera réalisé avec le béton ordinaire sans fibres (BTV). Cette opération nous permet de contrôler la mise en oeuvre du béton de fibre en particulier lors de la vibration du BFM.

### IV/ Les portiques étudiés

Les portiques en (R+1) décrits dans le chapitre II (figure II.1), sont pris en considération dans cette étude. Ce choix est basé sur l'existence des résultats expérimentaux de l'étude de Vecchio (1992) [37] et le temps d'exécution des calculs qui est inférieur aux portiques (R+2).

### V / Le processus de simulation avec le code Abaqus

Pour limiter les dommages, le comportement ductile doit être recherché dans les portiques en béton armé pour obtenir une dissipation d'énergie largement distribuée et une augmentation de l'énergie dissipée totale lors d'un séisme. Pour cela nous avons étudié le processus de comportement des portiques en béton armé renforcé par des fibres métalliques, en analysant la propagation des fissures au niveau de la jonction poteaux-poutres c'est à dire l'évolution des dommages dans les zones nodales, tout en faisant varier sa longueur de renforcement,  $l_r$ , par le béton de fibres.

Le principe de la modélisation consiste à introduire le béton de fibres dans uniquement les zones nodales, le reste du portique étant constitué du béton ordinaire BTV. Les bétons de fibres utilisés sont ceux définis dans le chapitre I paragraphe IV et qui sont les bétons BVSF1.5, BVSF3, BVSF6 et BISF-1.

Les longueurs de renforcement des zones nodales  $l_r$  sont prises en fonction de la hauteur de la poutre du portique qui est  $h_p = 40$  cm, le reste des détails sont données dans le tableau III.1.

Matériaux	Longueur $l_r$ en fonction de la $h_p$ (%)	En fonction de la hauteur de poutre	Longueur $l_r$ (cm)
<b>BVSF1.5</b> <b>BVSF3</b> <b>BVSF6</b> <b>BISF-1</b>	0% $h_p$ (renfort aux niveau des appuis)	0	0
	40% $h_p$ ,	0.4 $h_p$	16
	80% $h_p$ ,	0.8 $h_p$	32
	120% $h_p$	1.2 $h_p$	48
	160% $h_p$	1.6 $h_p$	64

Tableau III.5: les longueurs de la zone de renforcement  $l_r$ 

Pour chaque valeur donnée dans le tableau III.1, une simulation avec le modèle CDP du code Abaqus est effectuée dans les mêmes conditions d'exécution citées dans le chapitre III. Le renforcement des zones nodales est illustré sur la figure III.1.

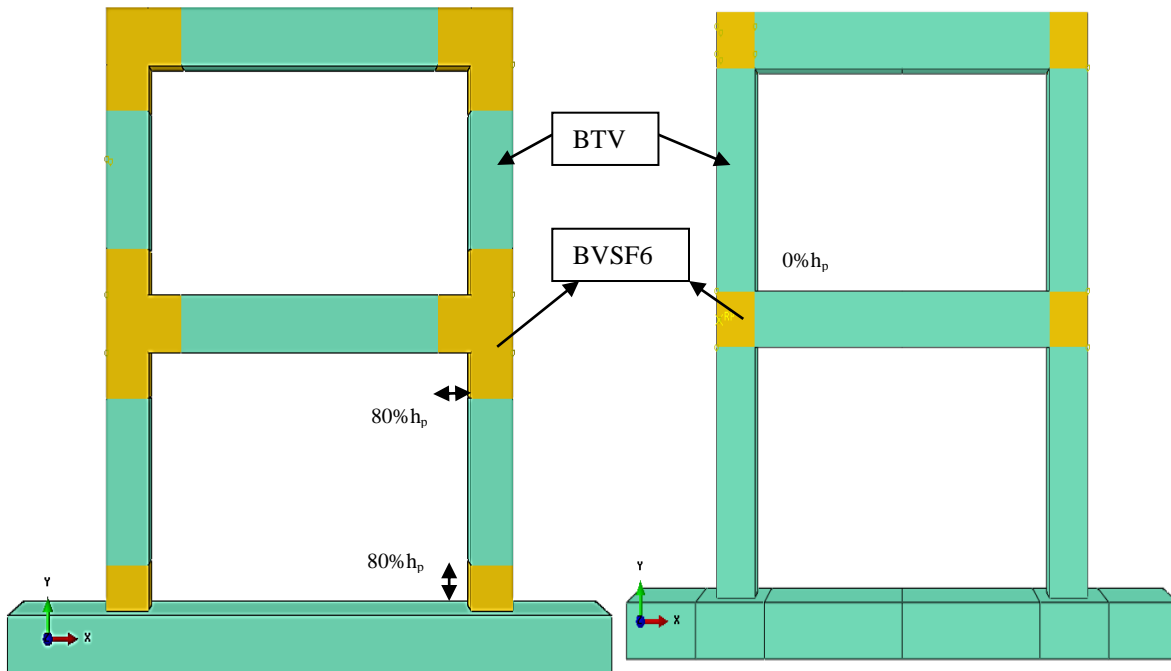


Figure III. 14: Modélisation du portique en bétons BTV et BVSF6 suivant les zones nodales pour le cas de 80%hp avec le code Abaqus.

La modélisation par éléments finis est effectuée de la même manière que précédemment. La figure III.14 illustre la modélisation des deux matériaux BTV et BVSF6. La modélisation est effectuée pour chaque variation de la longueur de renforcement pour le béton BVSF6 et on reprend la même procédure pour les autres bétons de fibres (BVSF1.5, BVSF3 et BISF-1).

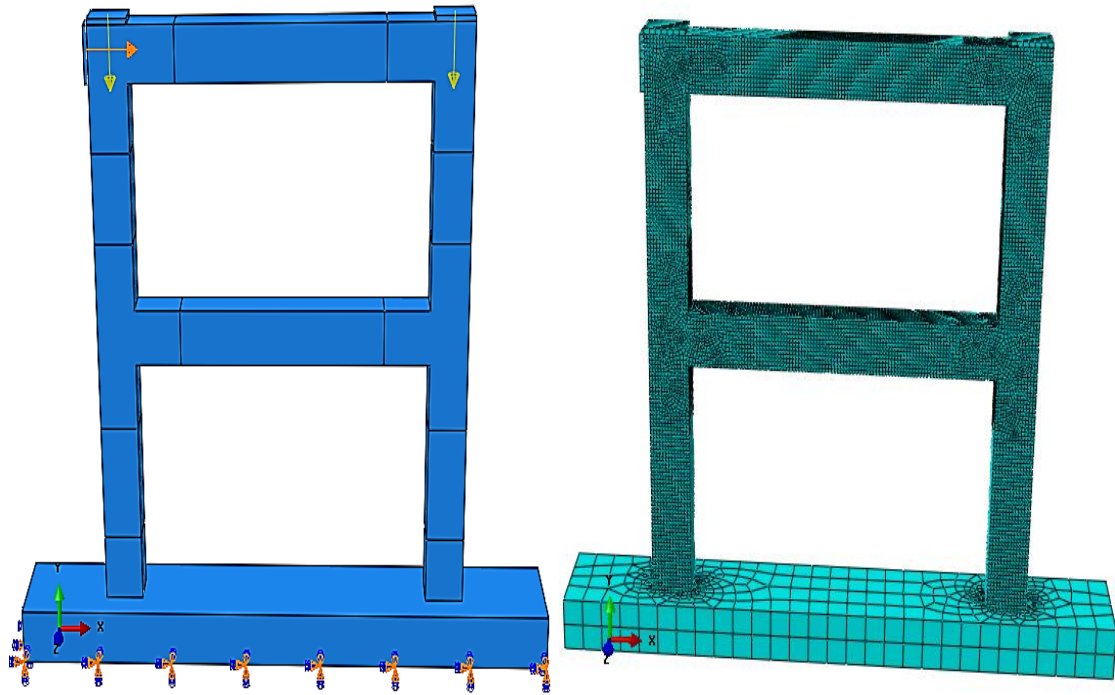


Figure III. 15: La géométrie, les conditions aux limites et le maillage du portique en BTV et BVSF6 avec le code Abaqus.

## VI/Le renforcement du portique en béton de fibres BVSF6

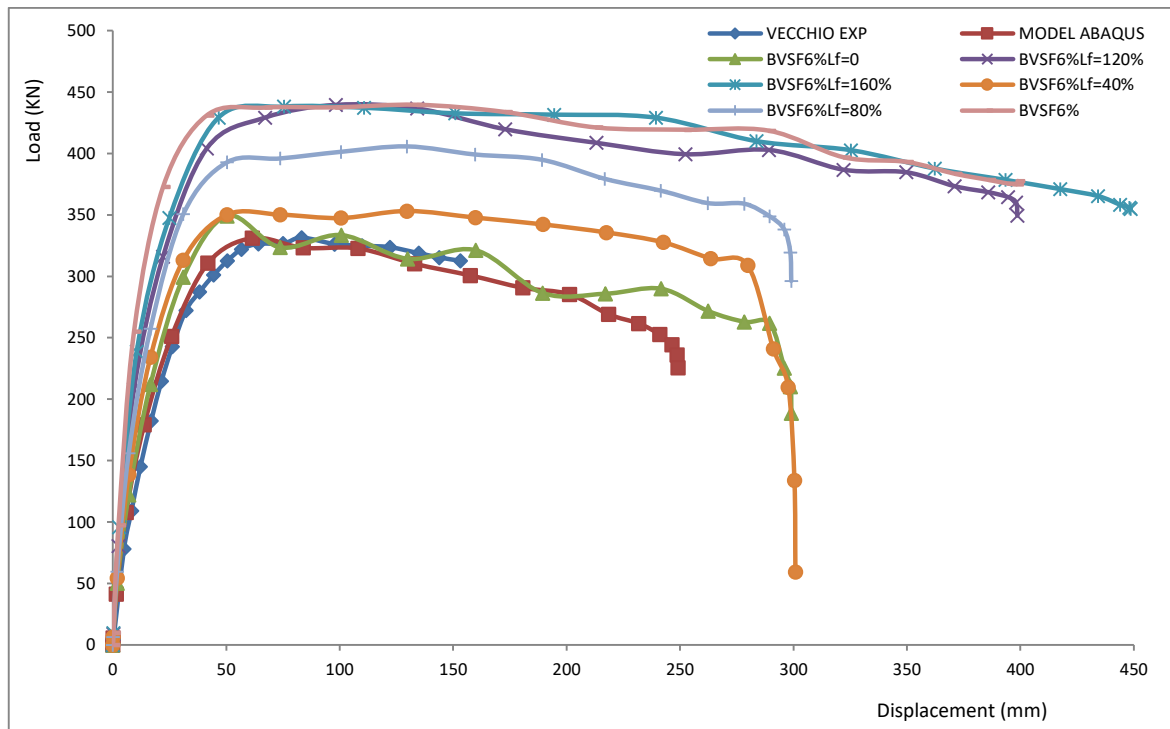
### VI.1/Les courbes de capacité

La réponse des portiques renforcé, par le BVSF6 dans les zones nodales, suivant des longueurs de renforcement variables (0% à 160%) $h_p$ , est illustrée dans les figures III.16.

Les courbes de la figure III.16, montrent que plus la zone de renforcement en BVSF6 augmente, plus la réponse du portique s'améliore. Pour une valeur de  $l_r=0$  cm(0% $h_p$ ), la capacité du portique est la même que la réponse du portique réalisé complètement en béton ordinaire (BTV).

Pour les valeurs de  $l_r = 16-32$  cm (40%et 80%), la capacité du portique augmente et tend a approcher la réponse du portique réalisé uniquement avec le béton de fibre (BVSF6).

Pour des valeurs de  $l_r$  supérieures ou égales à 120% de  $h_p$  soit 48cm, la réponse du portique coïncide avec celle du portique réalisé complètement avec le BVSF6. Ce qui montre qu'on peut renforcer seulement les zones nodales des portiques et avoir un comportement sismique optimal, identique à celui du portique réalisé complètement avec le béton de fibres (BVSF6).



**Figure III. 16: Courbes de capacité pour les portiques en BTV et BVSF6, réalisées avec le code Abaqus**

Ce résultat montre que dans le cas des portiques endommagés par un séisme, on peut mener des opérations de réparation au niveau des zones nodales avec une longueur de renforcement adéquate sans intervenir dans les autres zones à condition que le problème se manifeste au niveau de la structure et non pas dans l'infrastructure. Ce qui nous permet d'avoir un avantage sur l'économie et le temps d'exécution.

## VI.2/ Les états de contraintes et de l'endommagement du portique

L'analyse des schémas de fissuration en traction et les états de contraintes des portiques montrent que le renforcement des noeuds et les bases des poteaux, la résistance de ces portiques aux fissurations augmente avec l'augmentation de la longueur de fissuration. Les fissures se concentrent au niveau du béton ordinaire BTV, elles se focalisent en dehors des zones nodales renforcées par du béton BVSF6 malgré que les valeurs ultimes de contraintes se concentrent au niveau de ces mêmes zones figure III.17.

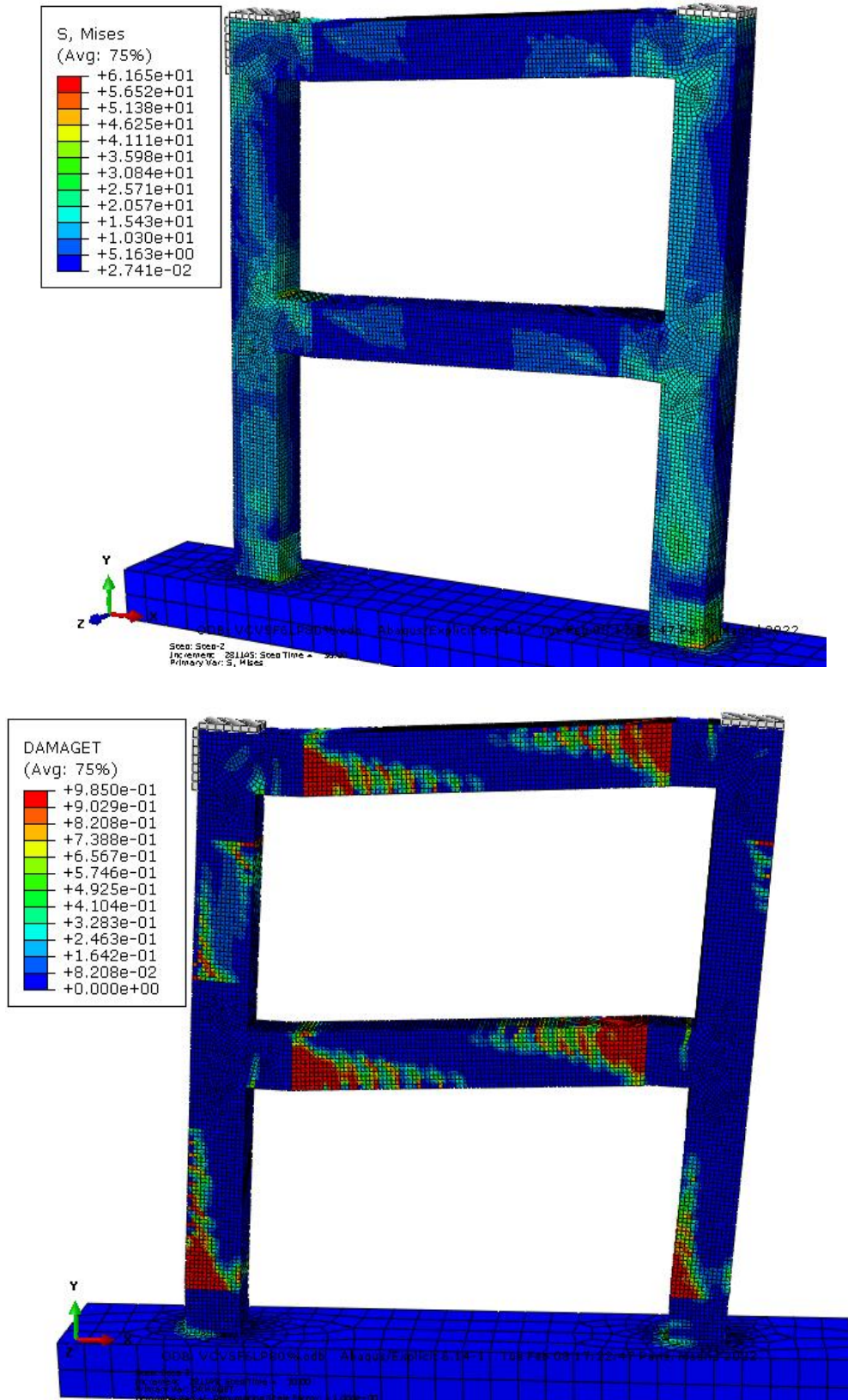


Figure III. 17: etats de contraintes et l'endommagement en traction pour le BVSF6.

Pour le cas de l'endommagement en traction, on constate que la répartition des fissures se fait d'une manière relativement brusque entre les deux matériaux (BTV et BVSF6), bien que les contraintes qui se concentrent uniquement au niveau de la zone de renforcement, lr.

La répartition des contraintes au niveau des aciers est visible sur la figure III.18.

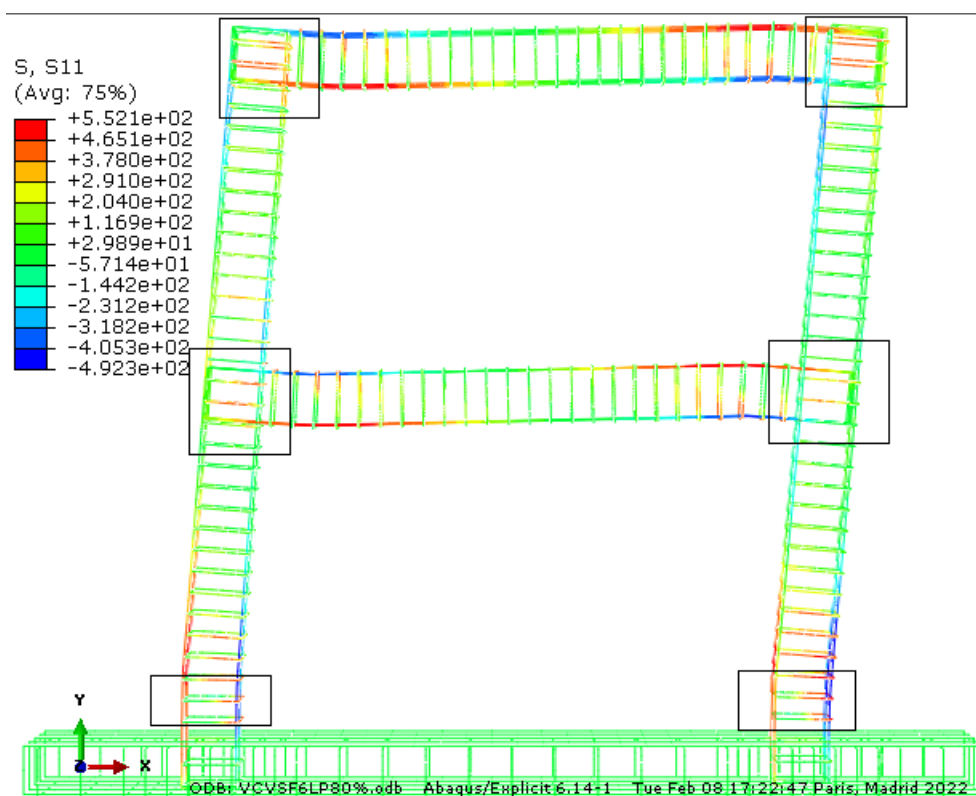


Figure III. 18: répartition des contraintes au niveau des aciers

On constate que dans les zones de renforcement par le béton de fibre BVSF6, les contraintes dans les aciers sont moindres que dans les zones non renforcées ( zones en BTM). Ce phénomène est du aux bonnes caractéristiques mécaniques du béton de fibres, en particulier à la résistance ( compression et traction) du BVSF6 et à sa ductilité, qui permettent d'absorber des efforts plus importants que le béton témoin ordinaire (BTM).

## VII/Renforcement du portique par le béton de fibre BVSF3

### VII.1/Les courbes de capacités

Les courbes de capacité sont données par la figure III.6. Nous observons que l'augmentation de la longueur de renforcement de la zone nodale,  $l_r$ , entraine une augmentation de la capacité du portique jusqu'a à la stabilisation de la réponse. Cette stabilisation est obtenue pour des valeurs de  $l_r$  supérieures à 48cm (120%hp). Pour une valeur de  $l_r=0$  cm, la réponse du portique est la même que celui du portique réalisé avec le béton ordinaire BTM.

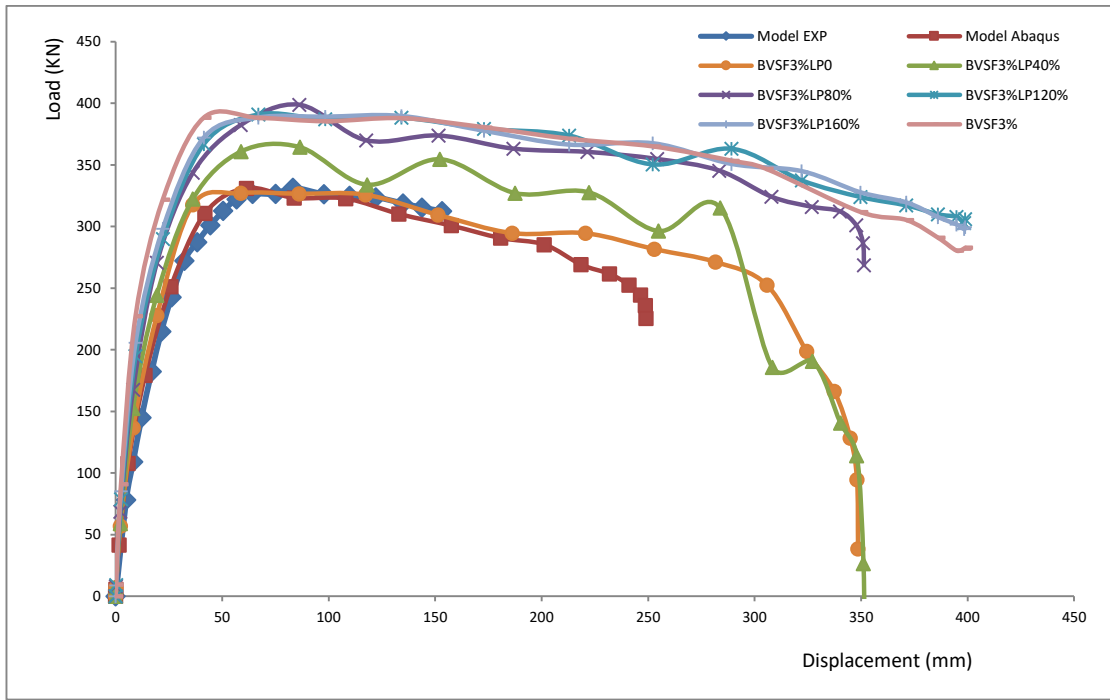
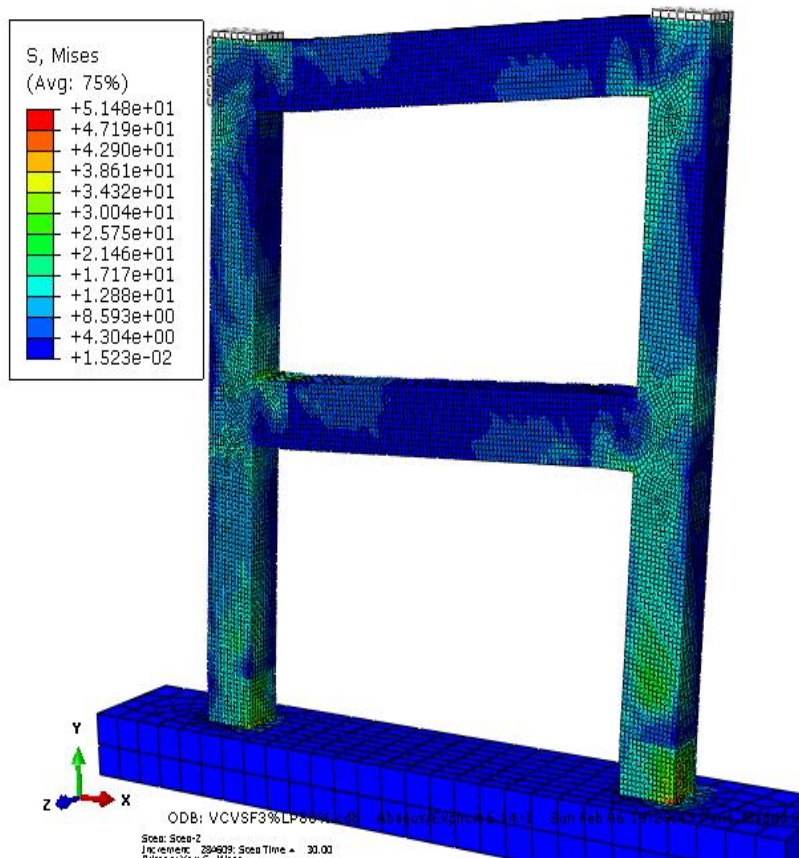


Figure III. 19: Courbes de capacité pour les portiques en BTV et BVSF3 réalisées avec le code Abaqus

### VII.2/Les états de contrainte et de l'endommagement du portique.

Les états de contraintes et de l'endommagement dans le portiques sont illustrés par la figure III.20.



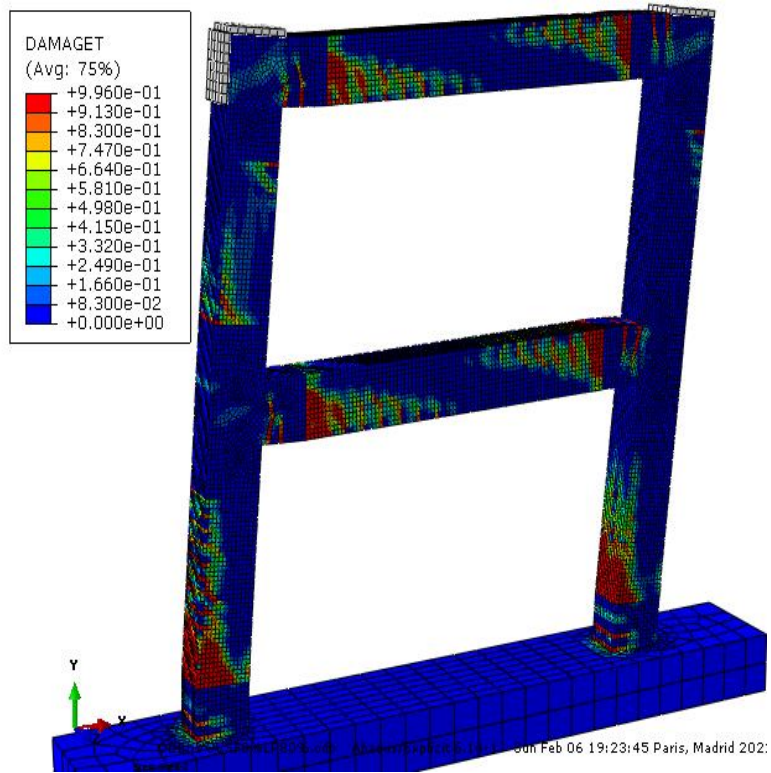


Figure III.20: Etats de contraintes et de l'endommagement pour le BVSF3

Les contraintes dans l'acier sont représentées sur la figure III.21.

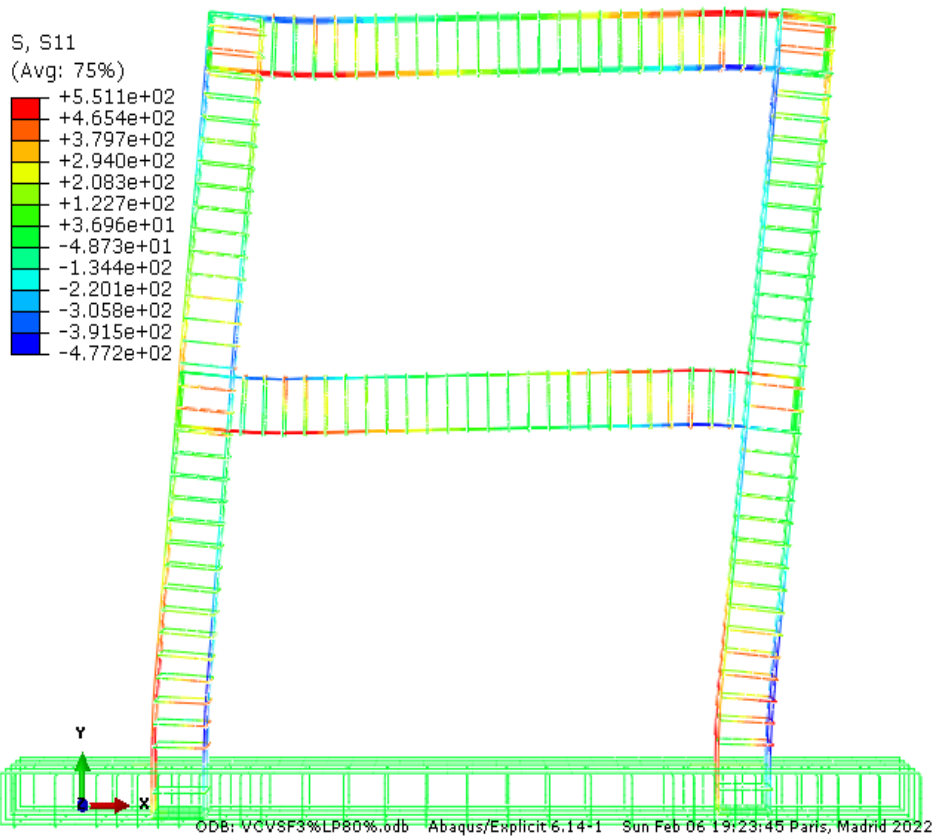


Figure III. 21: Etat de contraintes dans les aciers.

Le résultat de la simulation numérique du portique en BVSF3 est le même que celui du portique en BVSF6. On constate d'une part une stabilisation de la capacité du portique pour une valeur de  $l_r = 48\text{cm}$  soit 120 % de la hauteur de la poutre, et une adaptation du béton de fibre au niveau de la zone de renforcement, d'autre part.

## IIX/Renforcement du portique en béton de fibres BVSF1.5

### IIX.1/Les courbes de capacité.

Les courbes de capacité sont données sur les figures III.22. Les mêmes analyses sont observées dans les courbes de capacités pour les cas du BVSF6 et BVSF3. La différence réside dans les valeurs de capacité qui sont moindres que ceux du BVSF3 et BVSF6.

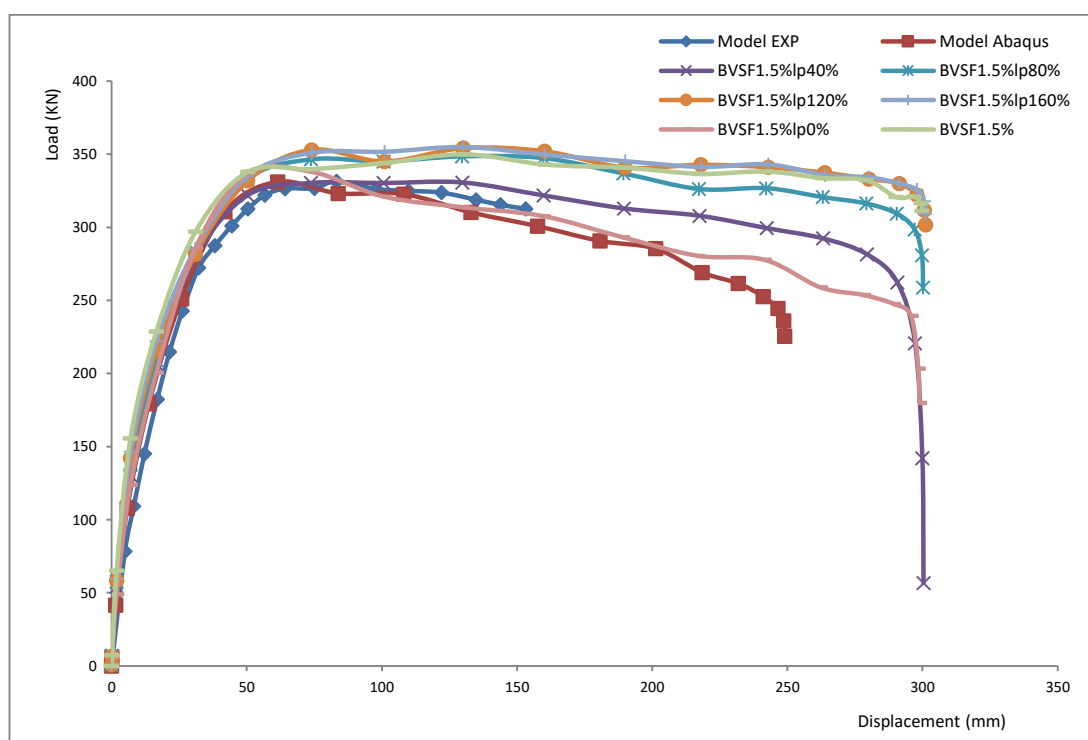


Figure III.22: Courbes de capacité pour les portiques en BTV et BVSF1.5 réalisées avec le code Abaqus

### IIX.2/Les états de contrainte et de l'endommagement du portique

Les états de contrainte et d'endommagement sont représentés sur la figure III.23. Les mêmes observations et analyses sont faites pour les portiques précédents.

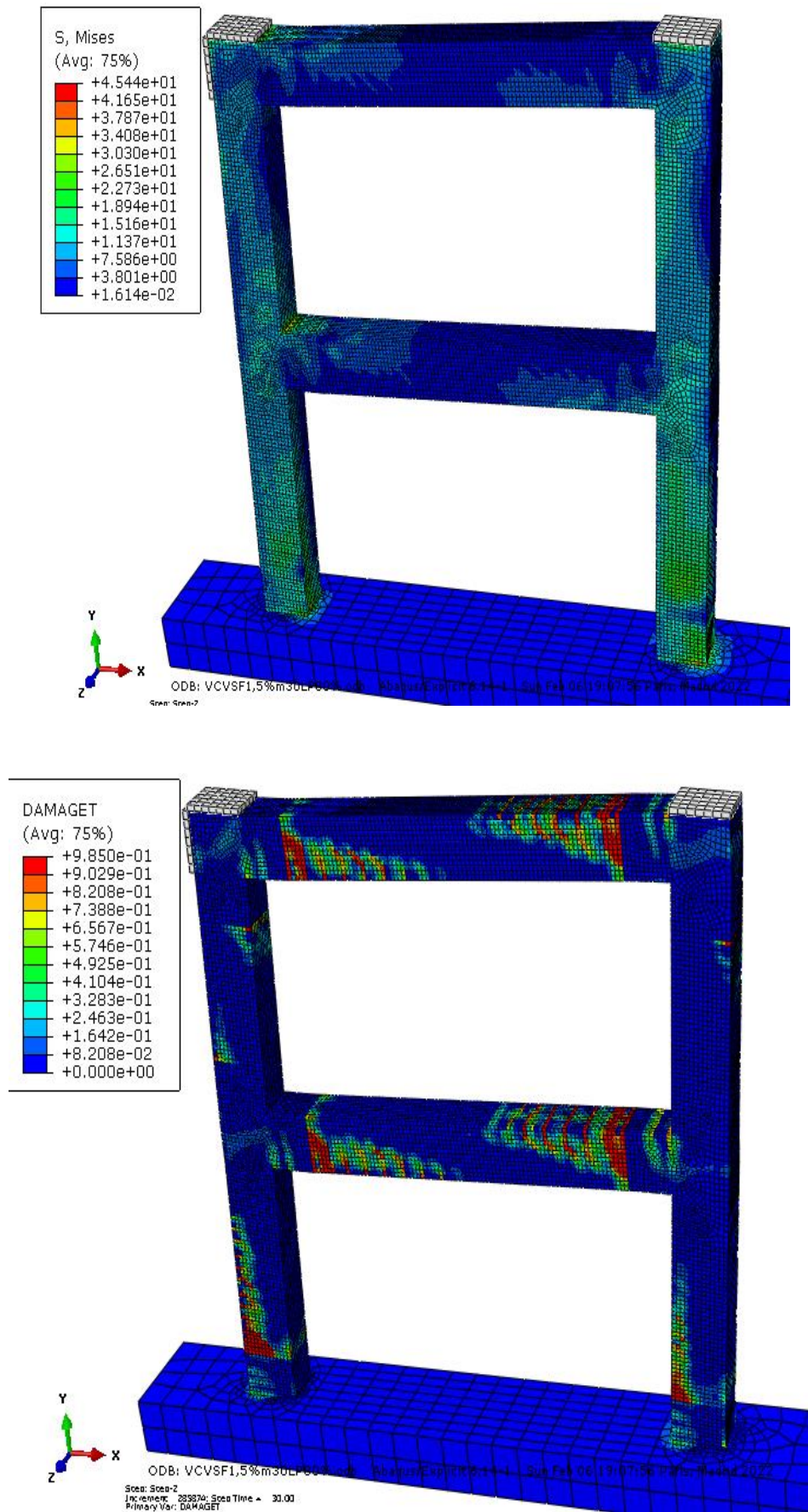


Figure III. 23: etats de contraintes et l'endommagement du portique en BVSF1.5

Les états de contraintes dans les aciers sont donnés sur la figure III.24.

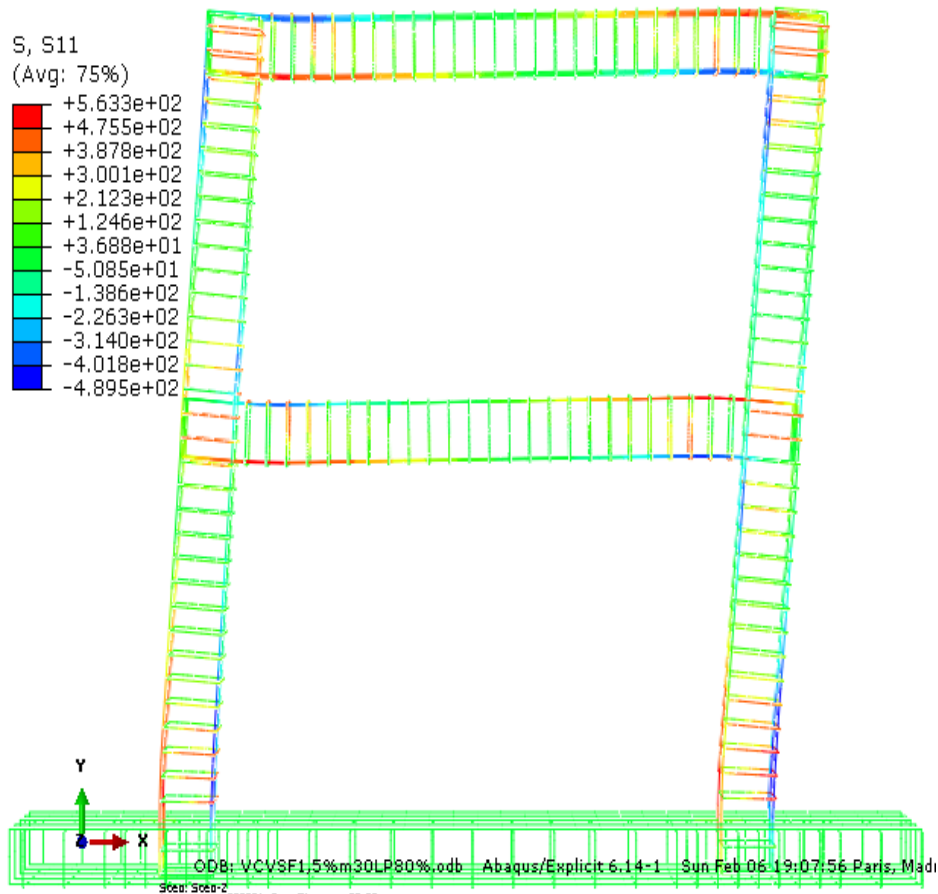


Figure III. 24: états de contrainte dans les aciers pour le portique en BVSF1.5

## IX/ Renforcement du portique en BISF-1

### IX.1/ Les courbes de capacité

Les courbes de capacités sont données sur les figures III.25. Les mêmes observations sont faites que dans les cas du BVSF6 et BVSF3. En effet plus la longueur de renforcement "l<sub>r</sub>" augmente, la capacité du portique augmente jusqu'à la stabilisation de la courbe. Cette stabilisation est observée pour les longueurs de renforcement qui sont égales ou supérieures à 120% de la hauteur de la poutre, soit 48 cm. La réponse du portique à ce stade est proche de la réponse du portique renforcé globalement par le BFM.

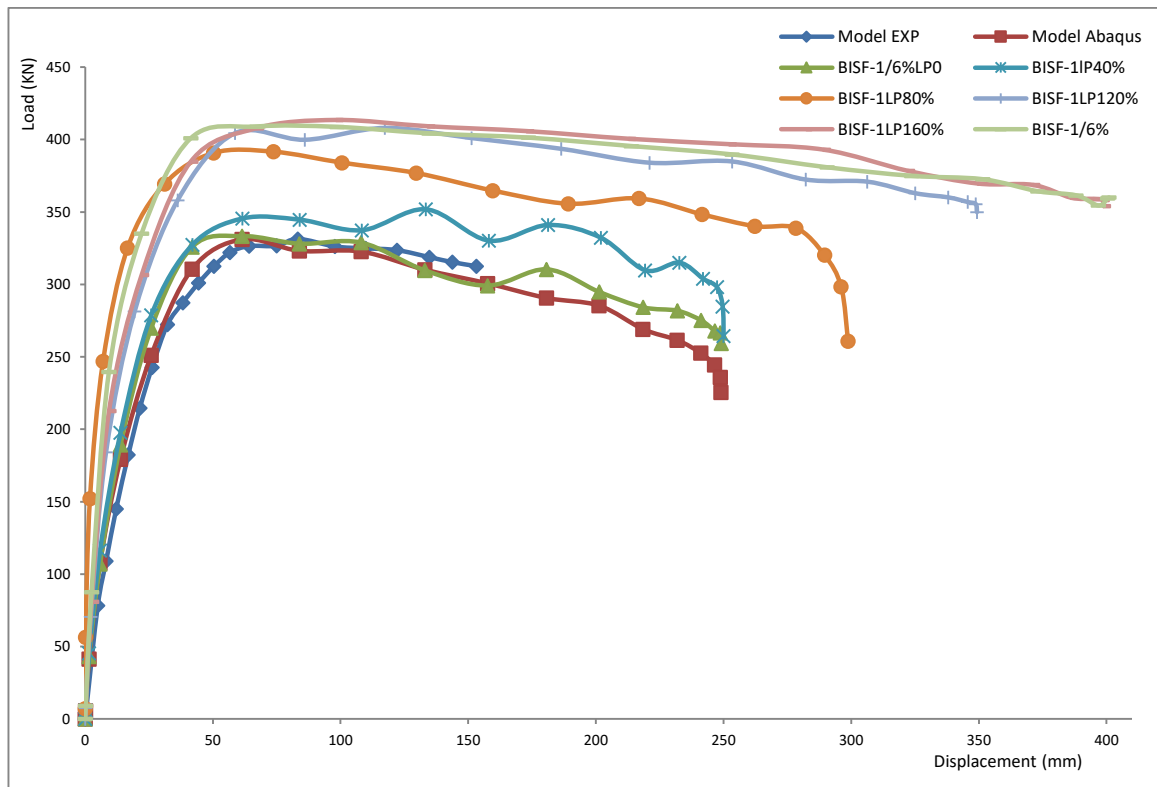


Figure III. 25: Courbes de capacité pour les portiques en BTV et BISF-1.

**IX.2/ Les états de contrainte et de l'endommagement du portique.**

L'état de contrainte et d'endommagement est représenté par la figure III.26. Les mêmes observations sont faites pour les portiques cités ci-dessus sur le plan de comportement. Nous observons que la distribution des contraintes est comme les cas précédent. Elle est uniforme, mais à la différence des légères discontinuités au niveau des poutres.

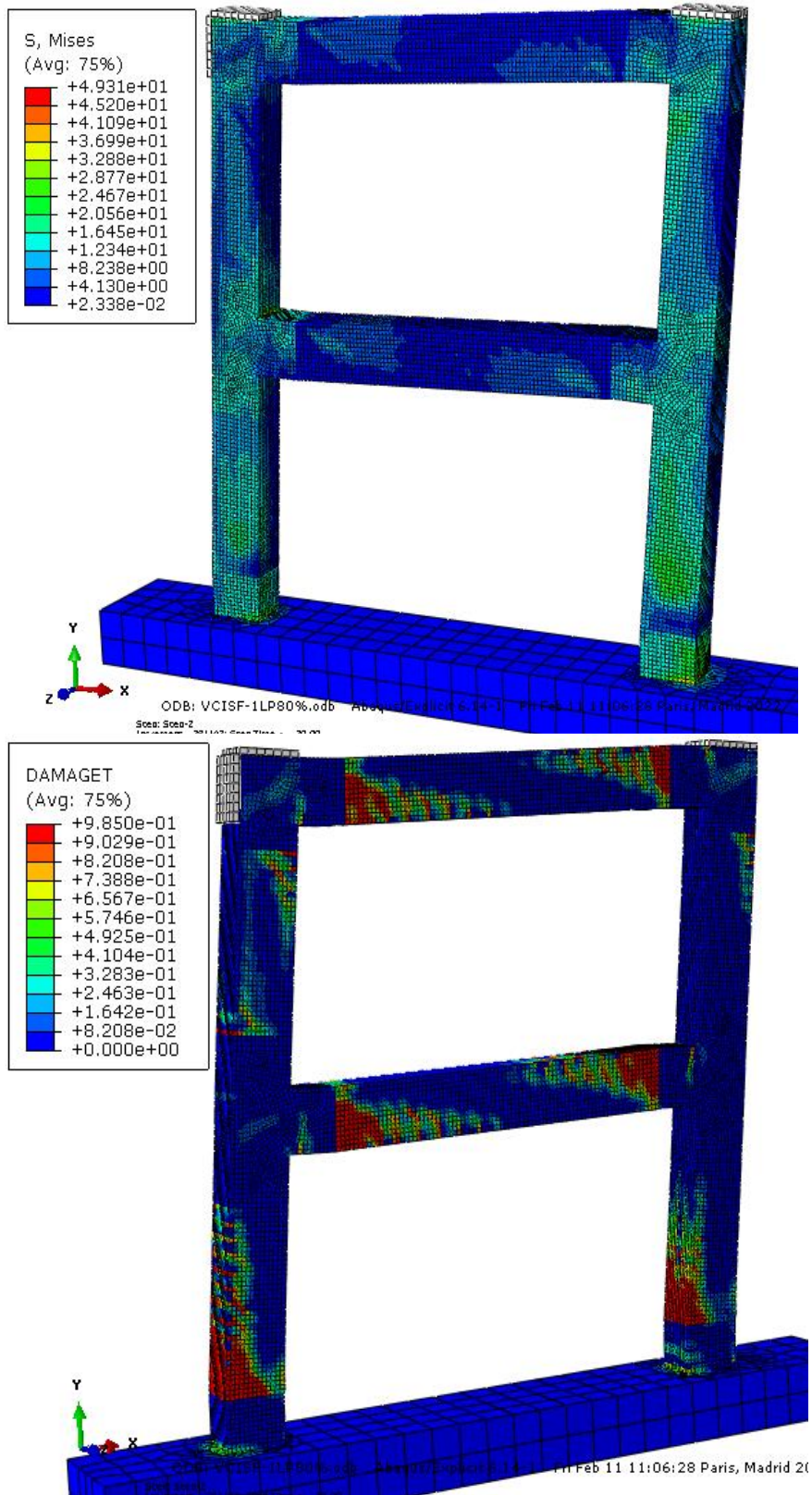


Figure III. 26: états de contraintes et l'endommagement en traction pour le portique en BISF-1

Les états de contraintes dans les aciers sont représentés sur la figure III.27.

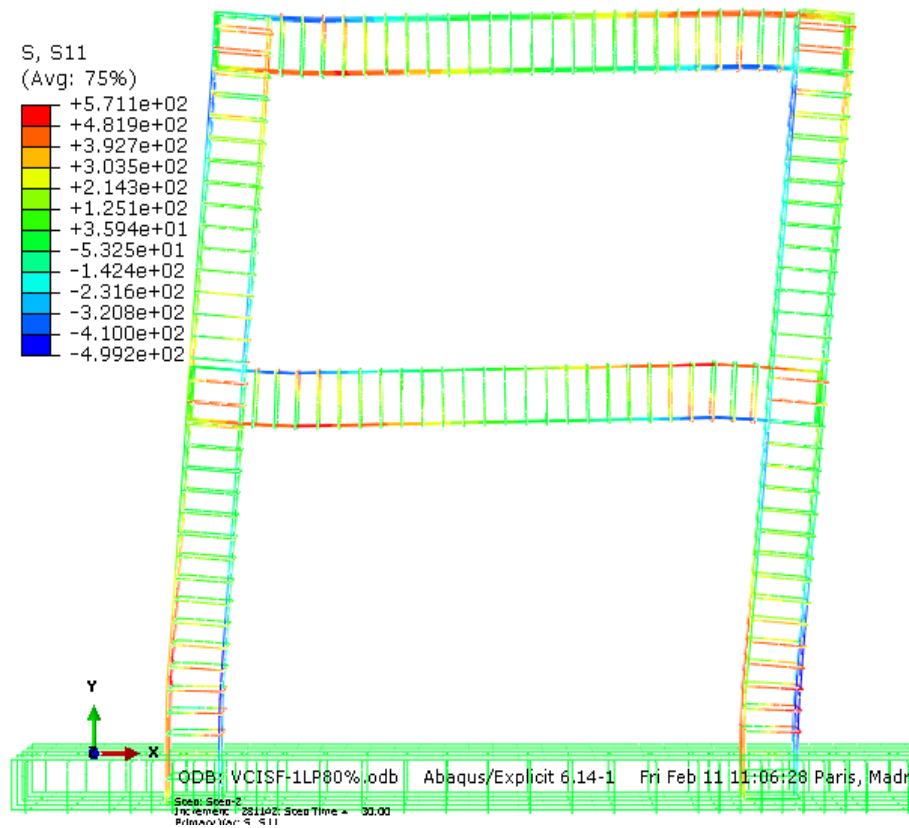


Figure III. 27: Etat de contrainte dans les aciers du portiques en BISF-1

En résumé pour cette étude, nous avons observé que le dosage en fibres métalliques influe sur la réponse sismique des portiques. Plus le dosage augmente et plus on a une amélioration importante de la capacité du béton de fibres. Les fibres de récupération du type VSF avec un dosage de 6% en poids ont la même contribution, sur la capacité du portique, que les fibres industrielles ISF-1 avec le même dosage.

L'analyse du processus de fissuration des portiques cités ci-dessus, montre que le degré de fissuration au niveau de la zone de renforcement est beaucoup moins important que pour le béton ordinaire BTV. L'analyse des schémas d'endommagement montrent que le passage des fissures entre les matériaux BTV et les bétons de fibres, se fait d'une manière brusque c'est à dire il n'y a pas d'uniformité. Par contre sur le plan contrainte, la répartition est uniforme dans le portique.

### X/Etude de l'évolution de la zone de fissuration en fonction des BFM

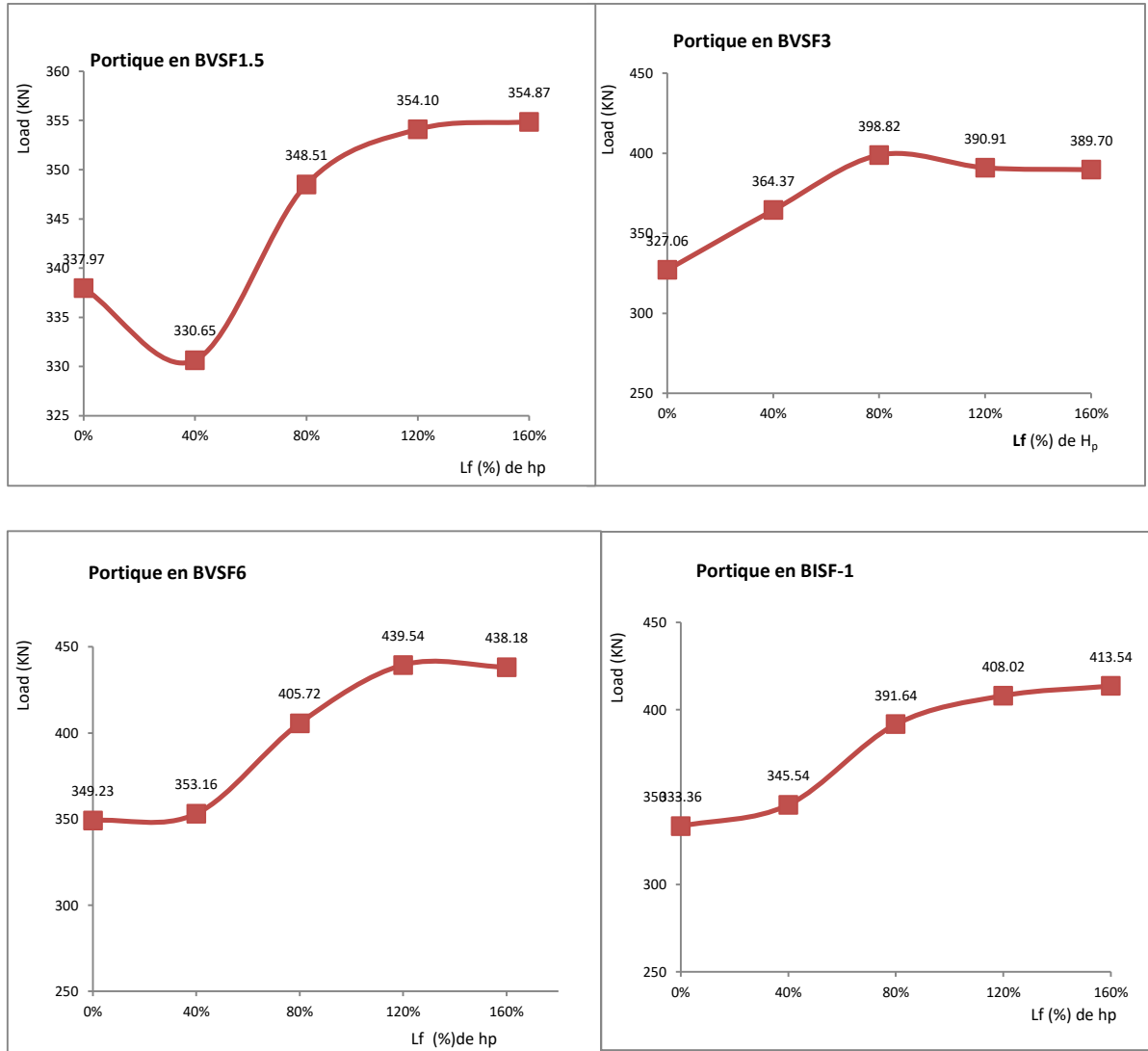
L'étude de la zone de fissuration s'est faite en fonction de deux paramètres:

1. Les courbes de capacité : Analyse des efforts et déplacement
2. les modes de fissuration : Relatif à la longueur de renforcement  $l_r$

L'exploitation des courbes de capacité, nous permet de déterminer la capacité maximale du portique qui correspond aux valeurs maximales de l'effort max avec le déplacement max correspondant.

Les figures III.28 résument la réponse ultime ( effort maximal). des portiques en fonction de la variation de la longueur de renforcement.

D'après les courbes de la figure III.16, la stabilisation de la capacité du portique en terme d'efforts est obtenue pour une valeur de  $l_r = 48$  cm soit 120% de la hauteur de la poutre.



**Figure III. 28: Variation de la résistance des portiques en BFM en fonction de  $l_r$  en termes d'efforts.**

La même analyse est effectuée par rapport aux déplacements ultimes, le résultat est représenté sur la figure III.29. Les calculs montrent une stabilisation des déplacements autour de la longueur de renforcement  $l_r=120\%$  de  $h_p$  soit 48cm.

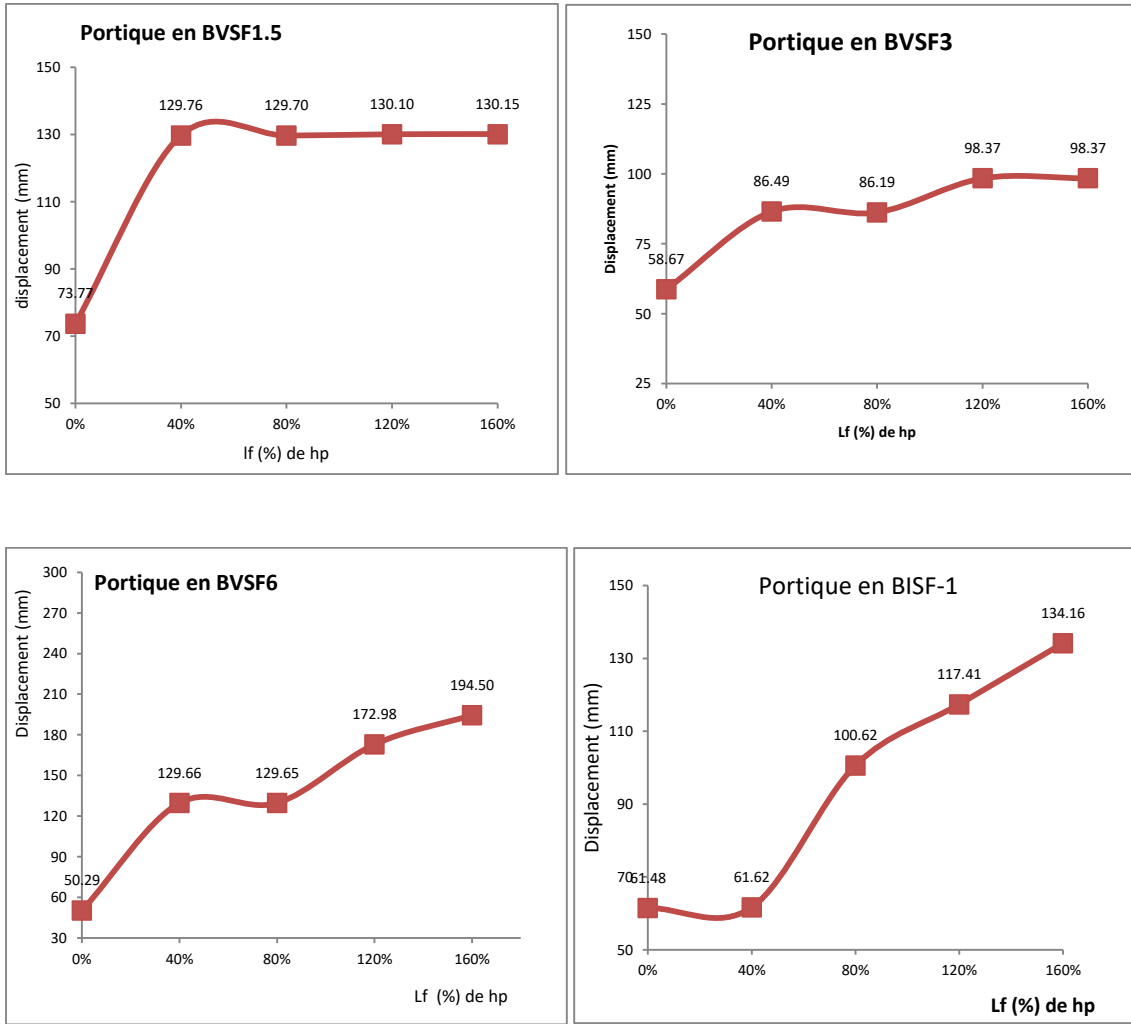


Figure III. 29: Variation de la réponse des portiques en BFM en fonction de Lr en termes de déplacements.

## Conclusion

En conclusion de l'étude du renforcement globale des portiques en (R+1) et (R+2) par le BFM, nous avons observé que l'introduction des fibres de récupération VSF dans le béton de structure, améliore la capacité des portiques en terme d'efforts et de flexibilité ce qui donne un meilleur comportement sismique des portiques. Pour des efforts sismiques modérés, les portiques en béton armé perdent une grande part de leurs capacité, et présentent une rupture assez brutale. Ce phénomène s'explique par le fait que ce béton résiste mal à la traction qui entraîne une limitation en déplacement d'où une faible ductilité. Avec l'introduction des fibres celui ci acquière un bénéfice de déplacement très important de l'ordre de deux à trois fois les déplacements du béton ordinaire sans fibres. Ce bénéfice de déplacement ou de flexibilité permet aux portiques d'avoir une bonne résistance vis à vis des efforts sismiques tout en tenant compte de l'aspect économique, c'est une protection sismique à moindre coût.

Pour le renforcement local des portiques en (R+1) en BFM, les résultats obtenus montre que la connaissance de la longueur de renforcement pour les portiques en béton armé est nécessaire et fondamentale pour mener une opération de réparation ou de renforcement des structures en portiques. Pour les structures étudiées on peut recommander une longueur de renforcement de l'ordre de 120% de la hauteur de la poutre  $h_p$  soit 48cm. Cette valeur permet d'avoir un comportement optimale du portique vis à vis de l'effort sismique.

Cependant, les courbes d'endommagement en traction et les état de contrainte doivent faire objet d'une autre analyse plus poussée, vu que le passage des fissures se fait d'une manière brusque entre les deux béton (BTV et BFM).

## CONCLUSION GENERALE

Dans cette thèse l'effet de la contribution des fibres métalliques (VSF et ISF) dans le béton ordinaire de structure à été simulé par le code Abaqus. Nous avons à montré que l'insertion des fibres métalliques dans le béton armé de structure donne des résultats favorables sur la réponse sismique des portiques autostables. Ces résultats favorables se sont manifestés par un gain important en terme de déplacement et d'effort de résistance qui s'est traduit par un faible endommagement des portiques en BFM.

Les résultats importants de l'étude sont présentés cidessous.

Sur le plan modélisation en élément finis, nous avons identifier les paramètres du modèle CDP du code Abaqus. Cette étude s'est portée sur les éléments de volume de la poutre de Tlemat et du portique de Vecchio. En premier lieu, nous avons procédé a la stabilisation des résultats, par l'étude de la convergence du maillage. Cette étude nous a permet de fixer la taille des éléments finis pour la poutre de Tlemat et le portique de Vecchio. Par la suite nous avons effectuer l'étude de calibrage des courbes de capacité numériques avec celles obtenues expérimentalement. Dans cette étape, nous avons identifié les paramètres matériaux optimaux pour les bétons utilisés (bétons ordinaires et bétons de fibres).

L'introduction des fibres métalliques dans le béton permet de diminuer la fragilité de ce dernier. De ce fait les portiques en BFM réagissent beaucoup mieux que les portiques en béton ordinaire en termes de déplacements et d'efforts. Le déplacement inter-étage des portiques en BVSF6 présente des taux ultimes de l'ordre de 5% - 9% de la hauteur de l'étage qui sont supérieur à la valeur de 3%-1% de la hauteur de l'étage qui sont préconisés par les normes UBC 97 et RPA respectivement. Le risque d'effondrement sismique est faible par rapport au béton ordinaire d'où la probabilité de rupture fragile qui sera faible en particulier pour les BVSF6 et BISF-1. On a observé aussi que malgré l'augmentation d'un étage par rapport au portique (R+1), l'introduction du béton de fibres permet d'augmenter les capacités des portiques (R+2).

L'endommagement des BFM de point de vue densité des fissures et les zones de fissuration des portiques sont beaucoup moins avancé que les portiques en béton ordinaire. Ce qui a rendu les portiques en BFM plus résistants en traction que les autres portiques ordinaires.

Les BFM en fibres VSF avec un pourcentage de 6% ont une réponse sismique plus favorable que les BFM en fibres ISF-1 (pourcentage 6% en poids) d'où nous recommandons leurs utilisations dans les bétons des structures.

En outre, dans le domaine de la réparation des structure en portique autostable, endommagées par les séismes, l'introduction du béton de fibres VSF au niveau des zones nodales, s'avère très intéressant, à condition de bien choisir la longueur de renforcement  $l_r$ . L'intervention au niveau des zones nodales, permet non seulement de réparer la structure mais aussi donner un supplément de résistance et de flexibilité pour le portique, c'est un renforcement de structure. Ceci exige quand même une étude au préalable pour l'estimation de la longueur de renforcement afin d'avoir le résultat escompté.

La récupération des fibres VSF nous permet de diminuer la pollution des déchets liés à l'industrie tout en assurant la protection de l'environnement. Leur utilisation est plus économique que les ISF car elle permet de limiter le gaspillage de l'acier.

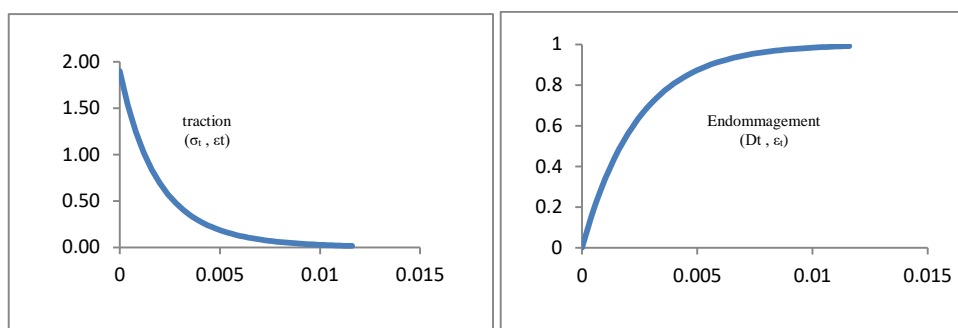
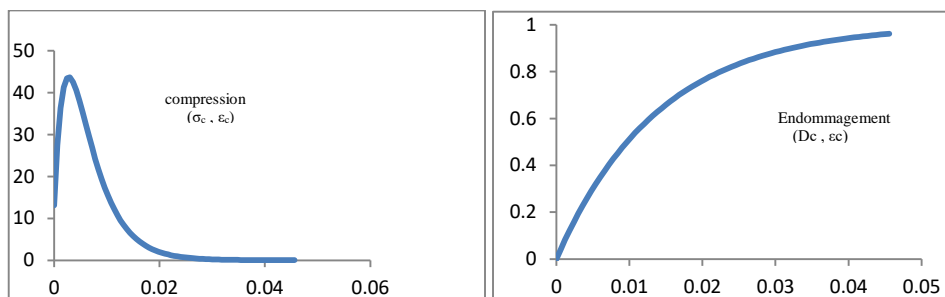
Par conséquent, il y a un besoin urgent de développer des marchés nécessitant des fibres d'acier comme but secondaire. Car l'intérêt des fibres de récupération est double, il y'a un effet de développement de l'industrie de la construction qui reste un possible marché pour les fibres d'acier et l'élimination des sites d'incendie sauvage des pneus qui porte un réel préjudice sur l'environnement.

En finalité de notre étude nous recommandons l'incorporation des fibres VSF dans la composition du béton de structure à condition de veiller à éviter le bouletage des fibres lors du mélange et de la mise en oeuvre. C'est une technique simple, sécuritaire, économique et qui contribue à la protection de l'environnement.

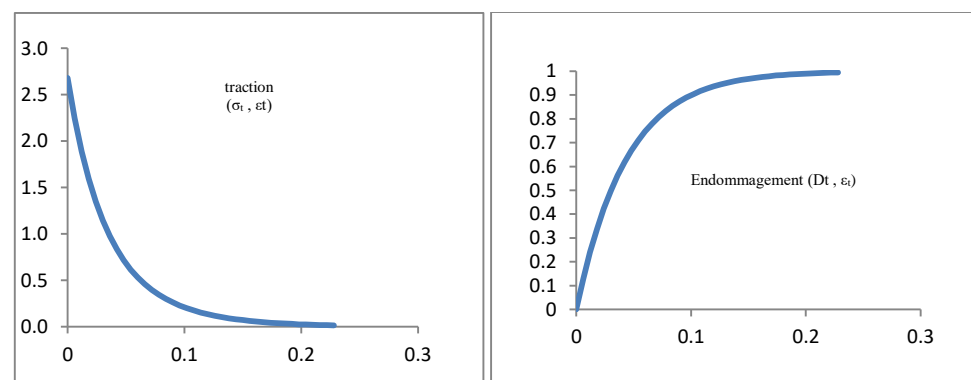
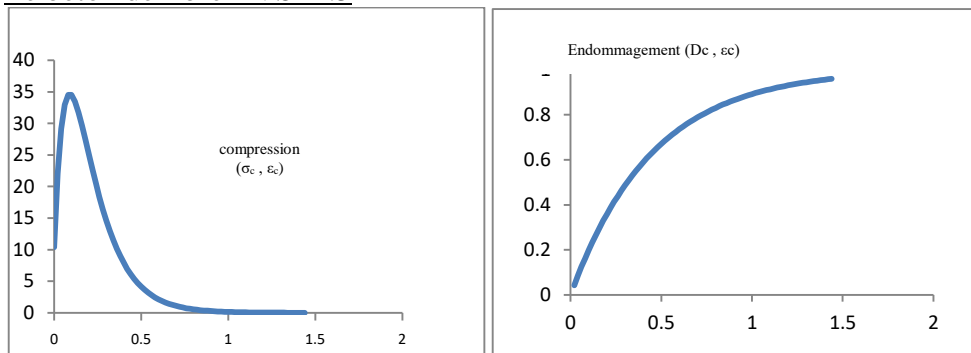
## ANNEXES

**Annexe1** - Les lois de comportement uniaxiales.  
(Les contraintes sont en MPa)

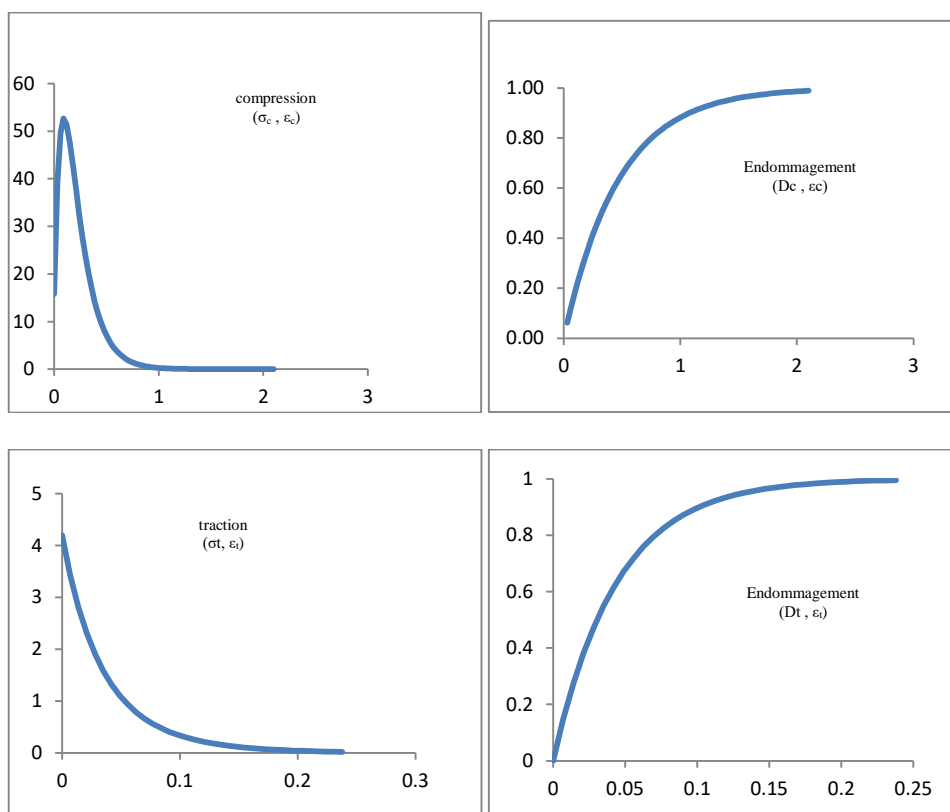
Le béton ordinaire de Tlemat BTT



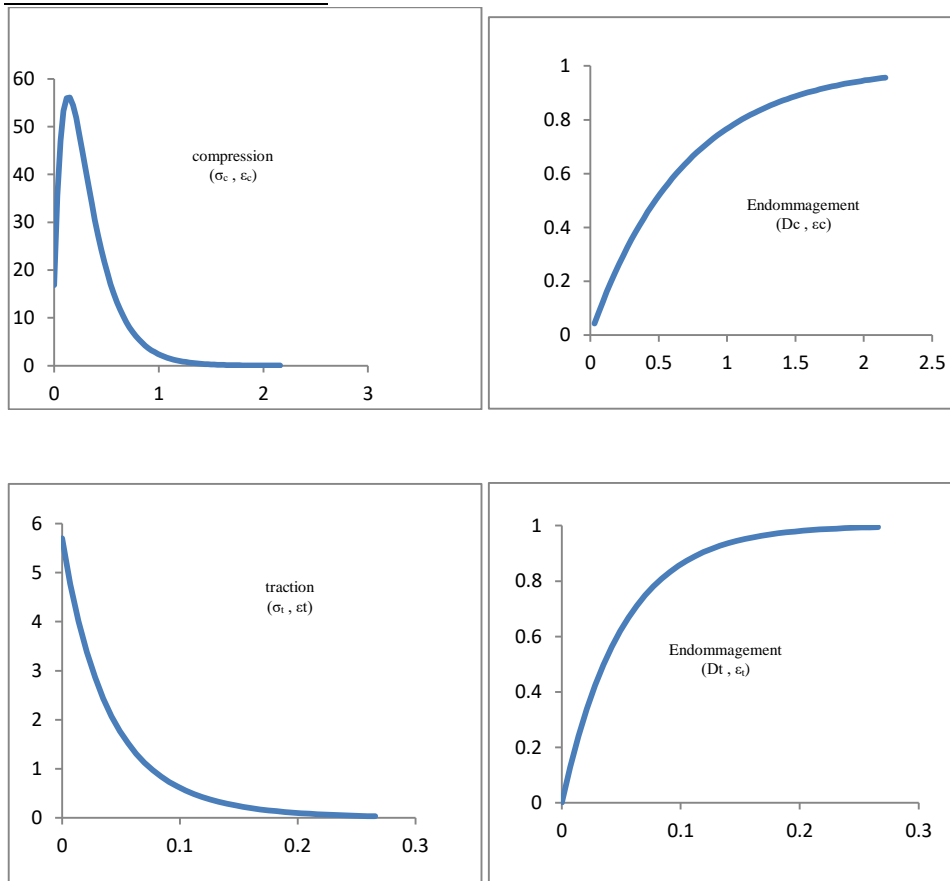
Le béton de fibre BVSF1.5



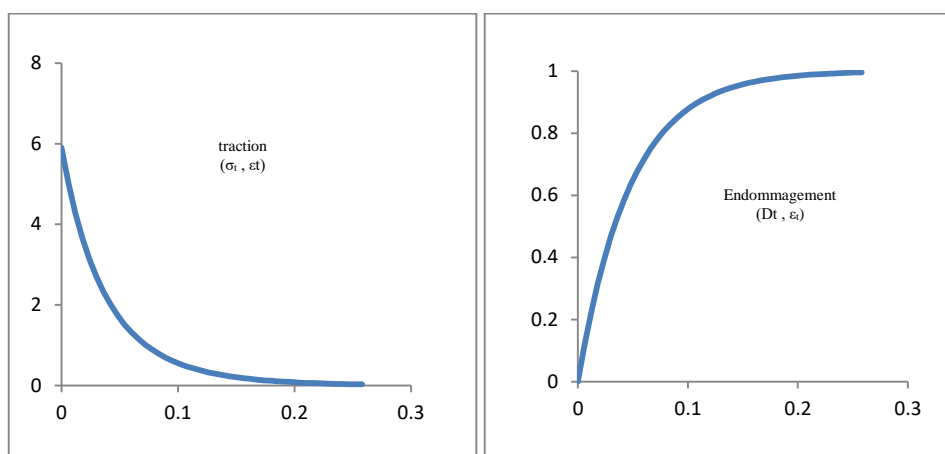
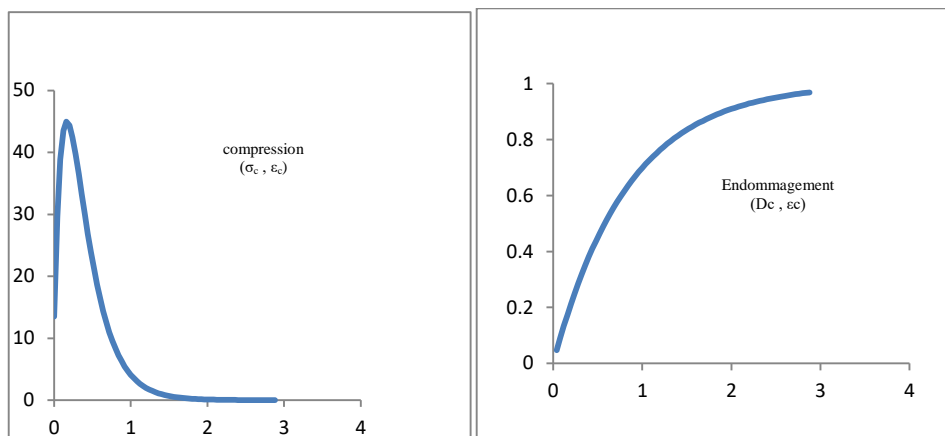
### Le béton de fibre BVSF3



### Le béton de fibre BVSF6

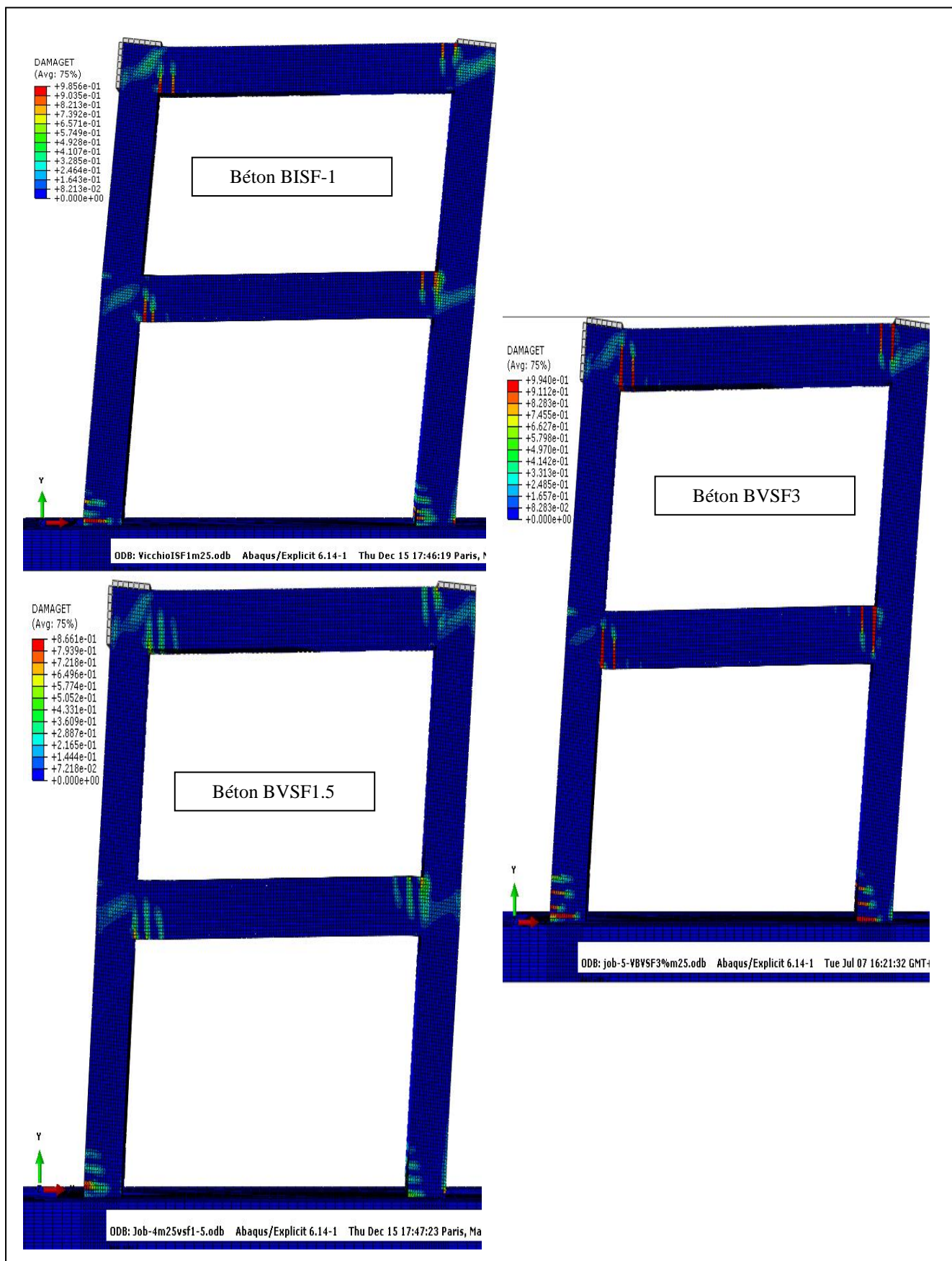


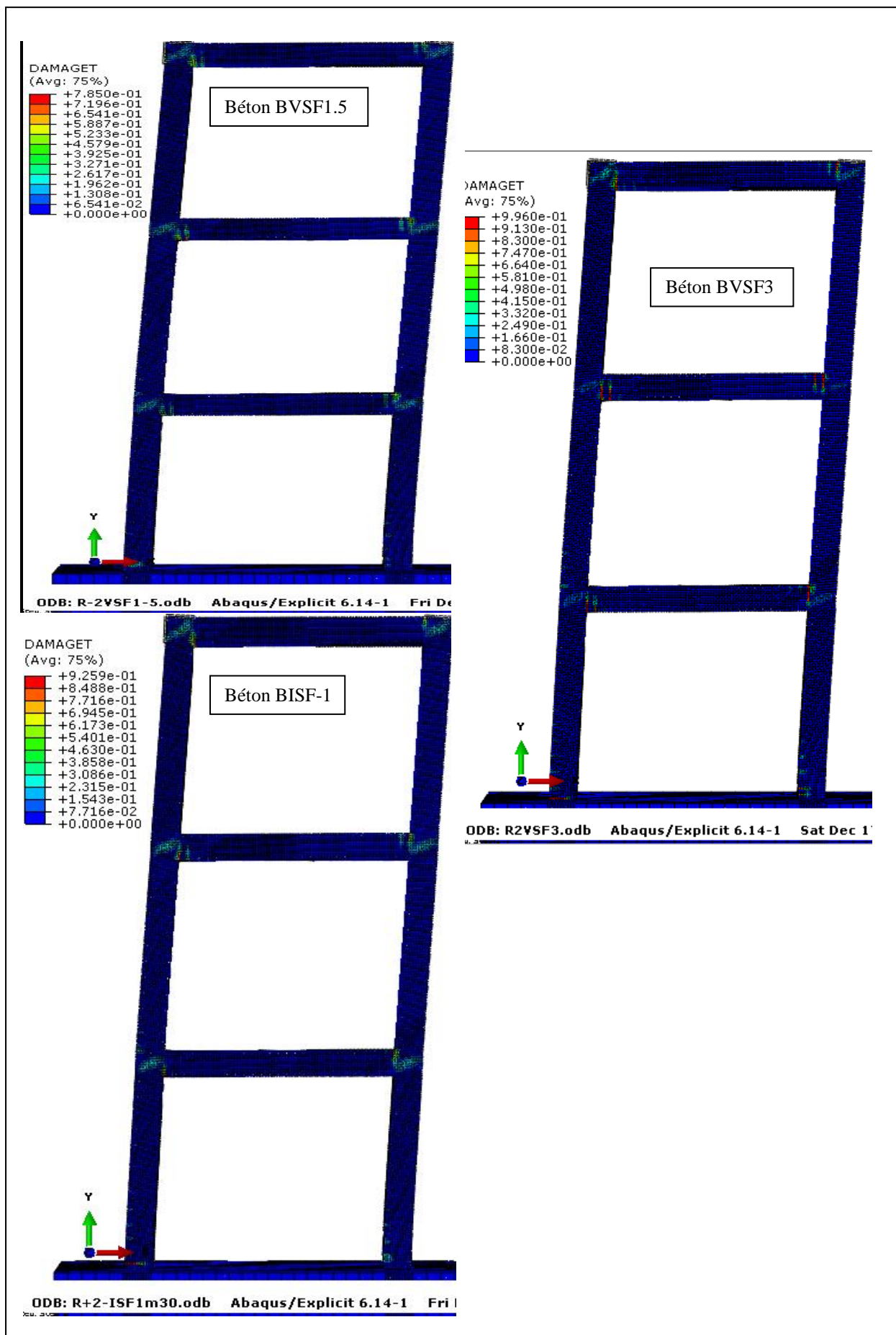
## Le béton de fibre BISF-1



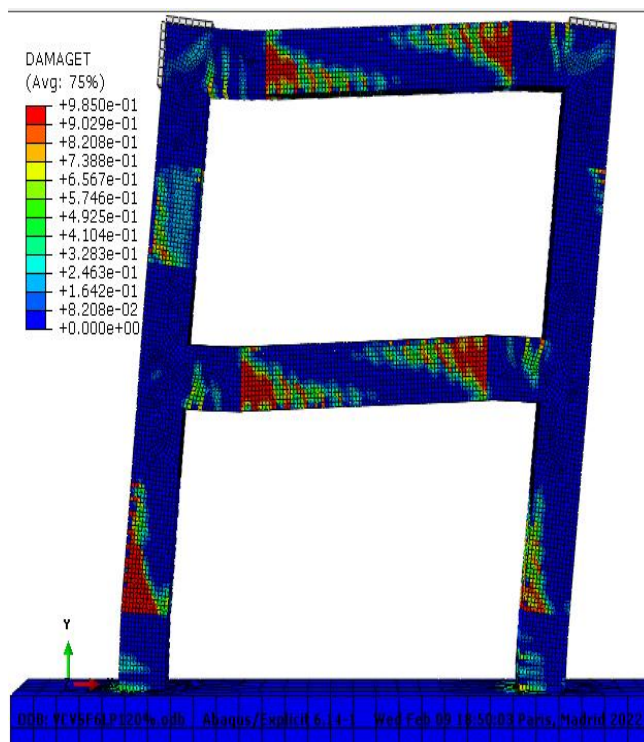
## Annexe 2

Les schémas de fissuration pour les portiques en béton de fibre.



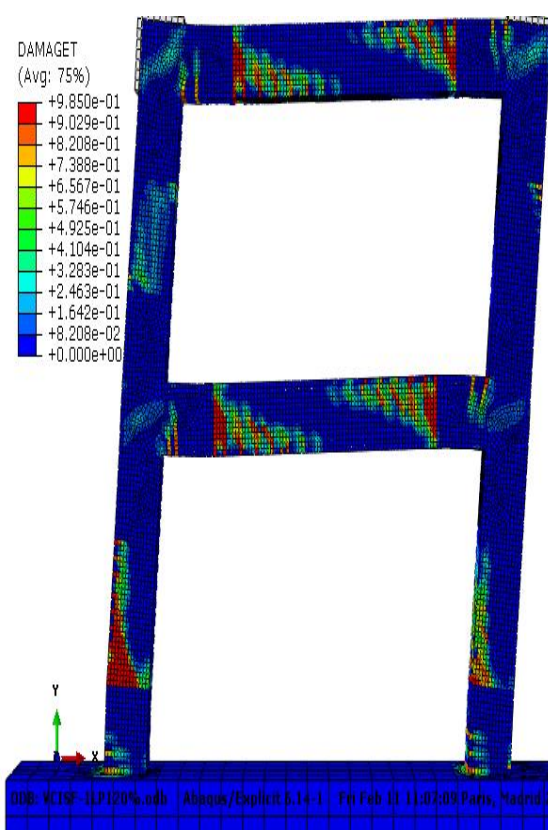
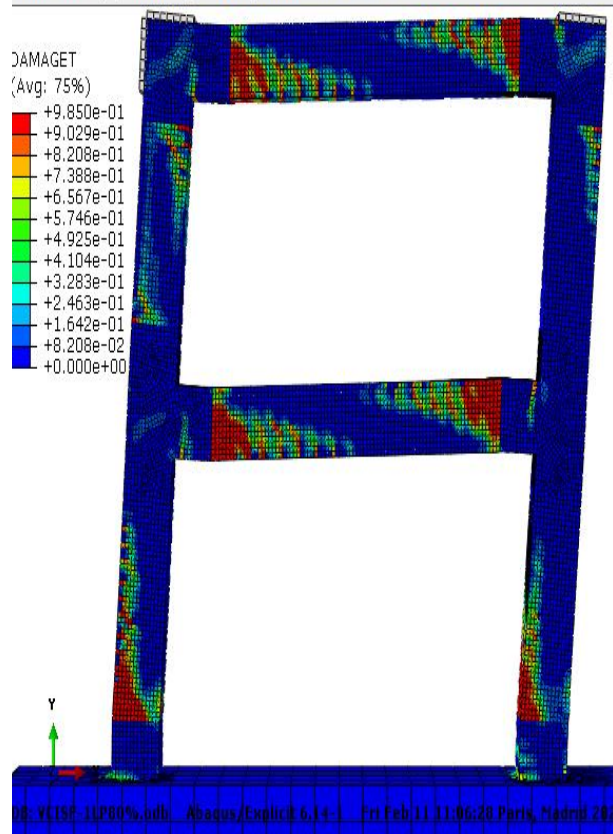


### Béton BVSF6, $l_r=120\%hp$



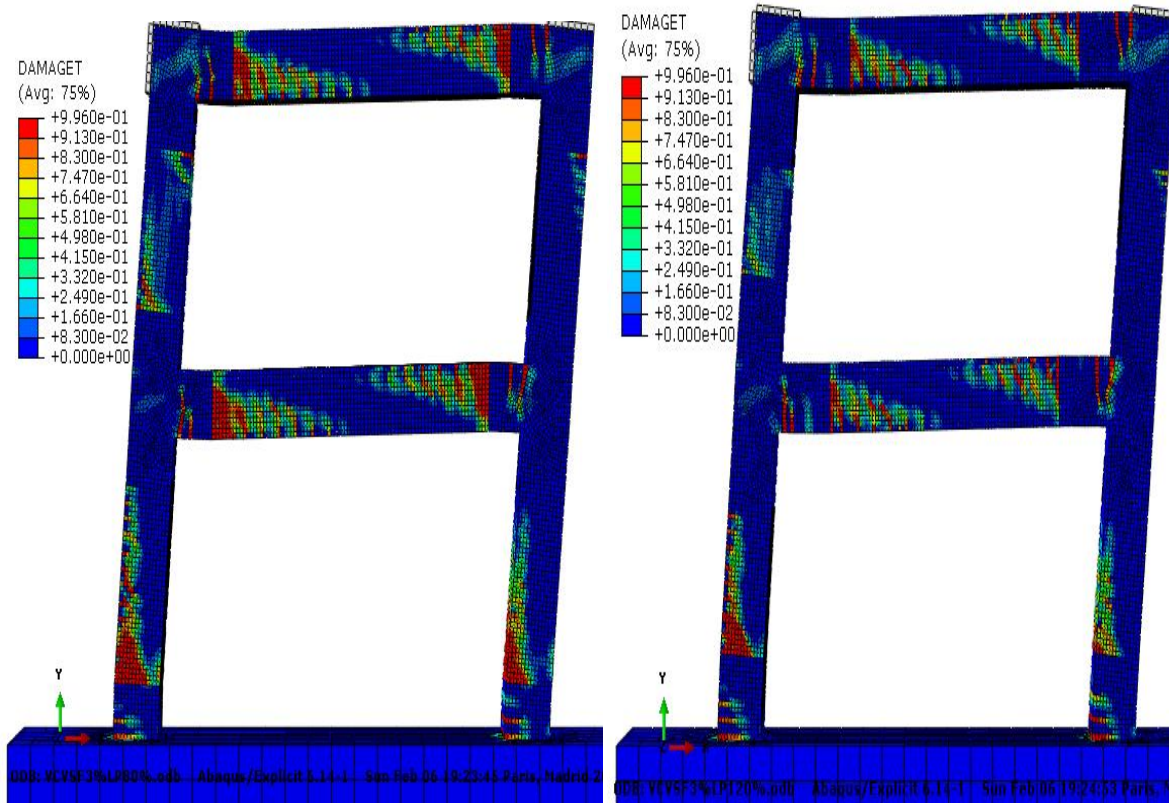
### Béton BISF1, $l_r=80\%hp$ et $120\%hp$

Visualisation | Model | C:/reimp/vlabr-11rou/6.000

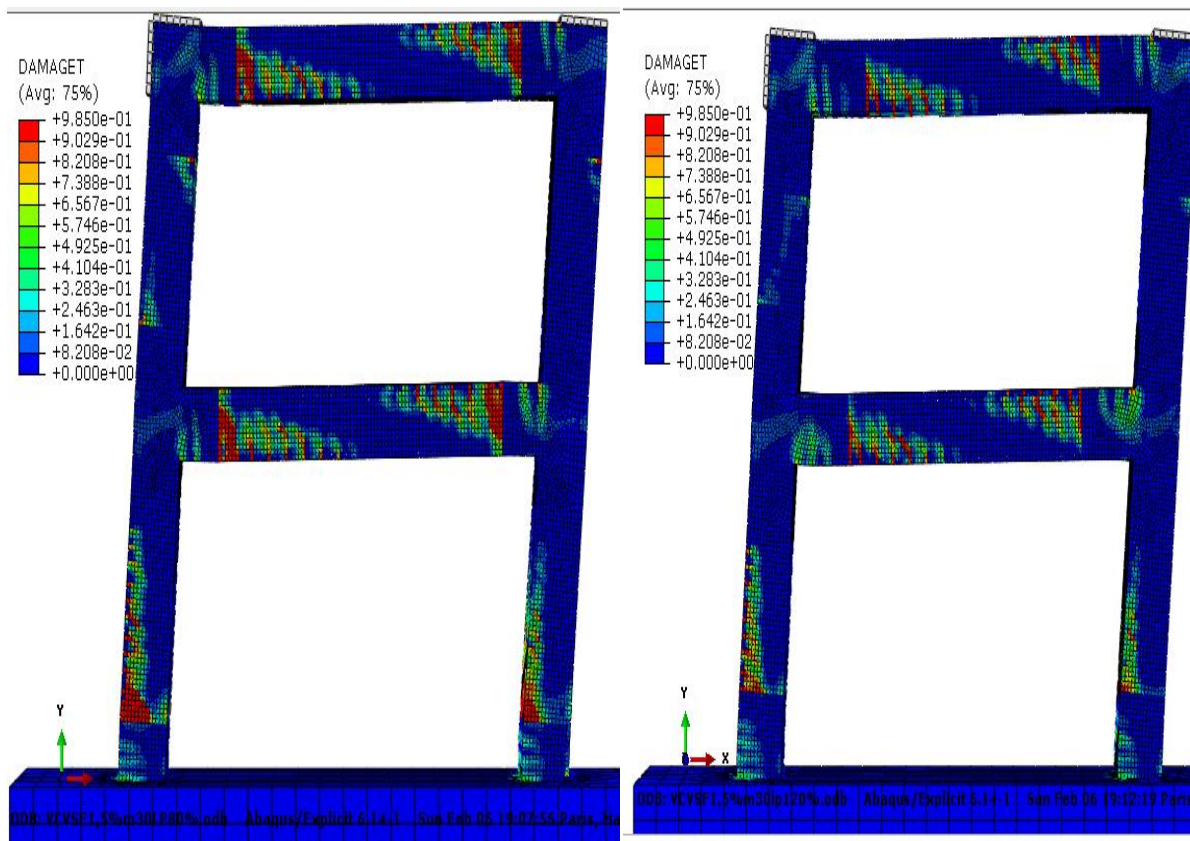


### Annexe3 suite et fin

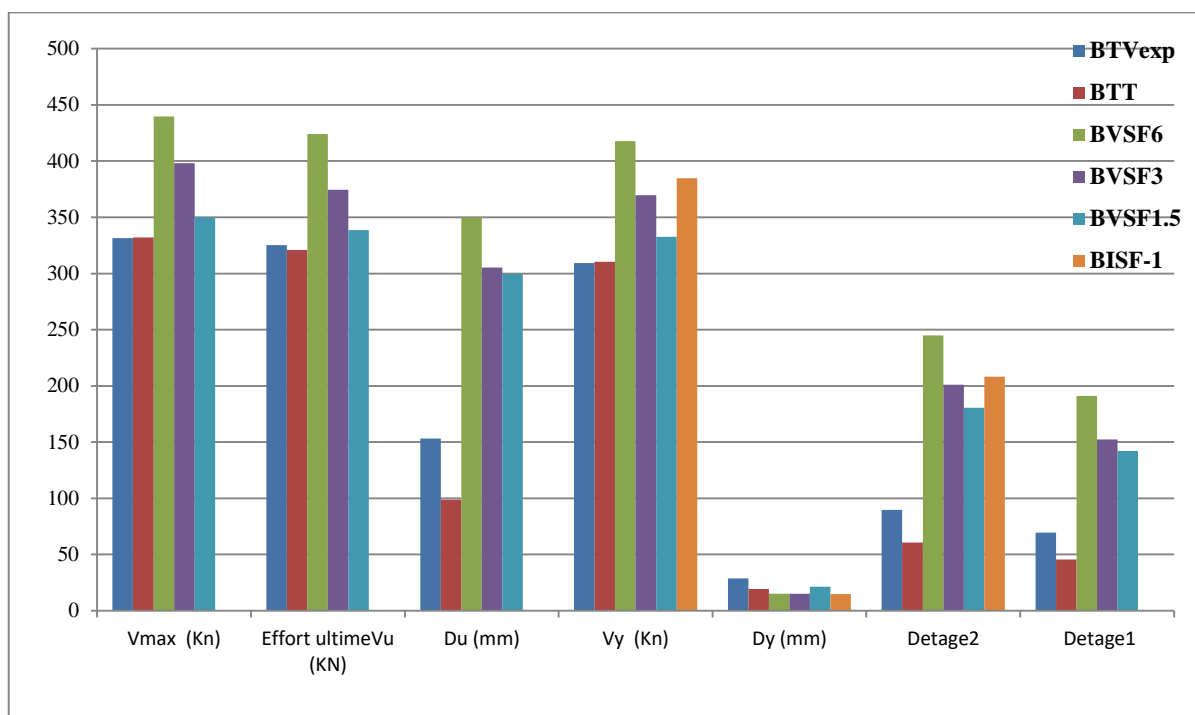
#### Béton BVSF3, lr=80%hp et 120%hp



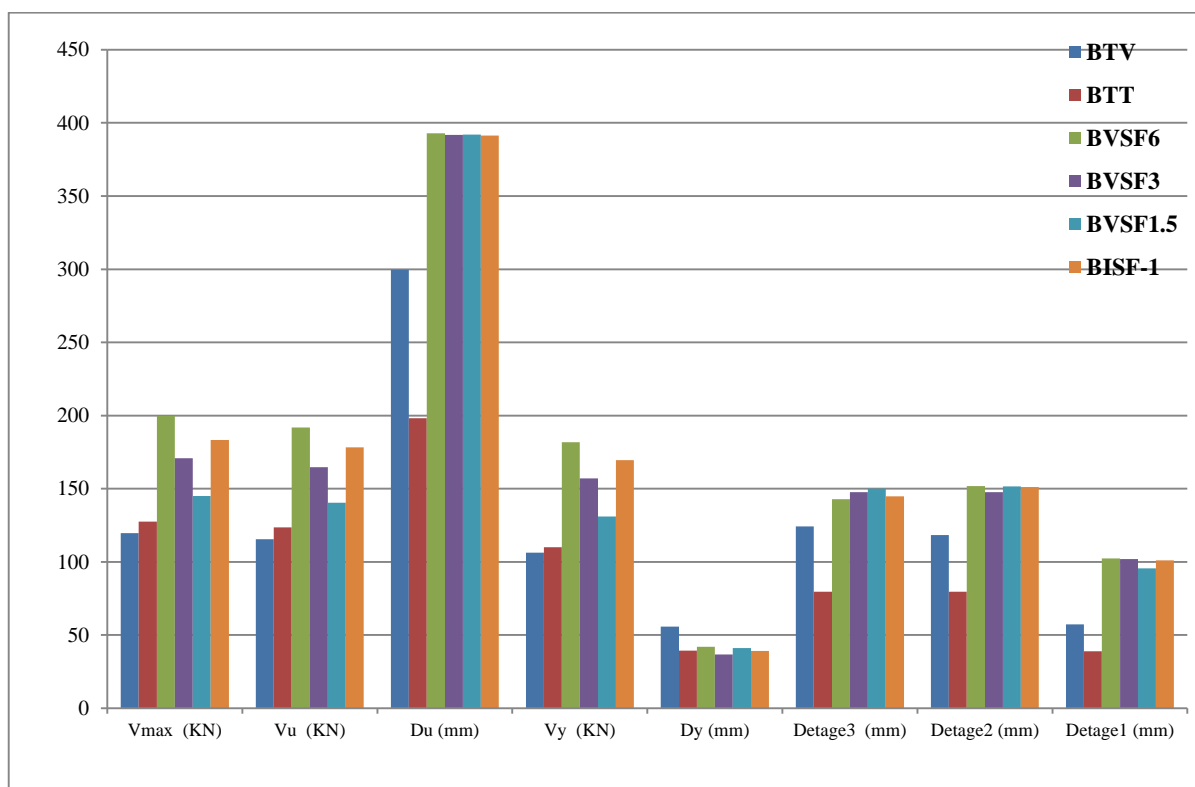
#### Béton BVSF1.5, lr=80%hp et 120%hp



## Annexe 4 (Résultats en histogrammes)



les résultats en termes d'efforts et déplacement selon le code Abaqus pour les portiques (R+1) en forme d'histogramme.



les résultats en termes d'efforts et déplacement selon le code Abaqus pour les portiques (R+2) en forme d'histogramme.

## Bibliographies

- [1] AFPS (2003), Le séisme du 21 Mai 2003 en Algérie, Rapport préliminaire de la mission AFPS (Association française du Génie Parasismique), MEDD/DPPR/SDPRM, Algérie
- [2] AFPS 2013 .diagnostics et renforcement du bâti existant vis-à-vis du séisme.
- [3] Davidovici, V. (Mai 2003), Séisme de Boumerdes, Rapport préliminaire du Ministère de l'Habitat, Algérie.
- [4] Patricia Balandier, Le séisme et les bâtiments Pourquoi il ne suffit pas qu'un bâtiment soit « costaud » pour résister aux séismes. Document d'information à l'usage du constructeur -Direction Départementale de l'Equipement de la Guadeloupe.
- [5] Hota contre Ganga Rao, Narendra Taly, PV Vijay (2006). Reinforced concrete design with FRP composites . Ouvrage.
- [6] Mark J. Masia, Trevor N. Gale, and Nigel G. Shrive (2004). Size effects in axially loaded square-section concrete prisms strengthened using carbon fibre reinforced polymer wrapping. *Can. J. Civ. Eng.* 31: 1–13 (2004).
- [7] Paolo Foraboschi (2012). Shear strength computation of reinforced concrete beams strengthened with composite materials. *Composites: Mechanics, Computations, Applications, An International Journal* 3(3), 227–252 (2012)
- [8] Marco di Prisco, Matteo Colombo, Daniele Dozio (2013) Fibre-reinforced concrete in fib Model Code 2010: principles, models and test validation- *Structural Concrete* 14 (2013), No.4.
- [9] Youcef Mehani, Djilali Benouar, Hakim Bechtoula, Abderrahmane Kibboua (2011). Vulnerability evaluation of the strategic buildings in Algiers (Algeria): a methodology. Springer Science Business Media B.V. 2011. *Nat Hazards* (2011) 59:529–551. DOI 10.1007/s11069-011-9774-z
- [10] L. Decanini, F. Mollaioli, A. Mura (2001) .Equivalent SDOF systems for the estimation of seismic response of multistory frame structures. *Transactions on the Built Environment* vol57, WIT Press, www.witpress.com, ISSN 1743-3509.
- [11] Abderrahmane Kibboua, Mounir Naïli, Djillali Benouar, Fouad Kehila (2015) Fonctions de vulnérabilité analytiques des piles de ponts en béton armé. 9ème Colloque National AFPS 2015 – IFSTTAR.
- [12] G.M. Calvi, M.J.N. Priestley, and M.J. Kowalsky (2008). Displacement-Based Seismic Design of Structures. 3ο Πανελλήνιο Συνέδριο Αντισεισμικής, Μηχανικής & Τεχνικής Σεισμολογίας. 5–7 Νοεμ βρίου.
- [13] Djillali Benouar and Abdelghani Meslem (2007). Seismic risk in existing school buildings in Algeria, *Regional Development Dialogue* V28 (2) 50-63
- [14] Abdelghani Meslem (2014), Estimating Seismic Response based on Nonlinear Dynamic Analysis. Indo-Norwegian Training Programme on Nonlinear Modelling and Seismic Response Evaluation of Structures. December 14-16, Continuing Education Center, IIT Roorkee.
- [15] J. Browning, Y.R.LI, A. Lynn, and J.P. Moehle (2000). Performance Assessment for a Reinforced Concrete Frame Building. *Earthquake Spectra*. V.16, n°3. August.

- [16] Joann P. Browning (2001). Proportioning of earthquake- resistant RC building structures. Associate Member, ASCE. *J. Struct. Eng.* 2001.127:145-151.
- [17] Shigeyuki Akihama, Tatsuo Suenaga and Tadashi Banno (1986) Mechanical properties of carbon fibre reinforced cement composites *The International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, Volume 8, Number I;1986
- [18] Gordon Batson (1976) ‘Steel Fiber Reinforced Concrete’ *Materials Science and Engineering*, 25, 53 – 58.
- [19] G. Ramakrishna, T. Sundararajan (2005) Impact strength of a few natural fibre reinforced cement mortar slabs: a comparative study.
- [20] Lucie Vandewalle, Nemkumar Banthia, György L. Balázs, Andrzej M. Brandt (2001) Test and design methods for steel fibre reinforced concrete Uni-axial tension test for steel fibre reinforced concrete. RILEM TC 162-TDF/ Article in *Materials and Structures* · January 2001
- [21] Gustavo J. Parra-Montesinos, Sean W. Peterfreund, and Shih-Ho Chao (2005). Highly Damage-Tolerant Beam-Column Joints Through Use of High-Performance Fiber- Reinforced Cement Composites. *ACI Structural Journal*/May-June 2005 487.
- [22] Luaay Hussein, Lamy Amleh (2015). Structural behavior of ultra-high performance fiber reinforced concrete-normal strength concrete or high strength concrete composite members. *Construction and Building Materials journal homepage*:
- [23] Thomas Guénet, (2016) Modélisation du comportement des Bétons Fibrés à Ultra-hautes Performances par la micromécanique : effet de l’orientation des fibres à l’échelle de la structure. Thèse de Doctorat en génie civil. cotutelle: Université Laval. Québec, Canada Philosophiæ doctor (Ph.D.) et Université Paris-Est Marne-la-Vallée, France.
- [25] Pascal Casanova (1995) ‘Béton renforcés de fibres métalliques du matériau à la structure. Etude expérimentale et analyse du comportement de poutres soumises à la flexion et à l'effort tranchant’. Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. *Journal of Structural Division ASCE*, Vol. 108(ST4), pp. 929–950.
- [26] Houssam Tlemat (2004). Steel fibers from waste tyres to concrete; testing, modelling and design. A thesis of Doctor of Philosophy in the faculty of Engineering of the University of Sheffield. England.
- [27] Tlemat H., Pilakoutas K. and Neocleous K. (2003), Flexural Toughness of SFRC Made with Fibres Extracted from Tyres. *Recycling and Reuse of Waste Materials, Proceedings of International Symposium on Advances in Waste Management and Recycling*, Dundee, 365-374, Pub. Thomas Telford Ltd, ISBN 0-7277-3252-8.
- [28] Jordon R. Deluce and Frank J. Vecchio (2013). Cracking Behavior of Steel Fiber-Reinforced Concrete. Members Containing Conventional Reinforcement *ACI Structural Journal*/May-June 2013.
- [29] ETRA (2001); Boost for European tyre recycling, European Tyre Recycling Association, published on internet site: [www.tirestyres.com](http://www.tirestyres.com).
- [30] Tlemat K. Pilakoutas K. Neocleous (2006). Stress-strain characteristic of SFRC using recycled fibres. *Materials and Structures* (2006) 39:365–377
- [31] Kezmane, B. Chiaia, O. Kumpyak, V. Maksimov & L. Placidi (2016).

- 3D modelling of reinforced concrete slab with yielding supports subject to impact load. *European Journal of Environmental and Civil Engineering* 1-38.
- [32] Solhmirzaei R., Kodur V.K.R.( 2017). Modeling the response of ultra high performance fiber reinforced concrete beams. 6th International Workshop on Performance, Protection & Strengthening of Structures under Extreme Loading, December 2017, Guangzhou (Canton), China
- [33] J. Lubliner and J. Oliver, S. Oller and E. Onate (1989). A plastic-Damage Model For Concrete. *Int. J.Solids Structures* Vol.25.No.3.pp. 299-326. 1989
- [34] Jeeho Lee et Gregory L. Fenves, Member, ASCE (1998). Plastic-damage model for cyclic loading of engineering mechanics. *Journal of Engineering Mechanics*, Vol. 124, No.8, August, 1998. ©ASCE, ISSN 0733-9399/98/00080892-0900/\$8.00 + \$.50 per page. Paper No. 15055.
- [35] Park R (1989) . Evaluation of ductility os structures and structural assemblages from laboratory testing. *Bulletin of the New Zealand national society for earthquake engineering*, Vol22, N°3, September 1989.
- [36] Mehmet Inel, Hayri Baytan Ozmen (2006). Effects of plastic hinge properties in nonlinear analysis of reinforced concrete buildings. *Engineering Structures* 28 (2006) 1494–1502
- [37] Frank J. Vecchio and Mohamed Basil Emara (1992). Shear Deformations in Reinforced Concrete Frames. *CI Structural Journal*, V. 89, No. I, January-February 1992
- [38] Benyamin Monavari and Ali Massumi (2012). Estimating displacement demand in reinforced concrete frames using some failure criteria. *International Journal of Advanced Structural Engineering* 2012, 4:4. <http://www.advancedstructeng.com/content/4/1/4>.
- [39] Edward L. Wilson Three-Dimensional (2002). *Static and Dynamic Analysis of Structures A Physical Approach With Emphasis on Earthquake Engineering*. Computers and Structures, Inc. Berkeley, California, USA. Third Edition Reprint January.
- [40] Franz-Josef Ulm (2010). Modélisation élastoplastique avec endommagement du béton de structures. Application aux calculs statiques et dynamiques de structures en béton armé et béton précontraint. HAL Id: tel-00529366 <https://pastel.archives-ouvertes.fr/tel-00529366>. Submitted on 25
- [41] Martin Lavictoire (2011) .Comportement en effort tranchant des poutres en béton armé de grandes dimensions renforcées de fibres. Mémoire de maîtrise en sciences appliquées. Spécialité : génie civil. Sherbrooke (Québec), Canada.
- [42] Li V. C., (1992 ). A Simplified Micromechanical Model of Compressive Strength of Fiber- Reinforced Cementitious Composites, *Cement and Concrete Composites*, 14, pp. 131 -141.
- [43] El Dalati R., Berthaud Y., Mesureur B. &Mounajed G., Three dimensional modelling of anchorage subjected to shear loads”. Accepted to publication in *ACI Structural Engineering* on July 1999.
- [44] Herbert, A. and Sawyer, J.R. (1964), Design of concrete frames for two failure stages, *ACI Structural Journal*, SP-12, pp. 405–437.

- [45] Hillerborg A.(1983). Analysis of one single crack Fracture mechanics of concrete. edited by Wittmann F. H. Elsevier Science Publishers B. V. Amsterdam, pp. 223-249,.
- [46] Mattock, A.H. (1964), Rotational capacity of hinging regions in reinforced concrete beams, ACI Structural Journal, SP-12, pp. 143–181.
- [47] J. Mazars, Y. Berthaud, and S. Ramtani, (1990 ).The unilateral behaviour of damaged concrete,” Eng. Fract. Mech., vol. 35, no. 4–5, pp. 629–635,.
- [48] Mehdi Ben Ftima1 and Bruno Massicotte, M.ASCE (2015)  
Utilization of Nonlinear Finite Elements for the Design and Assessment of Large Concrete Structures. I: Calibration and Validation. J. Struct. Eng.2015
- [49] Sébastien Gieu (2014). Ductilité des structures en béton armé en Genie civil. 2012. <dumas-00985264> HAL Id: dumas-00985264. <https://dumas.ccsd.cnrs.fr/dumas-00985264>. Submitted on 29 Apr 2014
- [50] Priestley, M.J.N. and Park, R. (1987), Strength and ductility of concrete bridge columns under seismic loading, ACI Structural Journal, Vol. 84, No 1, pp. 61– 76.
- [51] Rapport de la mission AFPS; Le séisme de Northridge (Los Angeles, Californie) du 17 janvier 1994.
- [52] Paulay, T. and Priestley, M.J.N. (1992), Seismic Design of Reinforced Concrete and Masonry Buildings, John Wiley and Sons, New York.
- [53] Anil K. Chopra, Rakesh K. Goel (1999). Capacity-Demand-Diagram Methods for Estimating Seismic Deformation of Inelastic Structures: SDF Systems. A report on research conducted under grant no. CMS-9812531 from the National Science Foundation: U.S.-Japan Cooperative Research in Urban Earthquake Disaster Mitigation.
- [54] Robin Spence (2014) 'the full-scale Laboratory: the practice of post-Earthquake reconnaissance missions and their contribution to earthquake engineering" A. Ansal (ed.), Perspectives on European Earthquake Engineering and Seismology, Geotechnical, Geological and Earthquake Engineering 34, DOI 10.1007/978-3-319.
- [55] Bae, S. and Bayrak, O. (2008), Plastic hinge length of reinforced concrete columns ACI. Structural Journal, Vol. 105, No 3, pp. 290–300.
- [56] Seghir (2007), Séisme de Boumerdes du 21 Mai 2003, Pathologie de construction et dommages sismiques. Séminaire, Les journées techniques et scientifiques du bâtiment et de la construction, Bejaia, Algérie.
- [57] M. Hamane et Al ' Dommages provoqués par le séisme de boumerdès et recommandations pour la réduction du risque sismique
- [58] Règlement Parasismique Algérien RPA99/version 2003 (2003) : Centre National de Recherche en Génie Parasismique, Algérie.
- [59] A.S. Gebreyohanness, G.C. Clifton & J.W. Butterworth 2012)  
Finite element modeling of non-ductile RC walls
- [60] Baker et al. (1956), Ultimate Load Theory Applied to the Design of Reinforced and Prestressed Concrete Frames, Concrete Publications Ltd., London, UK p. 91.
- [61] Baker, A.L.L. and Amarakone, A.M.N. (1964). Inelastic hyperstatic frame analysis, ACI Structural Journal, SP-12, pp. 85–142.

- [62] Bayrak, O. and Sheikh, S.A. (1998). Confinement reinforcement design considerations for ductile HSC columns, *Journal of Structural Division ASCE*, V. 124, No 9, pp. 999–1010.
- [63] Berry, M.P., Lehman, D.E. and Lowes, L.N. (2008), Lumped-plasticity models for performance simulation of bridge columns, *ACI Structural Journal*, Vol. 105, No3, pp. 270–279.
- [64] Corley, W.G. (1966). Rotational capacity of reinforced concrete beams, *Journal of Structural Division ASCE*. Vol. 92 (ST5), pp. 121–146.
- [65] Mansur M. A., Chin M. S., Wee T. H., (1999). Stress-Strain Relationship of High-Strength Fiber Concrete in Compression, *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, pp 21- 29, USA, February,.
- [66] Park, R., Priestley, M.J.N. and Gill, W.D. (1982), Ductility of square-confined concrete columns, *Journal of Structural Division ASCE*, Vol. 108(ST4), pp. 929–950.
- [67] Doo-Yeol Yoo a , Do-Young Moon (2018); Effect of steel fibers on the flexural behavior of RC beams with very low reinforcement ratios; *Construction and Building Materials* 188 (2018)237–254. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.08.099>
- [68] D. Sfer, I. Carol, R. Gettu, and G. Etse, 2002. “Study of the behavior of concrete under triaxial compression,” *J. Eng. Mech.*, vol. 128, no. 2, pp. 156–163,.
- [69] ATC-40 (1996), Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Report No. SSC 96-01. Redwood City, CA, USA.
- [70] Eurocode 8 (2004), Design for earthquake resistance, part 1: general rules, seismic actions and rules for buildings, European standard EN 1998-1. European Committee for Standardization (CEN), Brussels
- [71] Jacky Mazars, Stéphane Grange (2015). 'Modélisation du fonctionnement des ouvrages en béton armé sous séisme. 9ème Colloque National AFPS-IFSTTAR.
- [72] Y. S. Jenq and S. P. Shah .1985. A fracture toughness criterion for concrete. *Engineering Fracture Mechanics* Vol. 7.1, NO. 5, pp. 1055-1069, .Printed in the U.S.A.
- [73] J.P. Romualdi et G.B. Baston (1963) 'Behavior of reinforced concrete beams with closely spaced reinforcement' *American Concrete Institute ACI*. 60,6,775-790.
- [74] David A. Fanella, Antoin E. Naaman (1985) " Stress-Strain properties of fiber reinforced mortar in compression" *Journal of The American Concrete Institute*, v 82, n 4, Jul-Aug 1985, pp. 475-483.
- [75] P. Casanova and P. Rossi (1997) 'Analysis and design of steel fiber reinforced concrete beams'. *American Concrete Institute, Journal Structurel*. 94,5, 595-602.
- [76] P. Serna Ros (1984), 'étude de la contribution des fibres métalliques à l'amélioration du comportement du béton au cisaillement '. Thèse présentée à l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- [77] Pierre Rossi, (1998). *Les bétons de fibres métalliques*, Presses de l'école nationale des Ponts et Chaussées (ENPC).
- [78] Antoine E. Naaman (2003). Engineered steel fibers with optimal properties for reinforcement of cement composite. *Journal of Advanced Concrete Technology*. One, 3, 241-252.

- [79] Zemei Wu, Caijun Shi, Wen He, Linnei Wu (2016) 'Effect of steel fiber content and shape on mechanical properties of ultra high performance concrete'. Construction and building Materials. 01 V. 103.
- [80] Zhan Zaofa (1991) 'Contribution au dimensionnement des pieux en béton de fibres' thèse de doctorat université d'Orleans.
- [81] Colin D Johnston 2000. Fiber-Reinforced cement and concrete. CRC Press; 1st edition (November 1) Edition: 1st Edition 2000.
- [82] RILEM TC 162-TDF: 'Test and design methods for steel fiber reinforced concrete'- design method Final Recommendation
- [83] Pierre Rossi, J. G. M. Van Mier, François Toutlemonde, Fabrice Lemaou, Claude Boulay (1994) 'Effect of loading rate on the strength of concrete subjected to uniaxial tension'. Materials and Structures, 27, 260-264.
- [84] Renaud De Montaignac De Chauvance (2011), 'Analyse du comportement d'éléments fléchis en béton renforcé de fibres métalliques : du matériau à la structure' doctor (PH.D), Département des Génies Civil, géologiques et des Mines Ecole Polytechnique de Montréal
- [85] Lee, S.-C., Cho, J.-Y., Vecchio, F. J., (2011). Diverse embedment model for steel fiber-reinforced concrete in tension: Model development. ACI Materials Journal, v. 108, p. 516-525.
- [86] Miguel A. Vicente, Dorys C. González & Jesús Mínguez (2014) 'Determination of dominant fibre orientations in fibre-reinforced high strength concrete elements based on computed tomography scans'. Nondestructive Testing and Evaluation, 2014 Vol. 29, No. 2, 164–182, <http://dx.doi.org/10.1080/10589759.2014.914204>.
- [87] Kelly, A. (1966) 'Strong solids'. publié à Oxford par Clarendon Press.
- [88] Hsu L. S., Hsu T. T. C., (1994) Stress-strain behavior of steel-fiber high strength concrete under compression, ACI Materials Journal, Vol. 91, No. 4, pp. 448-457, USA, July-August,.
- [89] Neves R. D., Fernandes de Almeida J. C. O., (2005) 'Compressive behaviour of steel fibre reinforced concrete', FIB Structural Concrete, Vol. 6, No. 1, pp. 1-8,.
- [90] Mangat P. S., Motamedi Azari M., (1984). Influence of steel fibre reinforcement on the fracture behaviour of concrete in compression, The International journal of Cement Composites and Lightweight Concrete, Vol. 6, No. 4, pp. 219-232, November.
- [91] König G., Kützing L.,(1998).Use of fibre cocktails to increase ductility of high-performance concrete, International Symposium on High-Performance and Reactive Powder Concrete, Sherbrooke '98, Organised by Universite de Sherbrooke, Edited by P.- C. Aitcin and Y. Delagrave, Vol. 1, pp. 99-111, Sherbrooke, Canada, August.
- [92] Taerwe L., Van Gysel A., (1996) 'Influence of steel fibers on design stress-strain curve for high-strength concrete', ASCE Journal of Engineering Mechanics, Vol. 122, pp. 695-704, USA.
- [93] D. Otter, A.E. Naaman (1986). Steel fiber reinforced concrete under static and cyclic compression loading. 3<sup>eme</sup> symposium international. SHEFFIELD.

- [94] Nielsen C. V. (1995), Ultra high strength steel fibre reinforced concrete. Part I : Basic strength properties of Compressit matrix. Part II : Structural applications of Compressit, Technical. University of Denmark, Serie R, No. 323
- [95] Behloul M., (1996) ‘Analyse et modélisation du comportement d’un matériau à matrice cimentaire fibrée à ultra hautes performances, E.N.S. Cachan, doctoral thesis, 182 p., Cachan, France.
- [96] H. Nakagawa, S. Akihama, T. Suenaga, Y. Taniguchi and K. Yoda (1993); Fiber reinforced concrete: developments and applications to buildings. *Advanced Composite Materials*,3(8), 123-131.  
<https://doi.org/10.1163/156855193X00124>.
- [97] Khanlou, G. A. Mac Rae, A. N. Scott, S. J. Hicks and G. C. Clifton. (2012). Shear Performance of Steel Fibre -Reinforced Concrete. Australasian Structural Engineering Conference, Perth, Australia, July 11-13th, p. 8
- [98] M. Terrien,(1980) “Emission acoustique et‘ comportement mécanique post-critique’ d’un béton sollicité en traction,” *Bull Liaison Lab Ponts Chauss*, no. 105, p 65-72  
Issue Number: 105- ISSN: 0458-5860, <http://worldcat.org/issn/04585860>.
- [99] Xiliang Ning ,Yining Ding , Fasheng Zhang , Yulin Zhang 2015.  
Experimental study and prediction model for flexural behavior of reinforced SCC beam containing steel fibers. *Construction and Building Materials* 93 p 644-653.  
<http://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.06.024>
- [100] S. Ramtani, (1990), “Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral,” Paris 6,.
- [101] B. Gérard, (1996). Contribution des couplages mécanique-chimie-transfert dans la tenue à long terme des ouvrages de stockage de déchets radioactifs. Thèse de doctorat en Génie civil. Canada.
- [102] Karsan, I.D., Jirsa, J.O., (1969). Behaviour of concrete under compressive loadings. *Journal of Structure Division. ASCE*, 95(12), 2535–2563.
- [103] Van Geel,(1998). Concrete behaviour in multiaxial compression: experimental research. Phd. Thesis 1, 169 pages, Technische Universiteit Eindhoven, Faculteit Bouwkunde,.
- [104] W. H. J. Kaufmann (1998), “Strength and deformations of structural concrete subjected to in- plane shear and normal forces,” PhD Thesis. Swiss Federal Institute of Technology Zurich.
- [105] Hillerborg, Arne (1985). Influence of beam size on concrete fracture energy determined according to a draft. RILEM recommendation: report to RILEM TC50-FMC Division des matériaux de construction, LTH, Université de Lund, 1985. 15 p. (Rapport TVBM; Vol. 3021)
- [106] M. Markovič, M. Saje, I. Planinc, and S. Bratina,2012“On strain softening in finite element analysis of RC planar frames subjected to fire,” *Eng. Struct.*, vol. 45, pp. 349–361,
- [107] Z. P. Bažant and G. Pijaudier-Cabot, (1989) “Measurement of characteristic length of nonlocal continuum,” *J. Eng. Mech.*, vol. 115, no. 4, pp. 755–767,.

- [108] Z. P. Bažant and M. T. Kazemi,(1991) “Size dependence of concrete fracture energy determined by RILEM work-of-fracture method,” *Int. J. Fract.*, vol. 51, no. 2, pp. 121–138 .
- [109] X. H. Guo and R. I. Gilbert, (2000)“The effect of specimen size on the fracture energy and softening function of concrete,” *Mater. Struct.*, vol. 33, no. 5, pp. 309–316,.
- [110] Eleni Tsangouri , Francisco A. Gilabertb , Dimitrios G. Aggelisa , Nele De Beliec , Danny Van Hemelrijcka (2017). Concrete Fracture Energy Increase by Embedding Capsules with Healing Ability: The Effect of Capsules Nature. 2nd International RILEM/COST Conference on Early Age Cracking and Serviceability in Cement-based Materials and Structures - EAC2 12–14 September 2017, ULB-VUB, Brussels, Belgium.
- [111] A. Fernández - Canteli, L. Castañón, B. Nieto, M. Lozano T. Holušová, S. Seitl (2014) Determining fracture energy parameters of concrete from the modified compact tension test *Fratturaed Integrità Strutturale*, 30 (2014) 383-393;
- [112] CEB-FIP Model Code 1990, “Design Code,” Com. Euro-Int. Béton Thomas Telford Lond., 1993.
- [113] J. G. Rots,(1988). Computational modeling of concrete fracture, Thèse Dr. Univ. Delft Pays- Bas,.
- [114] P. H. Feenstra, (1993) “Computational aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete,” PhD thesis, Delft University of Technology 1993.
- [115] P. Maturana, J. Planas, and M. Elices, 1990“Evolution of fracture behaviour of saturated concrete in the low temperature range,” *Eng. Fract. Mech.*, vol. 35, no. 4–5, pp. 827–834.
- [116] H. Cifuentes, M. Alcalde, and F. Medina, (2013 ).Measuring the Size-Independent Fracture Energy of Concrete,” *Strain*, vol. 49, no. 1, pp. 54–59,.
- [117] D. C. Jansen and S. P. Shah (1997). Effect of length on compressive strain softening of concrete. *J. Eng. Mech.*, vol. 123, no. 1, pp. 25–35.
- [118] J.A.O. Barros , J.A. Figueiras (2001). Model for the analysis of steel @bre reinforced concrete slabs on grade. *Computers and Structures* 79 97-106. [www.elsevier.com/locate/compstruc](http://www.elsevier.com/locate/compstruc)
- [119] J. A. O. Barros, J. Sena Cruz (2001). Fracture Energy of Steel Fiber-Reinforced Concrete. *Mechanics of Composite Materials and Structures*, 8:29–45. Copyright C 2001 Taylor & Francis. 1075-9417 /01 \$12.00 + .00.
- [120] S.-K. Lee, Y.-C. 2004. Song, and S.-H. Han, “Biaxial behavior of plain concrete of nuclear containment building,” *Nucl. Eng. Des.*, vol. 227, no. 2, pp. 143–153,.
- [121] H. Kupfer, H. K. Hilsdorf, and H. Rusch,(1969). Behavior of concrete under biaxial stresses in *Journal Proceedings*, , vol. 66, pp. 656–666.
- [122] H. B. Kupfer and K. H. Gerstle,(1973) Behavior of concrete under biaxial stresses,” *J. Eng. Mech. Div.*, vol. 99, no. 4, pp. 853–866,.
- [123] J. G. M. Van Mier, (1984).Strain-softening of concrete under multiaxial loading conditions, *Tech. Hogesch. Eindh.*, pp. 32–39,.
- [124] J. G. van Mier, “Framework for a generalized four-stage fracture model of cement-based materials,” *Eng. Fract. Mech.*, vol. 75, no. 18, pp. 5072–5086, 2008.

- [125] Chi, Yin, Min Yu, Le Huang, and Lihua Xu. 2017. Finite Element Modeling of Steel-Polypropylene Hybrid Fiber Reinforced Concrete Using Modified Concrete Damaged Plasticity. *Engineering Structures* 148 (October): 23–35.  
<https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.06.039>.
- [126] I. Imran and S. J. Pantazopoulou, (1996 ). Experimental study of plain concrete under triaxial stress, *ACI Mater. J.-Am. Concr. Inst.*, vol. 93, no. 6, pp. 589–601,.
- [127] Drücker et Prager (2009) , Loi de comportement à double critère Drücker-Prager pour la fissuration et la compression du béton. Code-Aster: P 1/57 clé R7.01.03.
- [128] M. M. Attard and S. Setunge, 1996. “Stress-strain relationship of confined and unconfined concrete,” *Mater. J.*, vol. 93, no. 5, pp. 432–442,.
- [129] P. Jamet, A. Millard, and G. Nahas, 1984 “Triaxial behaviour of a micro-concrete complete stress-strain curves for confining pressures ranging from 0 to 100 MPa,” *CEA Centre d’Etudes Nucleaires de Saclay, Materials Science (B2440)*, réf 16009791, INIS volume 16, INIS Issue 3.
- [130] L. Jason, A. Huerta, G. Pijaudier-Cabot, and S. Ghavamian, (2006) . An elastic plastic damage formulation for concrete: Application to elementary tests and comparison with an isotropic damage model,” *Comput. Methods Appl. Mech. Eng.*, vol. 195, no. 52, pp. 7077–7092,
- [131] Fafitis, A., and Shah, S. P (1985). Predictions of ultimate behavior of confined concrete columns subjected to large deformations. *ACI J.*, 82(4), pp.423-433,
- [132] Sheikh, S.A., Shah, D.V. and Houry, S.S. (1994), Confinement of high-strength concrete columns, *ACI Structural Journal*, Vol. 91, No 1, pp. 100–111.
- [133] Sheikh, S.A. and Houry, S.S. (1993), Confined concrete columns with stubs, *ACI Structural Journal*, Vol. 90 No 4, pp. 414–431.
- [134] Lemaitre J. et Chaboche J.L. (1985, 1988), *Mécanique des matériaux solides*, Ouvrage, éd. Dunod, Paris, 2e édition 1988,
- [135] S. Oller, E. Onate, J. Oliver, and J. Lubliner, 1990 “Finite element nonlinear analysis of concrete structures using a ‘plastic-damage model,’” *Eng. Fract. Mech.*, vol. 35, no. 1–3, pp. 219–231.
- [136] T. Tysmans, M. Wozniak, O. Remy, J. Vantomme, (2015)  
Finite element modelling of the biaxial behavior of high-performance fibre-reinforced cement composites (HPFRCC) using Concrete Damaged Plasticity, *Finite Elem. Anal. Des.* 100 (2015) 47–53.
- [137] M. Singh , A.H. Sheikh, M.S. Mohamed Ali, P. Visintin, M.C. Griffith (2017)  
Experimental and numerical study of the flexural behaviour of ultra-high performance fibre reinforced concrete beams  
*Construction and Building Materials* 138 (2017) 12–25
- [138] Balamurugan A. Gopal · Farzad Hejazi · Milad Hafezolghorani · Voo Yen Lei (2019). Numerical analysis and experimental testing of ultra-high performance fibre reinforced concrete keyed dry and epoxy joints in precast segmental bridge girders *International Journal of Advanced Structural Engineering* 11:463–472
- [139] Xuân-Huy Nguyen , Jacky Mazars & Panagiotis Kotronis (2006) 'Modélisation simplifiée 3D du comportement dynamique de structures en béton armé. *Revue*

- Européenne de Génie Civil, Ed. Lavoisier, 10 (3), 361-374.  
ff10.1080/17747120.2006.9692833ff.ffhal-01007076f.
- [140] Aikaterini S. Genikomsou, Maria Anna Polak (2015)  
Finite element analysis of punching shear of concrete slabs using damaged plasticity model in ABAQUS Engineering Structures 98 (2015) 38–48
- [141] Aikaterini S. Genikomsou and Maria A. Polak (2016)  
Damaged plasticity modelling of concrete in finite element analysis of reinforced concrete slabs. 9th International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures
- [142] Jianwei Zhang ,Ruxing Cai , Chen Li, Xiao Liu (2020)  
Seismic behavior of high-strength concrete columns reinforced with high strength steel bars. Engineering Structures 218 (2020) 110861.
- [143] ABAQUS, Version 6.14 documentation, Providence (RI): Dassault systems simulia corp, 2014.
- [144] ABAQUS Theory Manual/ SIMULIA.
- [145] Mazars J., Bazant Z. P. (1989)“Cracking and Damage”, Elsevier,. Ref. 74
- [146] Mazars J., Pijaudier-Cabot G. "Continuum damage theory – Application to concrete", J. of Engrg. Mech., 115(2), 345-365, 1989.ams, Journal of Structural Division ASCE, Vol. 93(ST2), pp. 519–522.
- [147] Pankaj, P. 2010. Real Structural Behavior and Its Analysis - Material Non linearity. Lecture Note.
- [148] Jankowiak, Tomasz, and Tomasz Lodygowski.( 2005). “Identification of Parameters of Concrete Damage Plasticity Constitutive Model.” Foundations of Civil and Environmental Engineering 6 (1): 53–69.
- [149] Tan-Trung Bui, Ali Limam, Wendpanga-Serge- Auguste Nana, Emmanuel Ferrier, Marion Bost & Quoc-Bao Bui (2017),  
Evaluation of one-way shear behaviour of reinforced concrete slabs: experimental and numerical analysis. European Journal of Environmental and Civil Engineering. ISSN: 1964-8189 (Print) 2116-7214 (Online) Journal homepage: <http://www.tandfonline.com/loi/tece20>.
- [150] Ngo, D. and Scordelis, A.C., (1967). Finite element analysis of reinforced concrete beams. Journal of ACI, 64(3), 152-163.  
steel fibre reinforced concrete’, FIB Structural Concrete, Vol. 6, No. 1, pp. 1-8,.
- [151] Rabczuk, T., Akkermann, J. and Eibl, J., (2005). A numerical model for reinforced concrete structures. Int. J. of Solids and Struct., 42(5-6), 1327-1354.
- [152] Phuvoravan, K. and Sotelino E. D., (2005). Nonlinear Finite Element for Reinforced Concrete Slabs. J.Struct. Engrg., 131(4), 643-649
- [153] Júnior, F. S. and Venturini, W. S., (2007). Damage modelling of reinforced concrete beams. Advances in Engineering Software, 38(8-9), 538-546.
- [154] Kwak, H. G. and Filippou F. C., (1997). Nonlinear FE Analysis of R/C Structures Under Monotonic Loads. Computers & Structures, 65(1), 1-16.
- [155] Hillerborg A., Modeer M. & Petersson P.G.(1976). Analysis of crack formation and crack growth in means by fracture mechanics and finite elements. Ciment and concrete research, Vol. 6, pp. 773-786,.

- [156] P. Bazant and B.H. Oh (1983). Crack band theory for fracture of concrete. *Materials and structures* 16; 155-177.
- [157] Nechnech Wahid., (2000). 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.
- [158] Farid Benbou Djema. (2002). Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations biaxiales. Application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires. thèse en Matériaux. Université de Marne la Vallée, Français.
- [159] S. P. Shah and Shuaib H. Ahmad. 1985. Structural Properties of High Strength Concrete and its Implications for Precast Prestressed Concrete. *PCI JOURNAL*, November- December 07118-3\_1.
- [160] L. M. Kutt, A. B. Pifko, J. A. Nardiello, and J. M. Papazian, "Slow-dynamic finite element simulation of manufacturing processes," *Comput. Struct.*, vol. 66, no. 1, pp. 1–17, 1998.
- [161] J. Kim, Y.-H. Kang, H.-H. Choi, S.-M. Hwang, and B.-S. Kang, (2002). Comparison of Implicit and Explicit Finite-Element Methods for the Hydroforming Process of an Automobile Lower Arm. *Int J Adv Manuf Technol*, vol. 20, pp. 407–413,.
- [162] Tlemat, H., Pilakoutas, K., Neocleous, K. (2006) . Modelling of SFRC using inverse finite element analysis, *Materials and Structures*, 39 (286), pp. 221-233
- [163] ASTM 311-94 (1994). Specification for chemical admixture for fly ash. American Society for Testing and Materials, ASTM annual book of standards 1.05, Philadelphia. USA.
- [164] UBC 97 (1997), International Conference of Building Officials, Whittier, California
- [165] G. Panagopoulos et A.J. Kappos (2011) Le programme Bilin V0.76.
- [166] Nekmouche Aghiles (2019); Évaluation des dommages plastiques des structures élancées sous sollicitations sismiques. These de doctorat Université de Bougie.
- [167] Ali Massumi , Abbas Ali Tasnimi and Murat Saatcioglu (2004). Prediction of seismic over strength in concrete moment resisting frames using incremental static and dynamic analyses. 13th World Conference on Earthquake Engineering. Vancouver, B.C., Canada August 1-6, 2004 Paper No. 2826.