



REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTRE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR
ET DE LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMARI DE TIZI -OUZOU
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire

EN VUE DE L'OBTENTION DU DIPLOME DE MASTER RECHERCHE
SPECIALITE : STRUCTURES

Thème :

*Etude d'un voile renforcé avec des
barres en diagonales externes par
(ABAQUS)*

Travail réalisé par :

M^r: AMMOURI MOKRANE.

Promoteur:

D^r: M. HAMIZI.

Promotion: 2009-2010

Mes remerciements vont tout particulièrement à mon promoteur, Dr HAMIZI Mohand, Maître de conférences A à l'U.M.M.T.O pour l'intérêt qu'il a apporté à ce travail, pour les critiques et les conseils hautement fructueux. Qu'il trouve, dans cette étude l'expression sincère et concrète de ma gratitude.

Mes remerciements vont ensuite à Mr BOUKAIS Said, maître assistant chargé de cours à l'UMMTO, pour le temps précieux qu'il a consacré à m'orienter, la confiance et le soutien qu'il m'a accordé tout au long de cette étude et pour sa sollicitude particulière à mon égard.

Je remercie également les membres du jury, qui m'ont fait l'honneur de m'écouter et d'apprécier mon présent mémoire.

J'adresse mes remerciements à Mr OULD OUALI, Maître de conférences A à l'université de Tizi-Ouzou d'avoir consacré son énormément de son temps à répondre mes questions sur l'utilisation du code ABAQUS et les lois de comportement des matériaux.

J'adresse mes remerciements aussi à Mr HANNACHI Nacer Eddine, professeur et recteur de l'université de Tizi-Ouzou pour les moyens qui a mis à ma disponibilité et ces précieux conseils.

J'exprime vivement ma gratitude à l'ensemble de mes enseignants qui m'ont suivi inlassablement durant tout mon cursus universitaire.

J'adresse aussi mes remerciements à toute l'équipe de l'entreprise BERGUL CONSTRUCTING & COMPANY pour tous les stages qui m'ont accordé au niveau de leur bureau technique et spécialement à Mr Zeroual Hamid.

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail à:

- Ma très cher mère, celle grâce à qui j'ai pu atteindre ce niveau et celle à qui je dois beaucoup de respect. Aujourd'hui, c'est autant un plaisir qu'un devoir pour moi de vous remercier pour votre amour, votre grande patience et vos sacrifices

-La mémoire de mon père et de ma grande mère.

-Ma grande sœur Samia et son marie Hamid, Farida et son marie Ahsene, horia et son fiancé Salim, Lilia et son fiancé Hocine, et ma chère sœur Nora.

- Mon frère Nacer et sa femme Ouiza, Youcef et sa femme Djamila, Amar et Rabah.

- Mes adorables petits neveux Yanis, Mayas, Moumouh, Oualid, et ma nièce Nadia.

-Tous mes enseignants du primaire, moyen, secondaire et supérieur.

-Tous mes amis(e), surtout hassene, Massinissa, Samir, et Nabil ainsi qu'à tous les membres de l'association IMAL d'Ait-Annane.

-L'ensemble des étudiants de ma promotion.

- Mes collègues Ali et Nawel ainsi que leurs familles.

- Enfin, à tous ceux que j'aime, et qui m'aiment.

Sommaire

TITRE	Page
Introduction générale	01
Chapitre I : comportement des matériaux béton et acier	
Introduction.....	03
I.1. Le béton	03
I.1.1. Les granulats	03
I.1.2. la pâte du ciment	04
I.1.3. L'eau.....	04
I.2. Comportement du béton sous sollicitations mécaniques	05
I.2.1 comportement du béton sous compression monotone.....	05
I.2.2.comportement du béton en compression cyclique	08
I.2. 3. Comportement du béton en traction simple	09
I.2.4. comportement du béton en traction cyclique	10
I.2.5. chargement cyclique de traction-compression	11
I.3. les aciers	12
I.3.1.comportement des aciers.....	12
I.3.1.1. Les aciers naturel.....	12
I.3.1.2. Les aciers écrouis.....	15
I.4. modélisation numérique du comportement du béton	17
I.4.1.comportement du béton en traction	17
I.4.2. comportement du béton en compression	18
Conclusion	20

Chapitre II : étude bibliographique

Partie I : comportement des voiles en béton armé

Introduction.....	21
II .1. Les différents types de construction en voiles	21
II.1.1.structures avec des murs porteurs associés à des portiques	21
II .1.2. Structures à noyau central.....	22
II.1.3. structures uniquement à murs porteurs.....	23
II.2. Comportement des voiles en béton armé.....	23
II.2.1. comportement d'un voile court en cisaillement.....	25
II.3. Les différents modes de ruptures des refends	27
II .3.1. Mode de rupture des voiles élancés.....	27
II .3.1.1. Rupture en flexion	27
II.3.1.1.1 Mode E1	27
II.3.1.1.2 Mode E2.....	28
II.3.1.1.3 Mode E3	28
II.3.1.2.rupture par effort tranchant	29
II.3.1.2.1.Mode E4.....	29
II.3.1.2.2.Mode E5	29
II.3.1.3.Rupture en flexion-effort tranchant	30
II.3.1.3.1.Mode E6.....	30
II.3.2. Mode de rupture des voiles courts	31
II.3.2.1. Mode C1.....	31
II.3.2.2. Mode C2.....	31
II.3.2.3. Mode C3.....	32
II.4. Dimensionnement et ferrailage des voiles	33
II.4.1. Dimensionnement.....	33
II.4.1.1. longueur d'un voile.....	33

II.4.1.2. Epaisseur d'un voile	33
II.4.2.Ferraillage des voiles.....	34
II.4.2.1. Armatures verticales	34
II.4.2.2. Armatures horizontales	35
II.4.2.3. Les règles communes aux armatures verticales et horizontale	35
 Partie II : Renforcements des voiles en béton armé	
Introduction.....	36
II.5.Travaux de simulation	36
II.5.1.Renforcement interne par des barres diagonales.....	36
II.5.1.1. comparaison des résultats numériques et expérimentaux	40
II.5.1.2. conclusion	44
II.6.Travaux expérimentaux	45
II.6.1.renfort externe par un matériau composite	45
Conclusion	49
 Chapitre III : simulation numérique	
Introduction.....	50
III.1.Présentation du logiciel ABAQUS.....	50
III.1.1. Module Part.....	52
III.1.2. Module Property	54
III.1.3. Module Assembly	55
III.1.4 Module Step.....	55
III.1.5. Module Interaction	56
III.1.6. Module Load.....	57
III.1.7. Module Mesh	58
III.1.8. Module Job	58
III.1.9. Module Visualisation	59

III.2. Présentation des modèles à simuler.....	60
III.2.1. Dimensions et géométrie	60
III.2.2. Ferrailage des trois voiles	62
III.2.3. caractéristiques des matériaux utilisés	65
Conclusion	67
 Chapitre IV : résultats et interprétation	
IV.1.résultats de la simulation.....	68
IV.1.1. Premier voile avec ferrailage classique.....	69
IV.1.2. deuxième voile avec renfort à 4 barres.....	76
IV.1.3. Troisième voile avec renfort à 8 barres.....	83
IV.2. la comparaison des résultats des différents modèles	90
 Conclusion générale	 106
 Références bibliographiques	

Liste des figures

N°	TITRE	Page
Chapitre I		
Fig : I.1	Courbe contrainte-déformation du béton en compression simple.	07
Fig : I.2	Comportement du béton en compression sous chargement cyclique	08
Fig : I.3	Comportement du béton en traction simple.	10
Fig : I.4	Comportement du béton en traction cyclique simple.	10
Fig : I.5	Comportement du béton sous chargement de traction-compression cyclique.	11
Fig : I.6	Diagramme fictif (σ - ϵ) de l'acier naturel en traction.	13
Fig : I.7	Diagramme contrainte-déformation d'un acier naturel.loi élasto-plastique parfaite.	13
Fig : I.8	Diagramme de calcul des aciers naturels.	14
Fig : I.9	Diagramme fictif (σ - ϵ) de l'acier écroui en traction.	15
Fig : I.10	Comportement des aciers écrouis.	16
Chapitre II		
Fig : II.1	Schéma représentatif d'un voile.	21
Fig : II.2	Structures mixtes.	22
Fig : II.3	Structure à noyau central.	22
Fig : II.4	Structure uniquement en murs porteurs.	23
Fig : II.5	Schéma d'un voile avec ouvertures.	23
Fig : II.6	Comportement d'un voile en béton armé.	24
Fig : II.7	Schéma de fonction d'un voile en cisaillement.	25
Fig : II.8	Bielles multiples.	26
Fig : II.9	Mode E1 de rupture.	27
Fig : II.10	Mode E2 de rupture.	28
Fig : II.11	Mode E3 de rupture.	28
Fig : II.12	Mode E4 de rupture.	29
Fig : II.13	Mode E5 de rupture.	29
Fig : II.14	Mode E6 de rupture.	30
Fig : II.15	Mode C1 de rupture	31
Fig : II.16	Mode C2 de rupture.	32
Fig : II.17	Mode C3 de rupture.	32
Fig : II.18	Dimensionnement d'un voile.	33
Fig : II.19	Disposition des barres verticales dans les voiles.	34
Fig : II.20	Les zones de renversement de signe et la zone comprimée.	35
Fig : II.21	Ferraillage du premier voile.	37
Fig : II.22	Ferraillage du deuxième voile.	38
Fig : II.23	Ferraillage du troisième voile.	38
Fig : II.24	Ferraillage du quatrième voile.	39
Fig : II.25	Comparaison de force-déplacement.	40
Fig : II.26	Tableau de comparaison des résistances.	41
Fig : II.27	Comparaison entre les déformations des aciers.	41
Fig : II.28	Comparaison des contraintes développées dans le béton des voiles 1,2 et 3.	42
Fig : II.29	Comparaison des contraintes développées dans les aciers des voiles 1,2 et 3.	42
Fig : II.30	Comparaison des contraintes développées dans le béton des voiles 1 et 4.	43
Fig : II.31	Comparaison des contraintes développées dans les aciers des voiles 1et 4.	43
Fig : II.32	Géométrie et dimensions des voiles courts.	46
Fig : II.33	Description du renforcement par composite.	46
Fig : II.34	Les cycles de chargements appliqués.	47
Fig : II.35	Tableau charge et mode de rupture.	47
Fig : II.36	Courbe charge-déplacement en tête de voile.	48

Fig : II.37	Courbes de dégradation de la rigidité.	48
Fig : II.38	Bielles de compression et de traction dans les voiles.	49
Chapitre III		
Fig : III.1	L'interface d'abaqus.	51
Fig : III.2	Les étapes de simulation d'abaqus.	52
Fig : III.3	Module part	53
Fig : III.4	Module propriety.	54
Fig : III.5	Tableau des unités correspond à abaqus.	54
Fig : III.6	Module assembly	55
Fig : III.7	Module step.	56
Fig : III.8	Module interaction.	56
Fig : III.9	Conditions aux limites du module load.	57
Fig : III.10	Définition des forces de module load.	57
Fig : III.11	Module Mesh.	58
Fig : III.12	Module Job.	59
Fig : III.13	Dimensions et géométrie des voiles.	61
Fig : III.14	Ferraillage du premier voile.	62
Fig : III.15	Ferraillage du deuxième.	63
Fig : III.16	Ferraillage du troisième voile.	64
Chapitre IV		
Fig : IV.1	Le nœud étudié.	68
Fig : IV.2	Les éléments étudiés pour les aciers.	68
Fig : IV.3	Propagation des déplacements dans le béton de premier voile.	69
Fig : IV.4	Propagation des contraintes dans le béton de premier voile.	70
Fig : IV.5	Propagation des déformations dans le béton de premier voile.	71
Fig : IV.6	Dégradation de la rigidité dans le béton de premier voile.	72
Fig : IV.7	Propagation de l'endommagement dans le béton de premier voile.	73
Fig : IV.8	Propagation des contraintes dans les aciers de premier voile.	74
Fig : IV.9	Propagation des déformations dans les aciers de premier voile.	75
Fig : IV.10	Propagation des déplacements dans le béton de deuxième voile.	76
Fig : IV.11	Propagation des contraintes dans le béton de deuxième voile.	77
Fig : IV.12	Propagation des déformations dans le béton de deuxième voile.	78
Fig : IV.13	Dégradation de la rigidité dans le béton de deuxième voile.	79
Fig : IV.14	Propagation de l'endommagement dans le béton de deuxième voile.	80
Fig : IV.15	Propagation des contraintes dans les aciers de deuxième voile.	81
Fig : IV.16	Propagation des déformations dans les aciers de deuxième voile.	82
Fig : IV.17	Propagation des déplacements dans le béton de troisième voile.	83
Fig : IV.18	Propagation des contraintes dans le béton de troisième voile.	84
Fig : IV.19	Propagation des déformations dans le béton de troisième voile.	85
Fig : IV.20	Dégradation de la rigidité dans le béton de troisième voile.	86
Fig : IV.21	Propagation de l'endommagement dans le béton de troisième voile.	87
Fig : IV.22	Propagation des contraintes dans les aciers de troisième voile.	88
Fig : IV.23	Propagation des déformations dans les aciers de troisième voile.	89
Fig : IV.24	Comparaison des déplacements dans le béton des trois voiles.	90
Fig : IV.25	Comparaison des contraintes dans le béton des trois voiles.	91
Fig : IV.26	Comparaison des déformations dans le béton des trois voiles.	92
Fig : IV.27	Comparaison de la dégradation de la rigidité dans le béton des trois voiles.	93
Fig : IV.28	Comparaison de l'endommagement du béton dans les trois voiles.	94
Fig : IV.29	Déplacement de nœud central de l'âme des voiles.	95
Fig : IV.30	Contraintes de nœud central de l'âme des voiles.	95
Fig : IV.31	Déformation de nœud central de l'âme des voiles.	96
Fig : IV.32	Courbes contraintes-déformations de nœud central de l'âme des voiles.	96
Fig : IV.33	Contraintes dans les aciers du premier voile.	98

Fig : IV.34	Déformations dans les aciers du premier voile.	98
Fig : IV.35	Courbes contraintes-déformations des aciers du voile 1.	99
Fig : IV.36	Contraintes dans les aciers du deuxième voile.	100
Fig : IV.37	Déformations dans les aciers du deuxième voile.	100
Fig : IV.38	Courbes contraintes-déformations des aciers du voile 2.	101
Fig : IV.39	Contraintes dans les aciers du troisième voile.	102
Fig : IV.40	Déformations dans les aciers du troisième voile.	102
Fig : IV.41	Courbes contraintes-déformations des aciers du voile 3.	103
Fig : IV.42	Courbes contraintes-déformations dans les aciers verticaux des trois voiles.	104
Fig : IV.43	Courbes contraintes-déformations dans les aciers horizontaux des trois voiles.	104
Fig : IV.44	Courbes contraintes-déformations dans les barres diagonales des voiles 2 et 3.	105

Introduction générale

Introduction générale

L'Algérie est un pays à forte sismicité du fait de sa localisation dans une zone de convergence de plaques. La région nord est cataloguée comme une zone à forte sismicité. Elle a connu plusieurs séismes destructeurs (le dernier en date est celui de BOUMERDES en 2003). Le comportement sismique des structures est conditionné non seulement par l'intensité de ces forces sismiques, mais aussi par la rigidité de ces structures. Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments contreventés par voiles ont bien résisté sans endommagement exagéré. Par rapport à d'autres systèmes constructifs tels que les portiques, les structures à voiles en béton armé présentent plusieurs avantages à savoir :

- Une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, qui permet de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non-structuraux.
- La limitation des déformations latérales.
- Leur présence permet de s'affranchir du difficile problème posé par la réalisation des nœuds des portiques.
- La masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton confère au bâtiment une inertie thermique appréciable.
- Souvent plus économique qu'une construction à poteaux et poutres, puisque les murs remplacent à la fois les poteaux, les poutres et les cloisons, et on économise ainsi les aciers.
- Réduction des effets psychologiques sur les habitants lors des séismes modérés.

Les expertises réalisées sur les différentes structures à voiles endommagées, relèvent que ces éléments (voiles) subissent des fissures diagonales à 45° , dues aux ruptures des bielles de compression et de traction [1]. Notre travail consiste à évaluer le renforcement extérieur en diagonale des voiles en béton armé, par rapport à un ferrailage classique et d'évaluer l'apport de ce renfort. Ce travail est basé sur la simulation de trois voiles, sollicités par un chargement dynamique (choc), en utilisant le logiciel ABAQUS. Le premier voile, est ferrillé classiquement selon les règlements et les deux autres sont renforcés avec des barres en diagonales.

Ce travail est divisé en quatre chapitres :

Le premier chapitre : présente les lois de comportement des matériaux béton et acier.

Le deuxième chapitre : passe en revue le comportement et les travaux antérieurs réalisés sur les voiles. Il est subdivisé en deux parties :

- étude générale sur les voiles : comportement vis-à-vis des différents chargements, leurs modes de rupture, ferrailage et leur dimensionnement.
- présentation de quelques travaux de renforcement des voiles.

Introduction générale

Le troisième chapitre : est consacré à la présentation du logiciel ABAQUS et des modèles à simuler.

Quatrième chapitre : nous nous intéressons aux résultats obtenus de cette simulation dans les différents modèles en termes de contraintes, déformations, déplacements...

Chapitre I :

Le comportement des matériaux béton et acier

Introduction :

Les qualités mécaniques et le coût relativement peu élevé du béton armé en font le matériau de construction le plus utilisé dans le domaine du génie civil. Le béton armé qui est un matériau composite est constitué de deux éléments : le béton lui-même est un composite de plusieurs constituants, et de l'acier.

I.1 : LE BETON :

Le béton est un matériau composite granulaire, hétérogène multiphasique constitué d'une matrice : la pâte de ciment (80% calcaire+20% argile) hydratée et fragile et de granulats ou agrégats (sable, graviers, cailloux) dont la répartition et la géométrie ne sont pas connues a priori et présentent souvent une dispersion importante. A cette hétérogénéité de composition vient s'ajouter une hétérogénéité dite structurelle. Elle consiste en l'existence de défauts initiaux (microfissures) au sein de la microstructure.

Lorsque cette structure est soumise à une sollicitation, des microfissures supplémentaires peuvent se former suite à des concentrations de contraintes de tension isolées dues à des déformations incompatibles entre les granulats et le ciment (coalition des fissures). Lorsque ce chargement augmente, les microfissures se développent et se connectent éventuellement entre elles (endommagement conséquent) pour former des macro-fissures entraînant la rupture du matériau, ce qui se traduit à l'échelle macrostructurale par une diminution des contraintes accompagnée d'une augmentation des déformations.

I.1.1 : Les granulats:

Les granulats occupent 60 à 75 % du volume du béton, ils sont de compositions ou nature minéralogique (dureté, porosité, réactivité), de formes et de tailles très variées, au gré des carrières proches des ouvrages à construire. On distingue trois types de granulats dans les bétons : le sable, ce sont des particules de diamètre inférieur à 5 mm, les gravillons de diamètre compris entre 5 à 10 mm et en fin, les cailloux dont le diamètre est compris entre 10 et 40 mm les granulats naturels proviennent de dépôts de matériaux alluvionnaires roulés ou de roches concassées de natures très différentes (sollico-calcaire, granit). On caractérise un granulats par sa courbe granulométrique qui donne en fonction de la dimension moyenne de grain, le pourcentage des grains de dimensions inférieurs à une valeur donnée.

La dimension maximale des granulats à utiliser d dépend de la dimension caractéristique des ouvrages auxquels est destiné le béton [2], si h est la plus petite dimension de l'ouvrage et e l'espace compris entre deux armatures de ferrailage éventuel :

$$d \leq h/4 \quad \text{ou} \quad d \leq (3/4) e \quad (\text{I.1})$$

I.1.2 : La pâte du ciment :

Les ciments sont des liants hydrauliques c'est-à-dire que sa prise et son durcissement résultent d'une combinaison avec l'eau. Leur granulométrie varie de quelques microns à environ 80 microns (environ 15 microns en moyenne). C'est le constituant le plus cher des bétons. Il est composé du clinker associé à des constituants secondaires. Suivant la proportion de ces éléments, il y a cinq types de ciments : le ciment portland, le ciment portland composé, le ciment de haut fourneau, le ciment de haut-fourneau à haute teneur en laitier, le ciment aux laitiers et le ciment aux cendres [3].

Exemple : le ciment clinker portland est essentiellement formé de silicate tricalcique ($3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 - 60\%$), de silicate bi-calcique ($2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2 - 10\%$), de gypse (3%) et d'aluminoferrite tétracalcique ($4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3 - 7\%$) broyés en poudre dont les grains ont des dimensions de 10 à 50 μm . [4].

I.1.3 : L'eau :

L'eau appelée aussi l'eau de gâchage est un constituant du béton qui peut être sous deux formes : physique ou chimique. Une classification classique permet de distinguer trois types d'eau [2] :

- L'eau chimiquement liée.
- L'eau adsorbée.
- L'eau libre.

Il est important de respecter les proportions de tous les constituants de du béton, spécialement la proportion de l'eau (trop d'eau augmente la porosité du béton et modifie ses propriétés mécaniques).

I.2 : COMPORTEMENT DU BETON SOUS SOLLICITATIONS

MECANIQUES :

Face à cette hétérogénéité du béton, son comportement est très complexe à représenter par une seule loi macroscopique homogène. Le comportement du béton dépend du sens de la sollicitation appliquée (compression, traction, flexion, cycliques...). Dans ce chapitre, nous essayons de passer sur le comportement du béton et de l'acier sous sollicitations mécaniques.

I.2.1 : comportement du béton en compression monotone :

Sous un chargement faible et bref, le béton a en général des propriétés élastiques linéaires. Mais sous l'effet d'un chargement plus sévère, il peut arriver à la naissance et au développement à l'intérieur du béton, de défauts de différentes natures, qui peuvent se produire isolément ou simultanément. Ces défauts sont principalement :

- Des microfissures
- Des zones plastifiées au niveau des pores ou des agrégats.
- Des micro-glissements.

En général les essais de compression sont réalisés sur des éprouvettes dites normalisées, de forme cylindrique de hauteur 32 cm et de diamètre 16 cm de l'aire total égal à 200 cm², qu'on appelle aussi (16x32) cm.

En compression uniforme, on distingue généralement cinq phases dans le comportement du béton [2] :

I.2.1.1 : 1^{ère} phase

Le béton admet dans son état initial une microfissuration et une microporosité répartie dans tout le volume. Cette première phase correspond au serrage et à la mise en place du matériau (éprouvette) en début d'essai. Cette mise en place est essentiellement due à la fermeture de ces microfissures et micro-vides. Cette phase se situe entre 0 à 10% de la contrainte maximale f_c .

I.2.1.2 : 2^{ème} phase

Entre 10 jusqu'à 50% de la contrainte maximale, on a un comportement linéaire élastique. Dans l'auréole de transition, des ruptures inter-faciales sont à l'origine de certains mécanismes d'endommagement.

I.2.1.3 : 3^{ème} phase

Entre 50 et 70% de la contrainte maximale, on a un comportement non linéaire caractérisé par une diminution du volume du matériau. Les microfissures se propagent dans l'aurole de transition. La non linéarité du comportement est essentiellement due à la concentration de contrainte à l'interface pâte-grains.

I.2.1.4 : 4^{ème} phase

Dans cette phase, la non linéarité est beaucoup plus prononcée et caractérisée par une augmentation de volume apparent du matériau.

I.2.1.5 : 5^{ème} phase

On observe un comportement adoucissant accompagné d'une augmentation intense du volume apparent du matériau. Les microfissures évoluent dans la pâte de ciment jusqu'à la ruine du béton.

La courbe contrainte-déformation est schématisé à la **figure (I.1)**, Cette courbe présente un comportement quasi linéaire élastique jusqu'à environ 50% de sa résistance limite en compression et devient ensuite non linéaire. Après le pic, la partie décroissante de la courbe caractérise le régime d'adoucissement du béton jusqu'à ce que la ruine en effondrement apparaisse.

Le comportement du béton en compression simple uni-axiale peut être divisé en deux zones :

- 1) La partie ascendante de la courbe contrainte-déformation décrit le comportement du béton non fissuré (présence uniquement de microfissures non visibles à l'œil nu).
- 2) La partie d'adoucissement est associée au comportement du béton fissuré (les fissures sont observables à l'œil nu).

Le béton présente des résistances à la compression assez élevées, de l'ordre de 25 à 40 MPa, et à partir d'une courbe contrainte déformation d'un essai de compression, on peut tirer les grandeurs suivantes :

-Le module de Young instantané $E_{ij}=32\ 000$ MPa.

-La contrainte maximale $\sigma_{max}=20$ et 40 MPa.

-La déformation maximale à la rupture $=2\%_o=2\ 10^{-3}$.

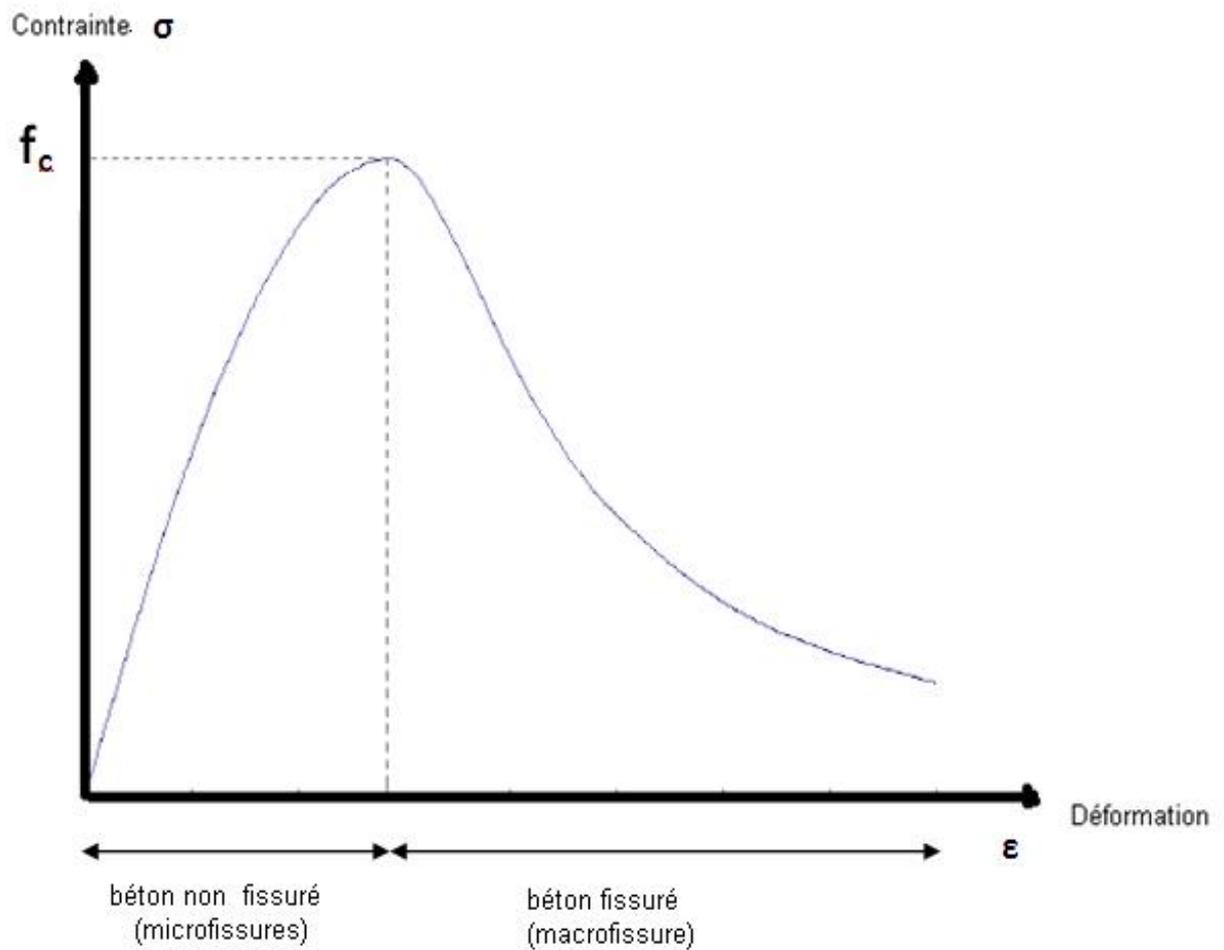


Fig : I.1 : courbe contrainte-déformation du béton en compression simple.

I.2.2 : comportement du béton en compression cyclique :

Des résultats expérimentaux obtenus lors d'essais cycliques de chargement de compression sans inversion d'efforts démontrent que la courbe enveloppe formée des valeurs de la contrainte maximale atteinte à chaque cycle coïncide avec la courbe contrainte-déformation obtenue lors d'un essai de chargement monotone.

La courbe de contrainte-déformation d'un chargement cyclique est représentée par LOWES 1999[4], (Fig : I.2).

Pour l'essai cyclique en compression les micros-fissures provoquent une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau (exemple : le module de Young). D'où, on remarque clairement l'apparition de boucles d'hystérésis lors des cycles charge-décharge qui s'évoluent avec l'endommagement du matériau.

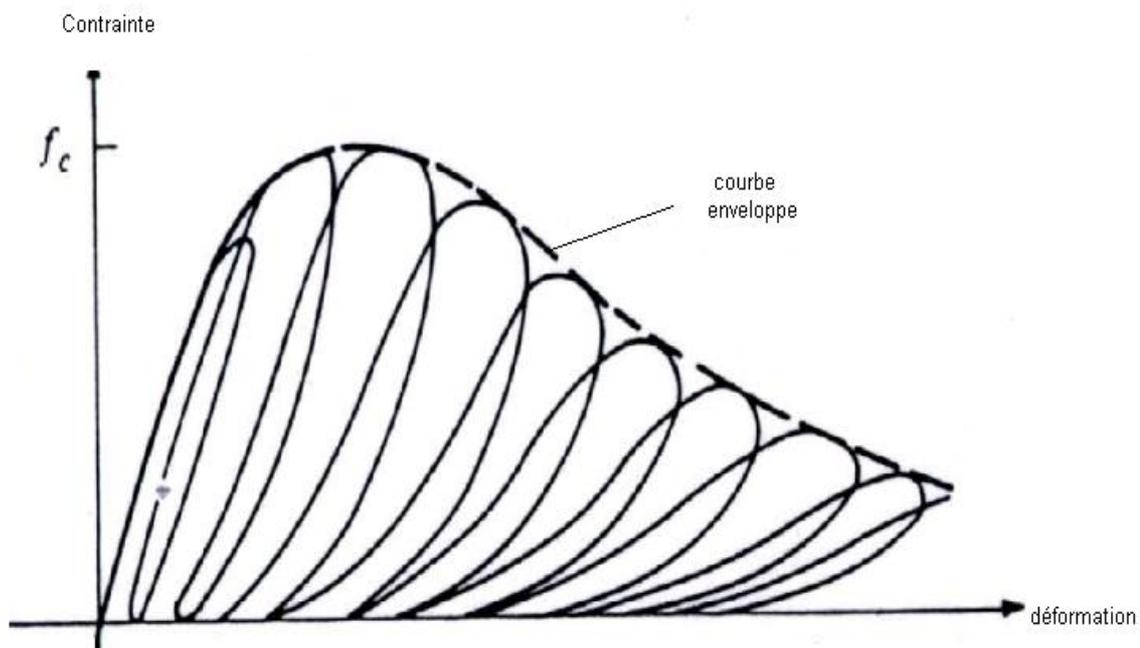


Fig : I.2 : comportement du béton en compression sous chargement cyclique.

I.2.3 : comportement du béton en traction simple:

La courbe contrainte-déformation du béton obtenu en traction uni-axiale est similaire à celle décrite pour la compression, mis à part le fait que la résistance limite en traction f_t est nettement plus faible que celle en compression (environ $f_t=0.1 f_c$). La courbe est linéaire jusqu'à environ 75% de f_t . Les microfissures commencent à se développer dans la région précédente le pic mais s'agrandissent plus rapidement que lors d'un test de compression et donc la rupture survient plus tôt.

Des tests expérimentaux de traction directe d'éprouvette en béton ont montré que, juste avant le pic, une décohésion des granulats les plus importants apparaissent et que les fissures nées de cette décohésion se regroupent ensuite avec les microfissures existantes pour former des macro-fissures continues. De plus, les résultats révèlent la présence de nombreux grains reliant les surfaces de la fissure, ce qui explique la branche d'adoucissement de la courbe contrainte-déformation. La ruine des éprouvettes apparaît lors de la rupture de grains.

Si le comportement du béton en traction n'est pas pris en considération dans plusieurs études sur les lois de comportements, c'est en partie par manque d'essais appropriés. Ceci à cause de deux raisons fondamentales :

- 1) Dans les calculs de structures, on considère que la résistance du béton en traction est nulle (exemple le BAEL 91 considère que le comportement du béton à la traction est négligé) et que la rupture est instantanée.
- 2) La difficulté de mise en œuvre d'un essai de traction directe et de son interprétation.

La résistance du béton à la traction est faible elle est d'ordre de 1/10 par rapport à sa résistance à la compression [5], et la relation qui relie les deux valeurs est :

$$\left. \begin{array}{ll} f_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} & \text{si } f_{c28} < 60 \text{ MPa} \\ f_{tj} = 0,275 \cdot f_{cj}^{2/3} & \text{si } 60 < f_{c28} < 80 \text{ MPa} \end{array} \right\} \quad (\text{I.2})$$

Avec :

f_{tj} : résistance à la traction du béton à j jours.

f_{cj} : résistance à la compression du béton à j jours.

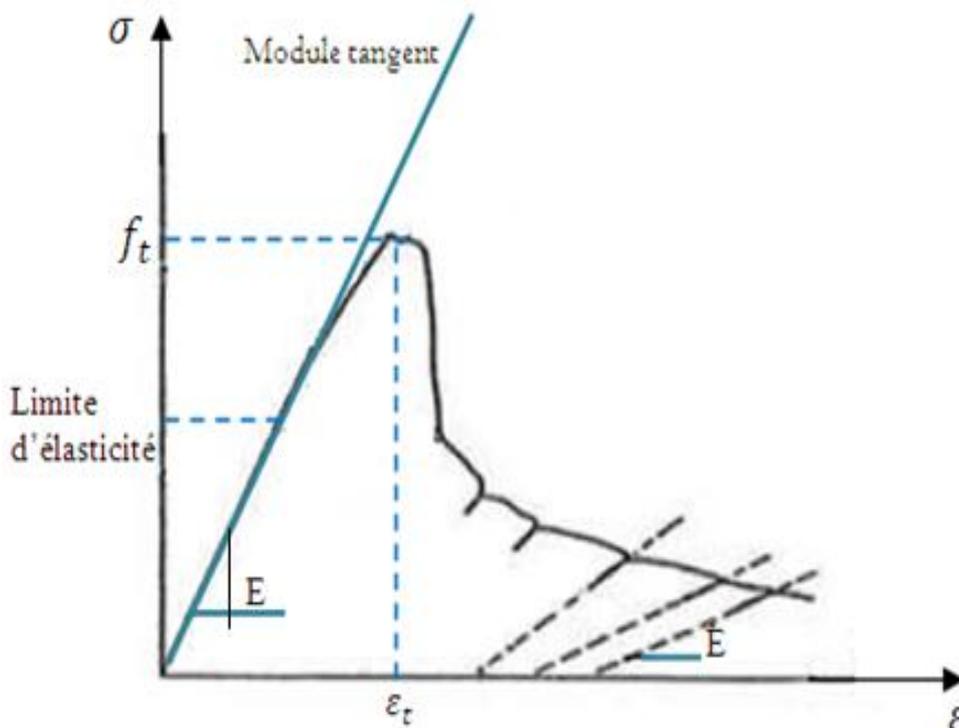


Fig : I.3 : comportement du béton en traction simple.

I.2.4 : Comportement du béton en traction cyclique :

L'essai de traction cyclique simple montre que les boucles d'hystérésis sont très faibles (Fig : I.4). Ceci s'explique par le fait que le frottement entre les lèvres des microfissures est moins important qu'en compression.

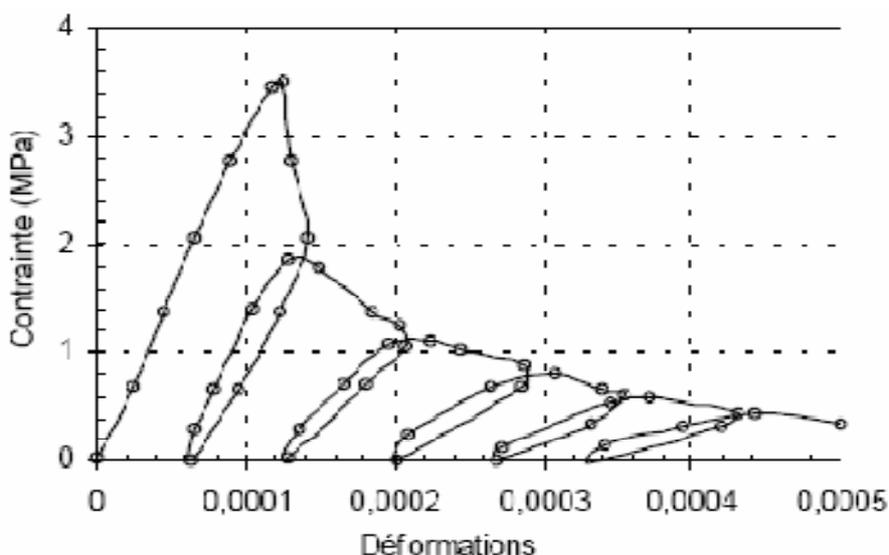


Figure : I.4 : Comportement du béton en traction cyclique simple.

I.2.5 : Chargement cyclique de traction – compression :

Les essais cycliques de traction - compression (par exemple l'essai P.I.E.D - Pour Identifier l'Endommagement Diffus, [Mazars et al. 1990], [Ramtani 1990]) [6], permettant de mettre en évidence le caractère unilatéral du comportement du béton. Il consiste en une restauration de la raideur lors du passage d'un chargement en traction, où cette raideur est initialement endommagée du fait de la fissuration, à un chargement en compression. Le béton retrouve sa raideur initiale grâce à la fermeture des fissures.

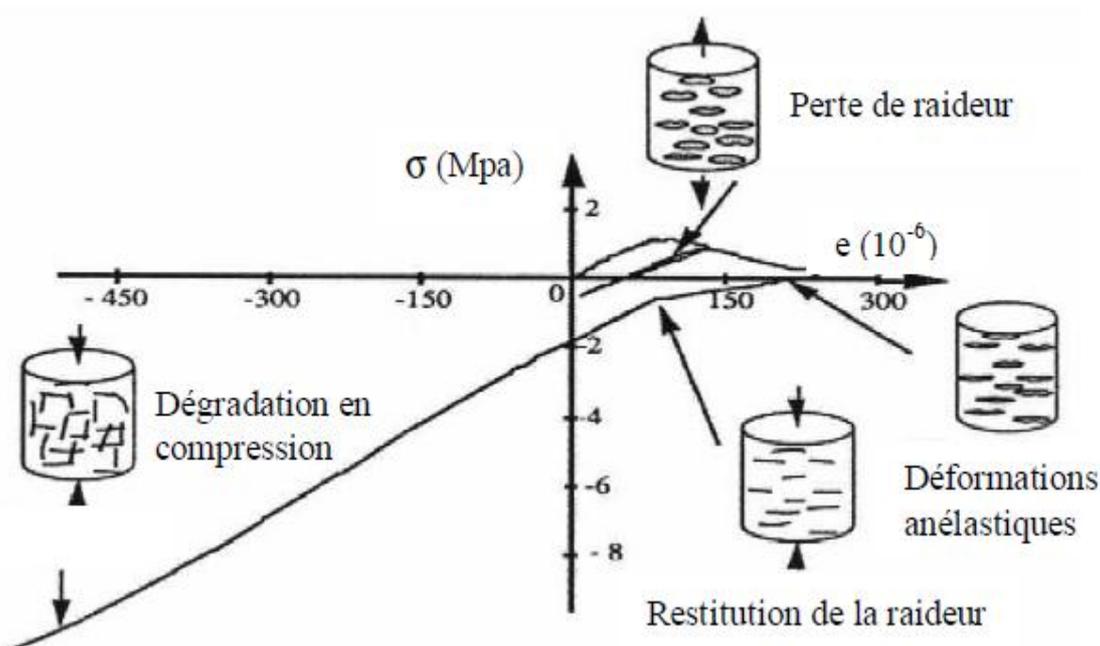


Fig: I.5 : Comportement du béton sous chargement de traction-compression cyclique.

I. 3. : LES ACIERS :

On distingue 4 types d'acier pour armature de moins au plus écroui [3] :

- Les aciers doux, sans traitement thermique ayant une valeur caractéristique de la limite garantie de 125 ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses, qui ne sont plus utilisés en construction sauf pour faire des crochets de levage en raison de leur très grande déformation à la rupture (allongement de 22%).
- Les aciers laminés à chaud, naturellement durs, dit aciers à haute adhérence de type I. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 400 MPa et un allongement à la rupture de 14%.
- Les aciers laminés à chaud et écrouis avec faible réduction de section (par traction-torsion), dits aciers à haute adhérence de type II. Ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500 MPa et un allongement de 12%.
- Les aciers laminés à chaud par tréfilage (forte réduction de section), fortement écrouis, utilisés pour fabriquer les treillis soudés et fils sur bibines. ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500 MPa et un allongement à la rupture de 8%.

I.3.1 : comportement des aciers :

Contrairement au béton, la loi contrainte-déformation pour l'acier est supposé identique en compression et en traction sous chargement monotone, elle dépend de la nature de l'acier. Pour l'acier passif on distingue deux types : l'acier naturel et l'acier écrouis

I.3.1.1 : Les aciers naturels :

Ce sont des aciers au carbone manganèse qui tiennent leur dureté d'une proportion suffisante de carbone, les aciers de ce type, qui s'emploient bruts de laminage, ont des diagrammes de traction de mêmes formes générales à palier de plasticité bien marqué. Leur limite d'élasticité dépend surtout de leur teneur en carbone.

Les différentes théories développées dans les ouvrages du béton armé préconisent les diagrammes fictifs (σ - ϵ) jusqu'à la limite du diagramme linéaire (**Fig: I.6**).

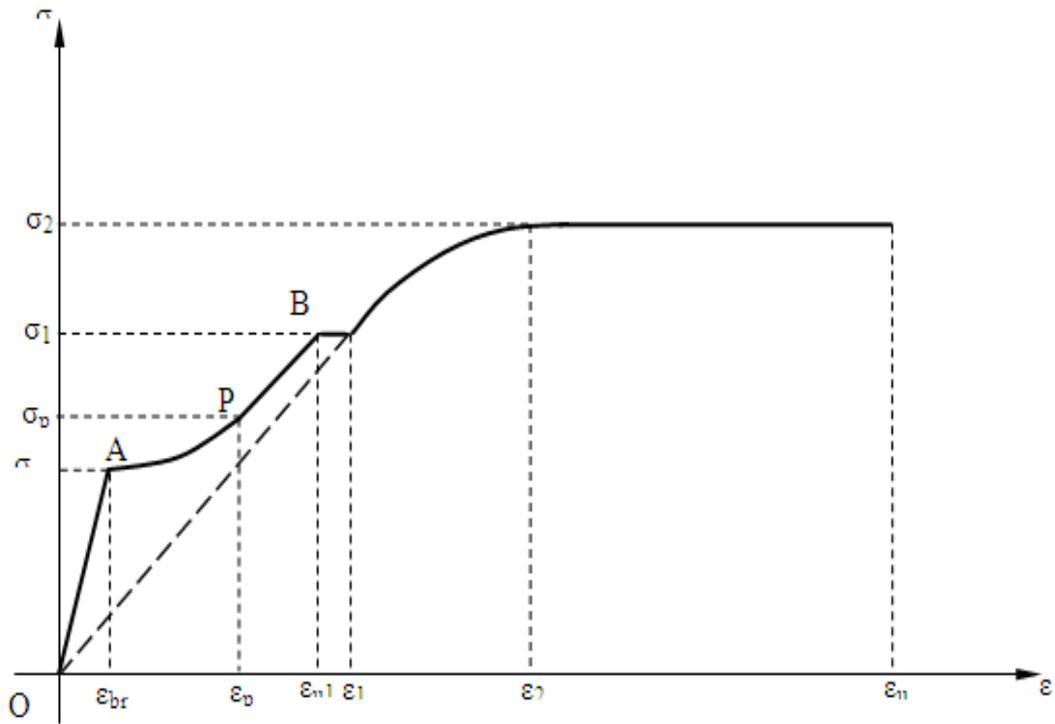


Fig : I.6 : Diagramme fictif σ - ε de l'acier naturel en traction.

a. Diagramme caractéristique :

Ce diagramme est issu de la loi de comportement réelle des aciers naturels.

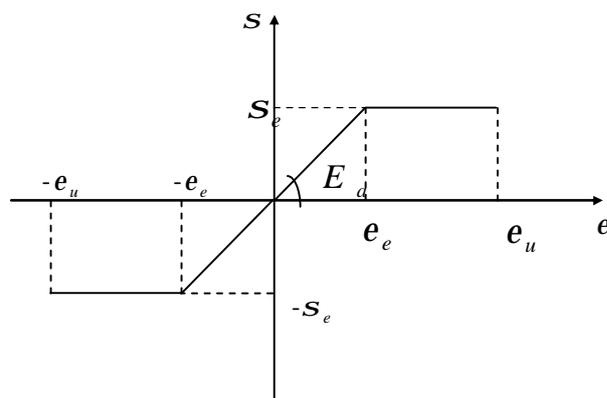


Fig : I.7 : Diagramme contrainte-déformation d'un acier naturel

Loi élasto-plastique parfaite

Les relations entre contrainte-déformation sont :

$$\left\{ \begin{array}{lll} \sigma = E_a * \varepsilon & \text{pour} & \varepsilon \leq \varepsilon_e \\ \sigma = \sigma_e & \text{pour} & \varepsilon_e \leq \varepsilon \leq \varepsilon_u \\ \sigma = 0 & \text{pour} & \varepsilon < \varepsilon_u \end{array} \right. \quad (\text{I.3})$$

Avec :

E_a : Module longitudinal de l'acier,

ε_e : Déformation limite élastique de l'acier,

σ_e : Contrainte limite élastique de l'acier,

ε_u : Déformation ultime de l'acier.

Remarque : Les relations en traction se déduisent par symétrie.

Les déformations extrêmes sont fixées par le règlement BAEL à 10‰ [5].

b. Diagramme de calcul :

Le diagramme de calcul se déduit du diagramme caractéristique par une affinité parallèle à la droite de Hooke et de rapport $1/\gamma_s$ et en conservant E_s de la droite d'élasticité.

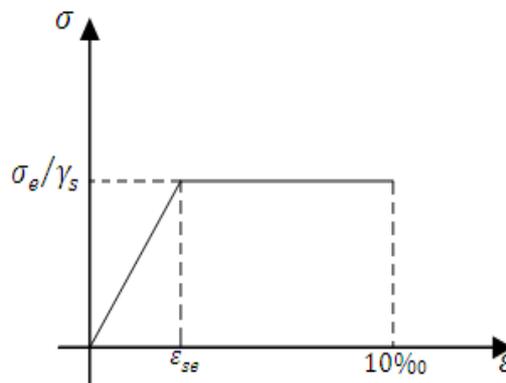


Fig : I.8 : Diagramme de calcul des aciers naturels.

D'où :

$$\epsilon_{se} = \frac{\sigma_e / \gamma_s}{E_s} \quad (I.4)$$

$\gamma_s = 1.15$, sauf vis-à-vis des combinaisons accidentelles pour les qu'elles on adopte $\gamma_s = 1$.

γ_s : Coefficient de sécurité.

ϵ_{se} : Déformation de calcul limite de l'acier

Ces aciers sont enrobés de béton, les différentes théories développées dans les ouvrages du béton armé préconisent les diagrammes σ - ϵ suivant jusqu'à la limite du diagramme linéaire.

I.3.1.2 : Les aciers écrouis :

On peut écrouir l'acier par traction ou par torsion, l'écrouissage d'un acier doux par torsion relève sa limite d'élasticité et sa résistance.

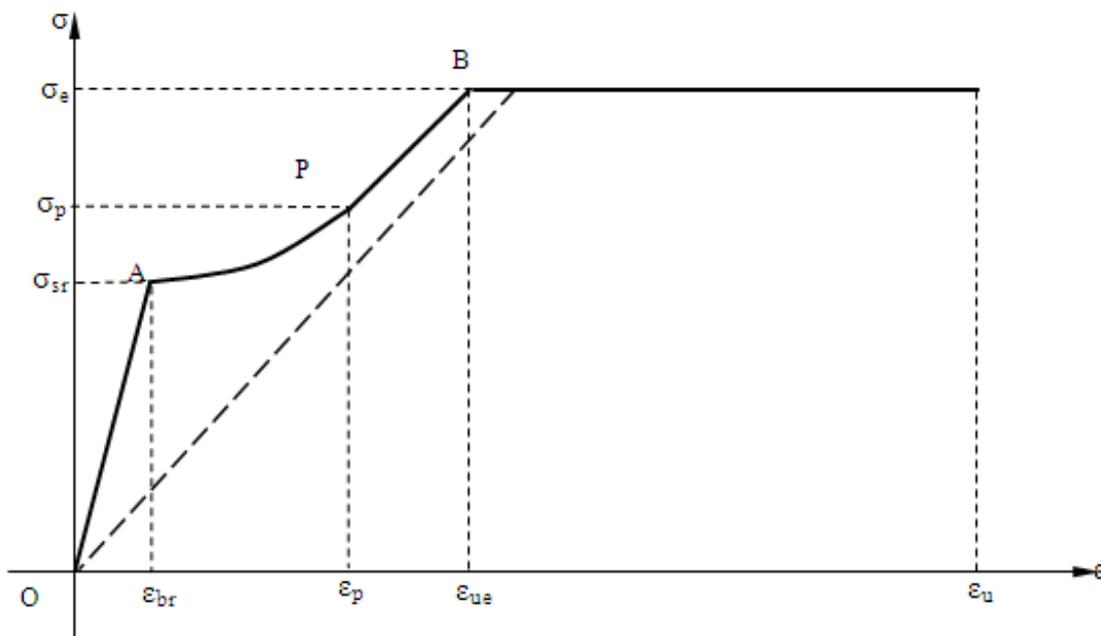


Fig : I.9 : Diagramme fictif σ - ϵ de l'acier écrouis en traction.

Pour ce type d'acier, on adopte la loi préconisée par le règlement qui suppose un comportement élastique linéaire jusqu'à 70% de la limite élastique. Au-delà, on adopte une courbe de cinquième degré. Pour les déformations supérieures à 1‰ la contrainte reste constante jusqu'à la déformation ultime.

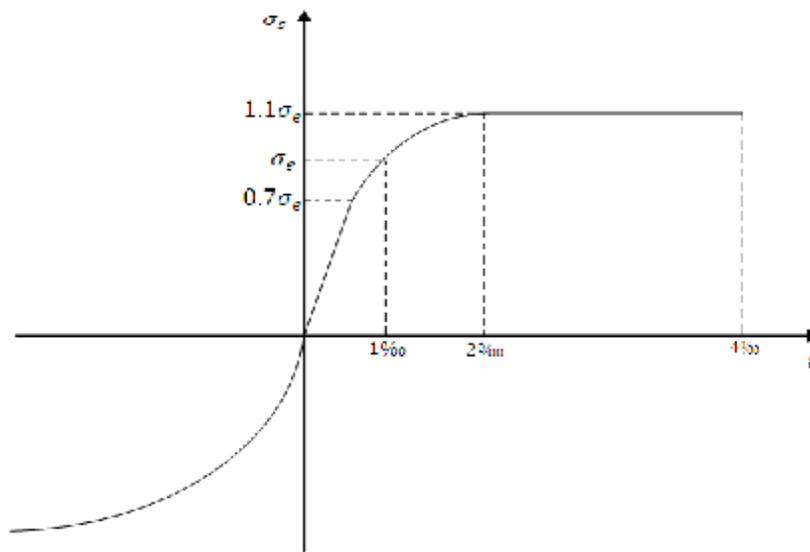


Fig : I.10 : Comportement des aciers écrouis.

Les relations sont :

$$\left. \begin{aligned}
 \sigma_s &= E_a \cdot \epsilon_s && \text{pour } \sigma_s \leq 0,7\sigma_e \\
 \epsilon_s &= \frac{\sigma_s}{E_a} + 0,823 \left(\frac{\sigma_s}{\sigma_e} - 0,7 \right)^5 && \text{pour } 0,7\sigma_e < \sigma_s < 1,1\sigma_e \\
 \sigma_s &= 1,1\sigma_e && \text{pour } 1\text{‰} < \epsilon_s < \epsilon_r
 \end{aligned} \right\} \quad \text{(I.5)}$$

I.4 : Modélisation numérique du comportement du béton

Le modèle numérique qu'on va utiliser dans notre simulation par la suite, est un modèle intégré dans le logiciel **ABAQUS**, qu'on appelle « **concrete damaged plasticity** » [7], ce dernier est basé sur la plasticité et l'endommagement du matériau béton. Il suppose que les deux principaux mécanismes de rupture sont : la fissuration et l'écrasement du béton en compression.

Ce modèle:

- offre une capacité générale pour la modélisation du béton et autres matériaux quasi-fragiles dans tous les types de structures (poutres, fermes, des coquillages, et les solides).
- utilise des concepts d'élasticité isotrope endommagée en combinaison avec la plasticité de traction et de compression isotrope, pour représenter le comportement inélastique du béton.
- peut être utilisé pour le béton ordinaire, même s'il est destiné principalement à l'analyse des structures en béton armé.
- est conçu pour des applications où le béton est soumis à des chargements monotones, cycliques, et dynamiques.
- permet un contrôle utilisateur des effets de récupération de rigidité lors des inversions de charge cyclique.

Le modèle « concrete damaged plasticity » a comme hypothèses :

I.4.1: Comportement du béton en traction:

En traction uni-axiale la réponse contrainte-déformation suit une relation linéaire élastique jusqu'à ce que la valeur de la contrainte de rupture σ_{t0} , soit atteinte. La contrainte de rupture correspond à l'apparition de microfissures dans le matériau béton. Au-delà de la contrainte de rupture de la formation de microfissures est représenté macroscopiquement avec une réponse faible de contrainte-déformation, qui induit la localisation des déformations dans la structure du béton. [7].

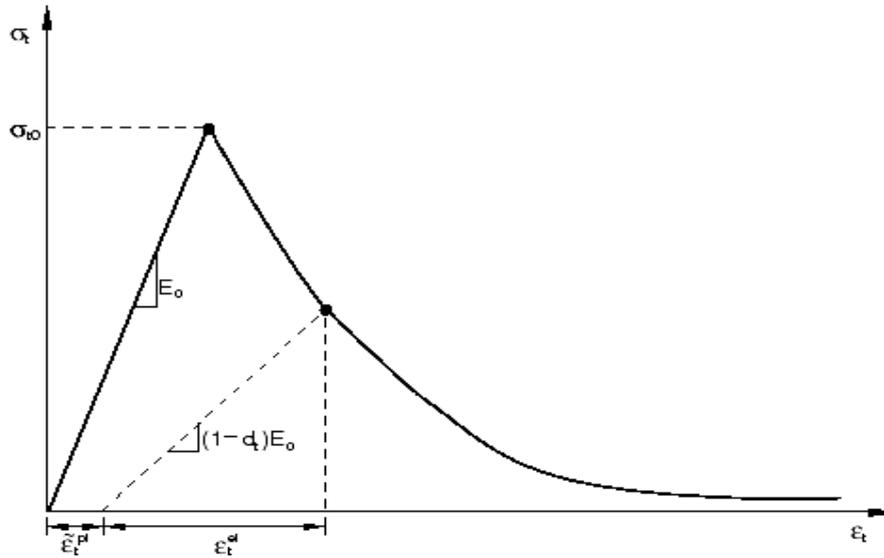


Fig : I.11 : Réponse du béton en traction uni-axial.

I.4.2 : Comportement du béton en compression

En compression uni-axiale la réponse est linéaire jusqu'à la valeur de rendement initial, σ_{c0} . Dans le régime plastique, La réponse est généralement caractérisée par écrouissage suivi d'adoucissement au-delà de la contrainte de rupture σ_{cu} . Cette représentation, bien que quelque peu simplifiée, capture les principales caractéristiques de la réponse du béton.

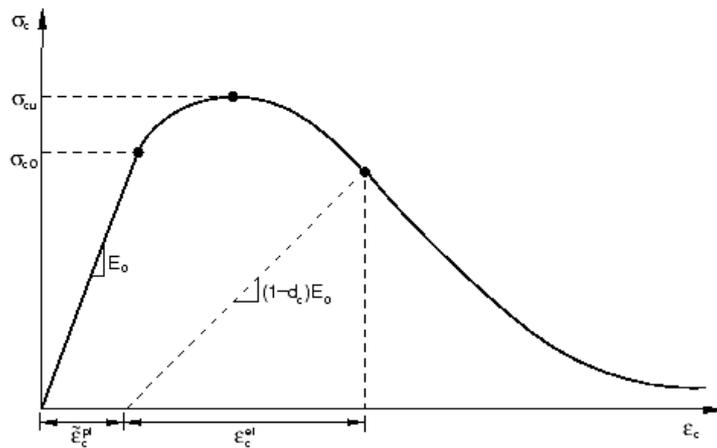


Fig : I.12 : Réponse du béton en compression

Uni-axial.

Remarque : Il est supposé que la contrainte uni-axiale-déformation des courbes peuvent être convertis en courbes contrainte / déformation plastique. (Cette conversion est effectuée automatiquement par Abaqus du stress fournie par l'utilisateur comme expliqué ci-dessous.) Ainsi,

$$\begin{aligned}\sigma_t &= \sigma_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl}, \theta, f_i), \\ \sigma_c &= \sigma_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl}, \theta, f_i),\end{aligned}\quad (\text{I.6})$$

Où

- les indices t et c se réfèrent à la tension et à la compression, respectivement.
- $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ et $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ sont les déformations plastiques équivalentes.
- $\dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl}$ et $\dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl}$ sont les taux de déformation plastique équivalente.
- θ est la température.
- $f_i, (i = 1, 2, \dots)$ sont d'autres variables de champs prédéfinis. [7]

Les **figures : I.11, I.12** montrent que, Lorsque l'échantillon du béton est déchargé de tout point de l'adoucissement de la direction générale des courbes contrainte-déformation, la réponse de déchargement est affaiblie. La rigidité élastique de la matière semble avoir été endommagé (ou dégradées).

La dégradation de la rigidité élastique est caractérisée par deux variables de dommage d_t et d_c , Qui sont supposées être des fonctions des déformations plastiques, la température est variables sur le terrain:

$$\begin{aligned}d_t &= d_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \theta, f_i); \quad 0 \leq d_t \leq 1, \\ d_c &= d_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \theta, f_i); \quad 0 \leq d_c \leq 1.\end{aligned}\quad (\text{I.7})$$

Les variables de dommage peuvent prendre des valeurs de zéro, ce qui représente le matériau en bon état, et à un, qui représente une perte totale de la rigidité (rupture totale du matériau). Si E_0 est la première rigidité élastique de la matière (bon état), la contrainte-déformation des relations sous tension et de compression uni-axiale, sont définis respectivement:

$$\begin{aligned}\sigma_t &= (1 - d_t)E_0(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}), \\ \sigma_c &= (1 - d_c)E_0(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}).\end{aligned}\quad (1.8)$$

CONCLUSION :

Nous avons présenté dans ce chapitre les lois de comportement des matériaux (béton et acier) dont on a besoin pour la suite de notre travail, à partir de ces lois on peut dire que :

- On peut représenter le béton comme un milieu multi-fissuré depuis l'échelle la plus fine des particules (ciment) jusqu'à celle des cailloux les plus gros.
- Le béton présente un comportement dissymétrique en traction et en compression, contrairement à l'acier qui représente un comportement symétrique.
- Des essais en compression, en traction ou sous chargements cycliques ont permis de mettre en évidence les phénomènes physiques et les principales caractéristiques intervenants lors de la dégradation des matériaux.
- le modèle de plasticité en-dommageable pour le béton et un modèle basé sur la théorie de plasticité, dont on a besoin pour notre travail de simulation numérique des voiles en béton armé soumis à un chargement monotone sur le logiciel **ABAQUS**.

Chapitre II :

Etude bibliographique

Partie I :

Comportement des voiles en
béton armé

INTRODUCTION :

L'utilisation des voiles en béton armé dans les structures, surtout dans les régions sismiques, devient indispensable et imposé par les règlements (RPA 99 version 2003 page 26) [8]. Les voiles ou les refends se sont des éléments en béton armé ou non armé qui peuvent être définis comme des structures planes dont la raideur est négligeable assurant d'une part le transfert des charges verticales (fonction porteuse) et d'autre part la stabilité sous l'action des charges horizontales (fonction de contreventement).

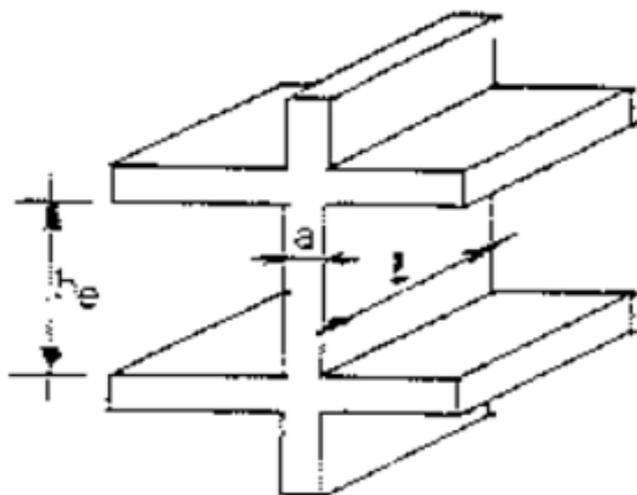


Fig : II.1 : schéma représentatif d'un voile.

II.1 : LES DIFFERENTS TYPES DE CONSTRUCTIONS EN VOILES :

Tout en étant conscient de la grande variété des constructions à murs porteurs, nous pouvons les classés en 3 grandes catégories [9] :

II.1.1 : Structures avec des murs porteurs associés à des portiques (structures mixtes) :

Ce sont des structures constituées de portiques qui reprennent les charges verticales et de voiles qui reprennent les charges horizontales. Néanmoins, les réglementations suggèrent pour ce type de structure, que les voiles reprennent plus de 20% des sollicitations due aux charges verticales [8]. (Fig : II.2)

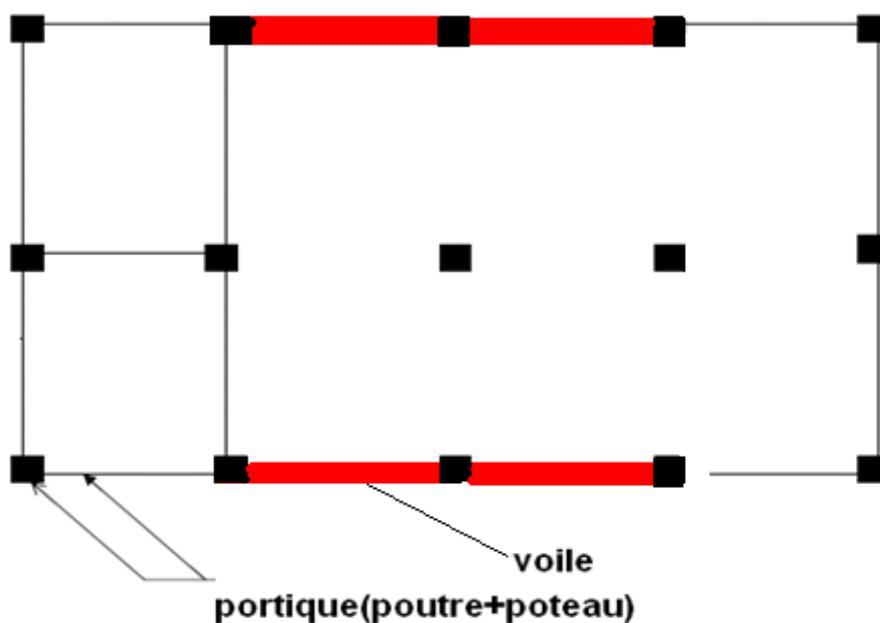


Fig : II.2 : structures mixtes (voiles et portiques)

II.1. 2 : Structures à noyau central :

Le bâtiment est dans ce cas-là contreventé entièrement par un noyau rigide en béton armé qui reprend la totalité de l'effort horizontal est une partie (20%) de l'effort vertical [8], (Fig : II.3).

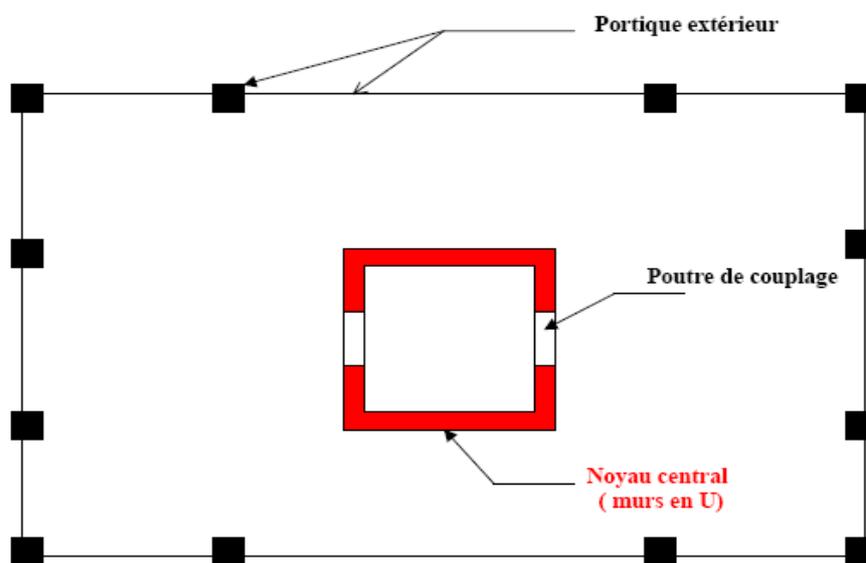


Fig : II.3 : structure à noyau central.

II.1. 3 : Structures uniquement à murs porteurs:

Ce sont les voiles qui assurent en même temps le rôle porteur et le rôle de contreventement. (Fig : II.4).

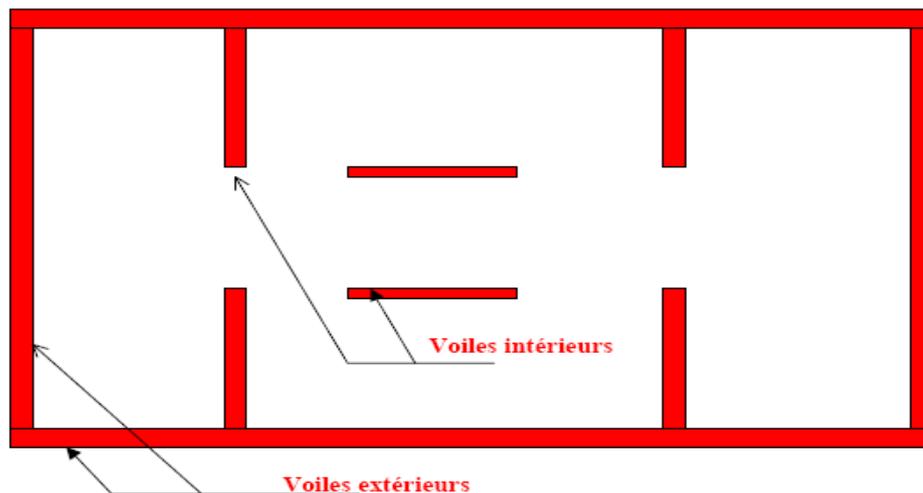


Fig : II.4 : structure uniquement en murs porteurs.

II.2 : COMPORTEMENT DES VOILES EN BETON ARME:

Dans le cas le plus générale, un voile comporte une ou plusieurs ouvertures (fenêtres, portes), dans ce cas est considéré comme étant un ensemble d'éléments appelés trumeaux et linteaux (Fig : II.5).

Dans notre travail qui se suit, nous intéressons particulièrement aux éléments de type trumeaux (voile plein).

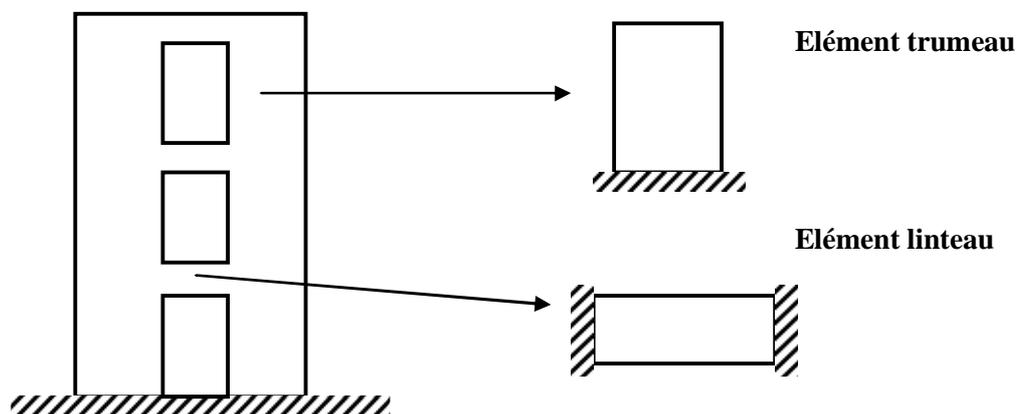


Fig : II.5 : schéma d'un voile avec ouvertures.

Les murs de contreventement peuvent être assimilés à des consoles verticales, soumises à une sollicitation de flexion composée avec un effort de compression (**Fig : II.6**). Ces murs ayant un certain degré d'encastrement à leur bases (sur les fondations). En général, la déformation prépondérante des voiles est due aux moments de renversement qui est maximum à la base, appelée déformation de flexion.

La contrainte de cisaillement dans les linteaux (si le voile comporte des ouvertures), et les trumeaux est limitée pour le béton à $0.2f_{c28}$. [8].

$$\left. \begin{aligned} \tau_b &\leq 0.2 f_{c28} \\ \tau_b &= V/b_0 d \quad \text{avec } V=1.4 V_u \text{ de calcul} \end{aligned} \right\} \quad (\text{II.1})$$

- b_0 : épaisseur du linteau ou du voile.
- d : hauteur utile $=0,9h$.
- h : hauteur totale de la section brute b_0 .

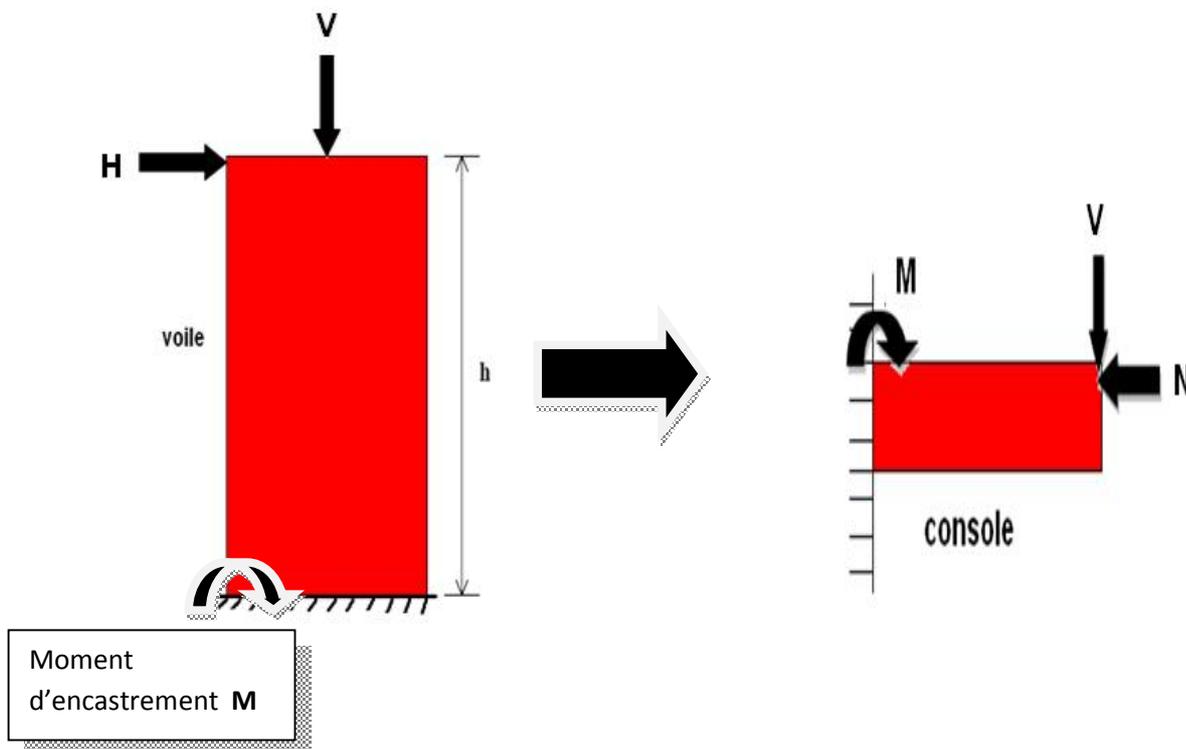


Fig : II.6 : comportement d'un voile en béton armé.

II.2.1 : comportement d'un voile court en cisaillement

Dans notre travail on s'intéresse aux voiles courts plein, donc pour bien comprendre la problématique il convient de rappeler le fonctionnement des voiles courts en béton armé vis-à-vis du cisaillement à partir du schéma très simplifié suivant (en réalité il y a plusieurs éléments « bielles » tels que l'élément II :

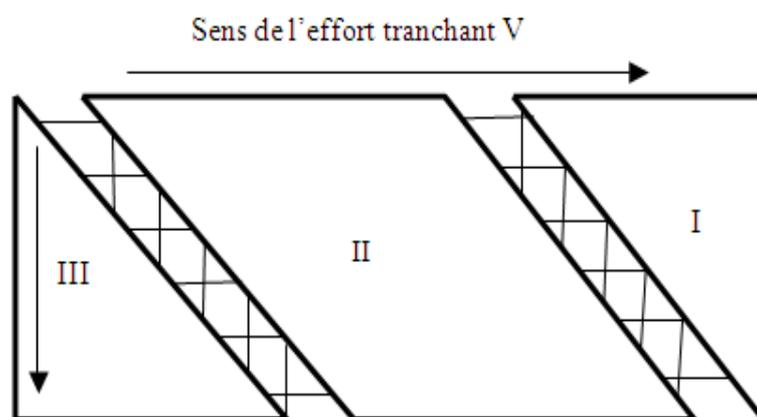


Fig: II.7 : schéma de fonction d'un voile court en cisaillement

La façon dont s'établit l'équilibre de la structure dépend de la disposition des voiles perpendiculaires à l'élément étudié. En général, les voiles perpendiculaires sont connectés à l'élément sur sa hauteur : ils comprennent une densité d'armatures verticales comparable à celle de l'élément. Ces armatures verticales jouent un rôle essentiel dans l'équilibre global. Toutefois, cette transmission de la composante verticale à ces voiles perpendiculaires suppose un cisaillement important à cette interface.

Si on découpe l'élément en trois parties comme indiqué dans la figure, on peut dire schématiquement que :

- Dans l'élément I, les armatures horizontales servent à transférer l'effort tranchant V de l'élément I à l'élément II à travers les fissures diagonales. Les armatures verticales seront activées quand le sens de l'effort s'inversera. Par contre, l'ensemble des armatures verticales et horizontales participent à la répartition de la fissuration sur l'élément.

- L'élément II forme une bielle de compression dont l'équilibre est assuré en partie basse par un ensemble de mécanismes dont le frottement sur l'élément inférieur, la butée sur l'élément perpendiculaire et la participation des matériaux aciers et béton dans cette section horizontale. L'équilibre vertical (qui s'oppose à une rotation autour de la « butée de pied ») est réalisé principalement grâce aux différentes armatures verticales de l'élément II, celles de la partie III et celles contenues dans les voiles perpendiculaires. [10].

Lorsque la densité du ferrailage est significative, et que le voile est suffisamment court, les bielles deviennent « multiples » comme on peut le voir sur la figure suivante :

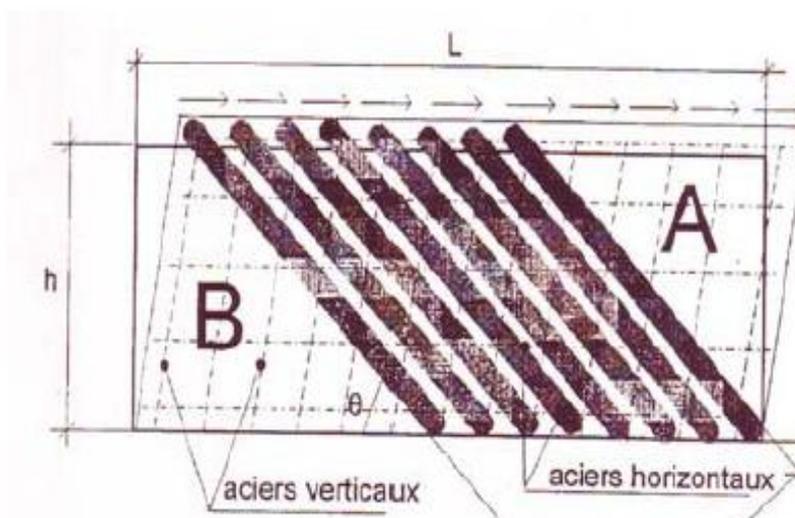


Fig : II.8 : bielles multiples.

II.3 : LES DIFFERENTS MODES DE RUPTURE DES REFENDS :

Les principaux paramètres influençant le comportement des voiles en béton armé sont : l'élançement (rapport hauteur H sur la largeur L du voile), les armatures (pourcentage ainsi que leur disposition) et la contrainte normale moyenne.

Du point de vue de leur fonctionnement, il convient de faire la distinction entre les voiles élancés ($H/L > 1.5$), les voiles courts ($H/L < 1.5$) et les voiles moyennement élancés ($H/L = 1.5$). En s'appuyant sur les travaux de **FOURE** et **PAULAY** [9], on distingue deux grandes familles de modes de rupture des voiles :

II.3.1 : Modes de rupture des voiles élancés

II.3.1.1 : Rupture en flexion

II.3.1.1.1 : Mode E1 (effort de compression faible et moment de flexion élevé)

La rupture par plastification en traction des armatures verticales, d'où la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile. On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés, soumis à un effort normal de compression faible et un moment de flexion prépondérant. (**Fig : II.9**).

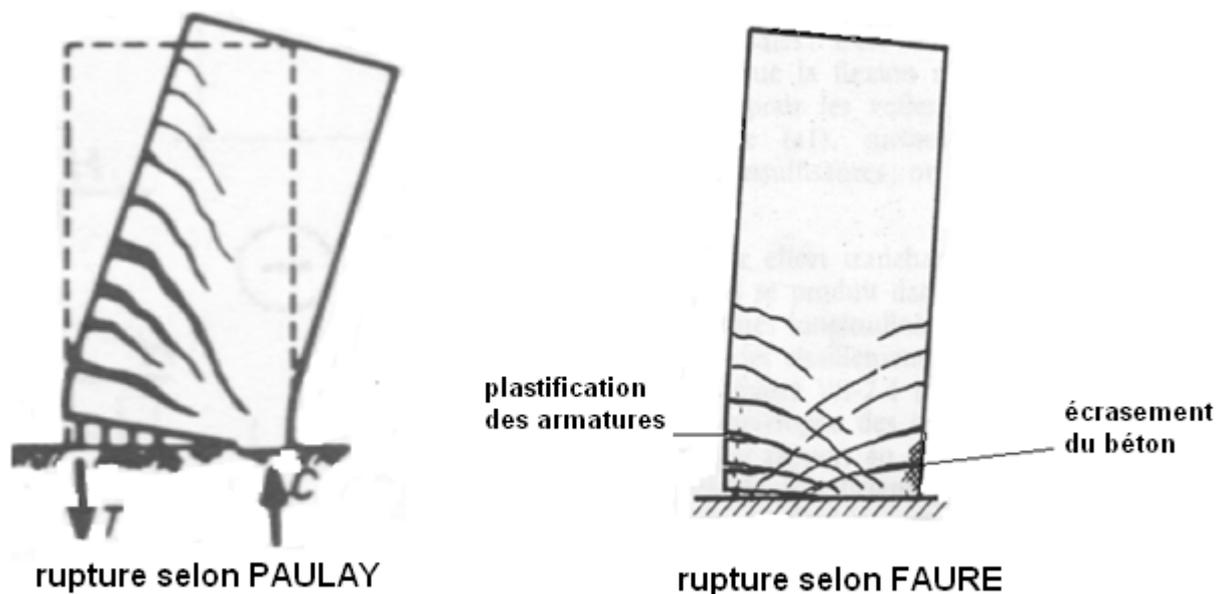
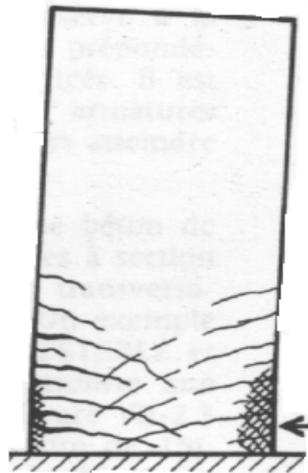


Fig : II.9 : mode E1 de rupture.

II.3.1.1.2 : Mode E2 (présence d'un effort normal important) :

La rupture se fait par écrasement du béton. Ce mode de ruine se rencontre pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important. (Fig : II.10).

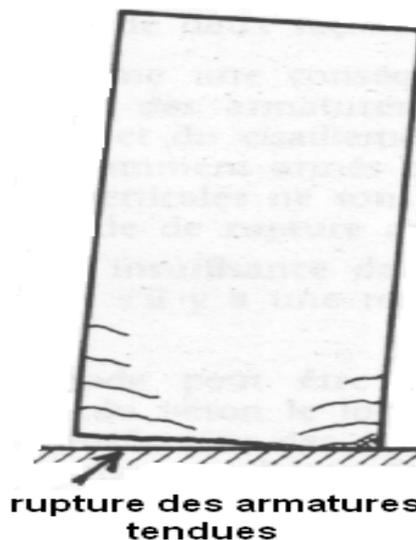


écrasement du béton comprimé

Fig : II.10 : mode E2 de rupture.

II.3.1.1.3 : Mode E3 (voiles faiblement armé)

Rupture fragile par ruptures des armatures verticales tendues. C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités. (Fig : II.11).



rupture des armatures tendues

Fig : II.11 : mode E3 de rupture.

II.3.1.2 : Rupture par effort tranchant

II.3.1.2.1 : Mode E4 (voiles fortement armé et cisaillement élevé)

Rupture dans les bielles de compression développées dans l'âme du voile. On l'observe dans les refends munis des raidisseurs, fortement armés longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés. (Fig : II.12)



Fig : II.12 : mode E4 de rupture.

II.3.1.2.2 : Mode E5 (voile moyennement élancé et effort normal faible)

Rupture par glissement au niveau des reprises du bétonnage. Ce mode de rupture a été observé dans les cas des voiles moyennement élancés. il peut apparaître lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes, la qualité des reprises de bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible. (Fig : II.13)



Fig : II.13 : mode E5 de rupture.

II.3.1.3 : Rupture en flexion-effort tranchant

II.3.1.3.1 : Mode E6 (voiles moyennement élancé et flexion faible)

Rupture par plastification des armatures verticales de flexion et des armatures transversales. C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est plus prépondérante et où les armatures horizontales sont insuffisantes. (Fig : II.14)

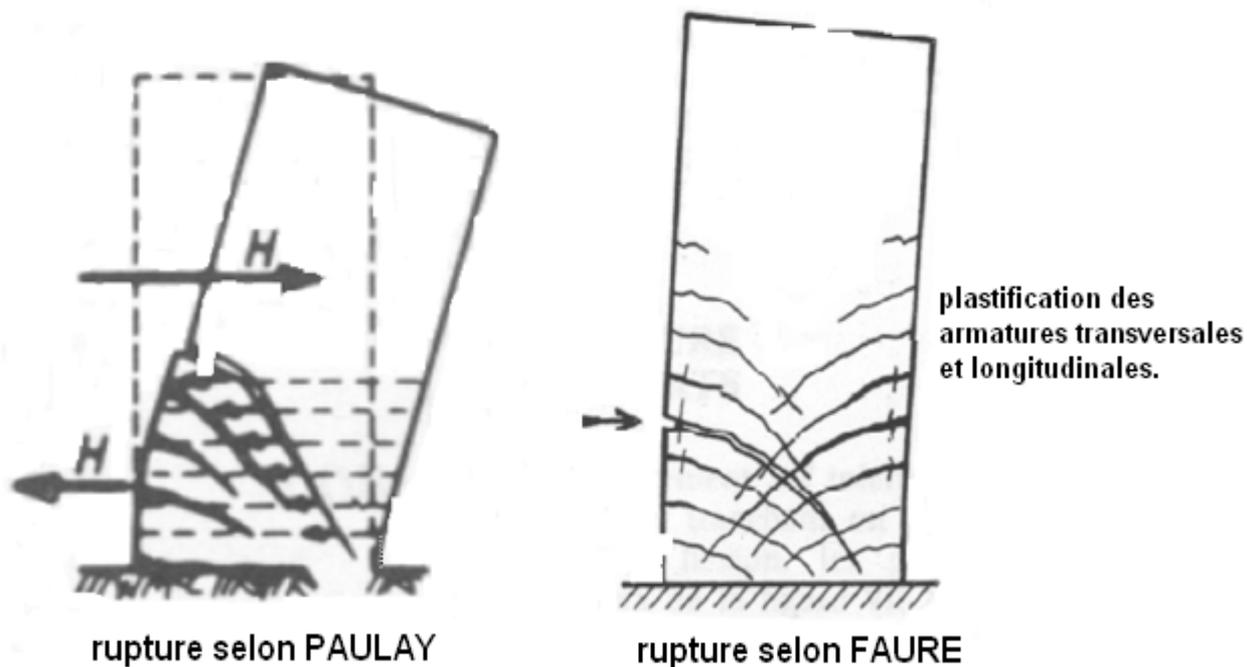


Fig : II.14 : Mode E6 de rupture.

II.3.2 : Modes de rupture des voiles courts

Dans le cas des refends courts, l'effort tranchant est généralement prépondérant sur la flexion. On peut regrouper les modes de rupture de ce type de voiles en 3 principales familles :

II.3.2.1 : Mode C1 (Le chargement est cyclique et un cisaillement)

Rupture par glissement (sliding Shear) à l'encastrement, est obtenue par plastification progressive des armatures sous l'action de la flexion et du cisaillement ou par insuffisance d'armatures verticales réparties. Ce mode de cisaillement est caractérisé par une fissure horizontale située à la base du mur dont les lèvres glissent l'une par rapport à l'autre. Il apparaît souvent pour des chargements cycliques. (Fig : II.15)

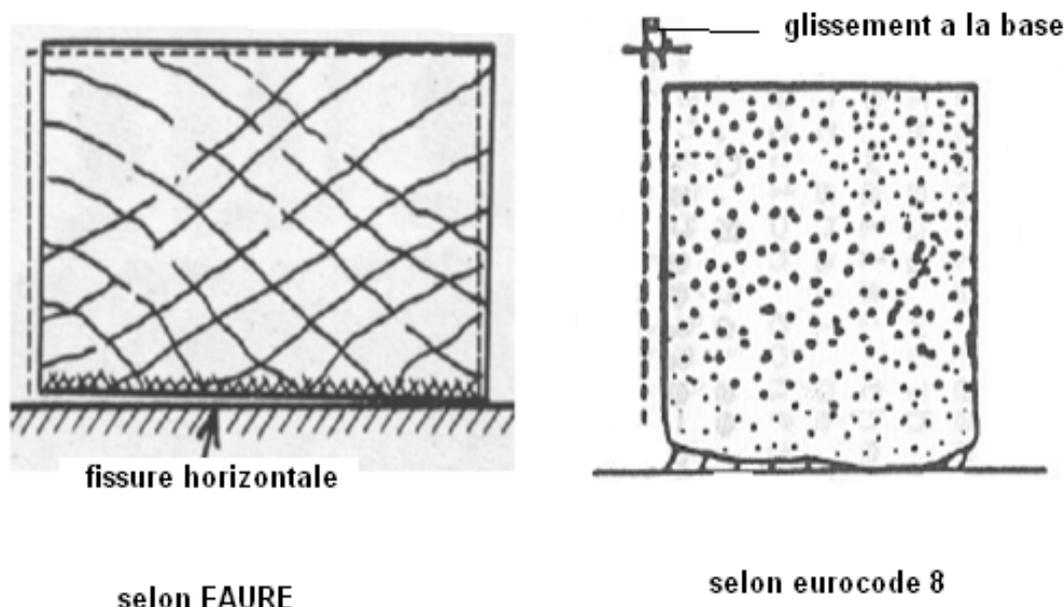


Fig : II.15 : mode C1 de rupture.

II.3.2.2 : Mode C2 (voiles moyennement armés avec un effort normal faible)

Rupture diagonale (diagonal tension failure) par effort tranchant avec plastification (éventuellement rupture) des armatures le long des fissures diagonales. C'est un cas aussi fréquemment rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal. (Fig : II.16)

II.4 : DIMENSIONNEMENT ET FERRAILLAGE DES VOILES :

II.4.1 : Dimensionnement

II.4.1.1 : Longueur d'un voile :

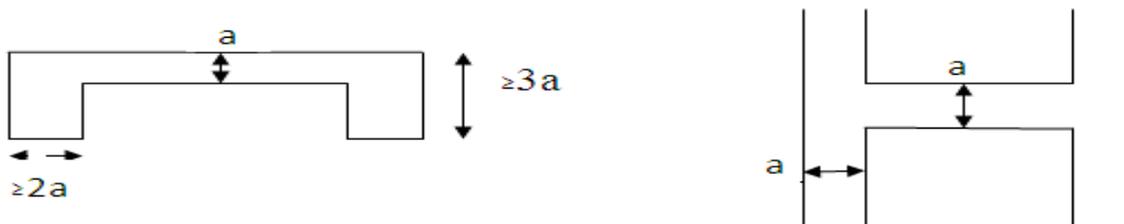
La largeur (L) d'un voile est au moins égale à 4 fois son épaisseur (a). [8]

$$L \geq 4a \quad (\text{II.2})$$

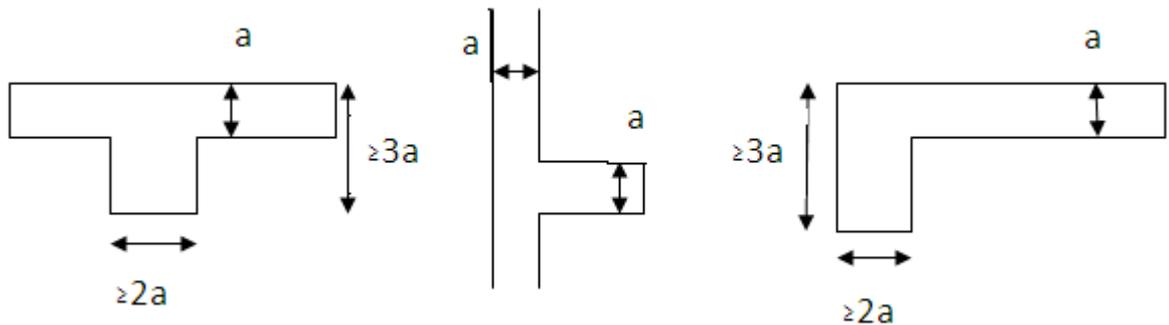
II.4.1.2 : Epaisseur d'un voile :

L'épaisseur (a) d'un voile dépend de la hauteur d'étage h_e et des conditions de rigidité aux extrémités. Les murs en voiles doivent présenter une épaisseur minimale de 15cm. [8]

1) $a \geq \frac{h_e}{25}$



2) $a \geq \frac{h_e}{22}$



3) $a \geq \frac{h_e}{20}$



Fig : II.18 : dimensionnement d'un voile.

N.B : les éléments ne satisfaisant pas à ces conditions doivent être considérés comme des éléments secondaires Linéaires (poteaux). [11]

II.4.2 : Ferrailage des voiles :

Dans notre travail, on s'intéresse aux voiles pleins en béton armé (voiles sans ouvertures). Donc, on est dans le cas des trumeaux qui sont calculés en flexion composée avec effort tranchant, leur ferrailage est imposé par les règlements [8] :

II.4.2.1 : Armatures verticales :

Lorsqu'une partie du voile est tendue, l'effort de traction doit être pris en totalité par les armatures.

- le pourcentage minimum des armatures verticales dans la zone tendue est de 0.2% de la section de cette zone (on peut concentrer les armatures de traction à l'extrémité du voile).
- Les armatures verticales du dernier niveau doivent être comportées des crochets à la partie supérieure, et la jonction des armatures des autres différents niveaux se fait par simple recouvrement (sans crochet).
- Les barres verticales des zones extrêmes devraient être ligaturées avec des cadres horizontaux dont l'espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile, forment ainsi des potelets.
- L'espacement des armatures verticales doit être réduit de moitié sur une distance de $L/10$ de chaque extrémité (L : la largeur du voile), cet espacement est au plus égal à 15cm ($S/2 \leq 15\text{cm}$).

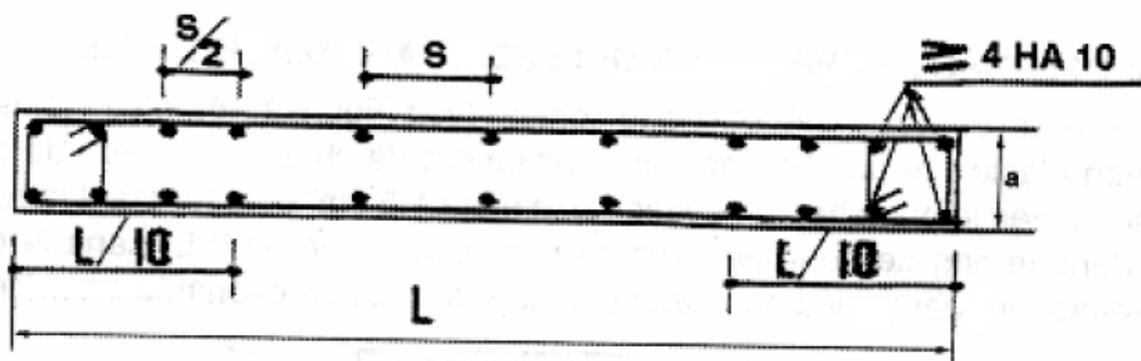


Fig II.19 : disposition des barres verticales dans les voiles.

II.4.2.2 : Armatures horizontales :

Les armatures horizontales doivent être munies de crochets à 135° ayant une longueur de dix fois leurs diamètres ($10\varnothing$). Dans le cas où le voile est prévu des talons de rigidité, les armatures horizontales seront encrées sans crochets si les dimensions des talons les permettent.

II.4.2.3 : les règles communes aux armatures verticales et horizontales

- Le pourcentage minimum des armatures verticales et horizontales, est donné comme suit :
 - globalement dans la section du voile 0.15%.
 - en zone courante 0.10%.
- L'espacement des armatures verticales et horizontales doit être inférieur à la plus petite des deux valeurs suivantes :
 - $S \leq 1.5a$ a : épaisseur du voile.
 - $S \leq 30$ cm.
- Les armatures horizontales sont disposées vers l'extérieur dans chaque nappe d'armatures, et les deux nappes sont reliées avec au moins 4 épingles par m^2 .
- Le diamètre utilisé pour les armatures verticales et horizontales (à l'exception des potelets) est inférieur ou égal au 1/10 de l'épaisseur du voile.
- Les longueurs de recouvrements doivent être égales à :
 - $40\varnothing$ pour les barres situées dans les zones où le renversement de signe des efforts est possible.
 - $20\varnothing$ pour les barres situées dans les zones comprimées.

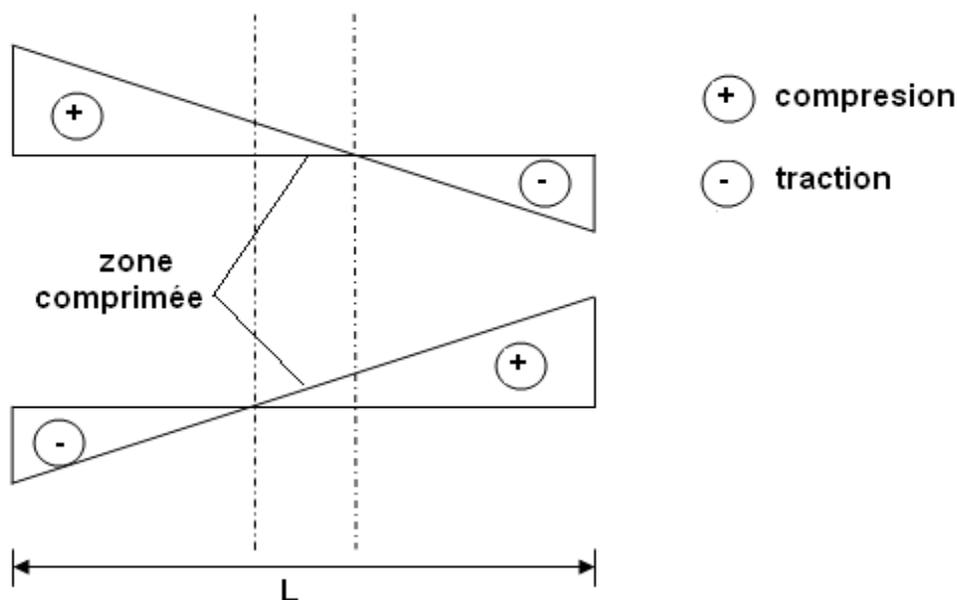


Fig II.20 : les zones de renversement de signe et la zone comprimée.

Partie II :

Renforcement des voiles en
béton armé

Introduction :

La notion de réparation peut être liée à la présence de désordres, alors que le renforcement implique plus l'idée de modification des conditions d'exploitation d'un ouvrage, lequel peut être un ouvrage sain. Plusieurs essais numériques et expérimentaux sur le renforcement des voiles ont été effectués pour valider la conception, comprendre le fonctionnement, faire progresser les connaissances et constituer la base du développement des codes de constructions. Dans cette partie on présente quelques essais de renforcement effectués sur les voiles dans des travaux de simulation ou en expérimental :

II.5 : Les travaux de simulation

II.5.1 : Renforcement interne par des barres diagonales :

Dans ce paragraphe, on va présenter une étude qui a été faite par deux chercheurs **Werasak Raongjant** et **Meng Jing** de l'université de technologie **Thanyaburi, Pathumthani** en **Thaïlande** [12].

Ils ont fait une simulation numérique sur quatre voiles en béton armé, renforcé par des barres en diagonales, par un logiciel **ANSYS 8.0** (qui est un logiciel basé sur la méthode des éléments finis). Les résultats de la simulation ont été comparés à celles des essais expérimentaux.

Les voiles ont tous les mêmes dimensions :

- La largeur est de 1500mm, la longueur est de 2250mm et l'épaisseur est de 100mm.
- Dans les deux zones d'extrémités (les potelets), le ferrailage est identique pour les quatre voiles, dont on trouve des barres verticales entourées par des cadres avec un même espacement.
- Un chargement latéral monotone est appliqué à 2150mm au-dessus de la base du voile.

La différence qui existe entre les voiles est l'orientation et la densité du ferrailage dans la zone courante de l'âme.

Ø 1^{er} voile : (Fig : II.21)

Le premier voile, est ferrailé traditionnellement :

- Barres verticales T10 avec un espacement de 20 cm.
- Barres horizontales T10 avec un espacement de 15 cm.
- Deux potelets avec des cadres espacé de 10 cm.

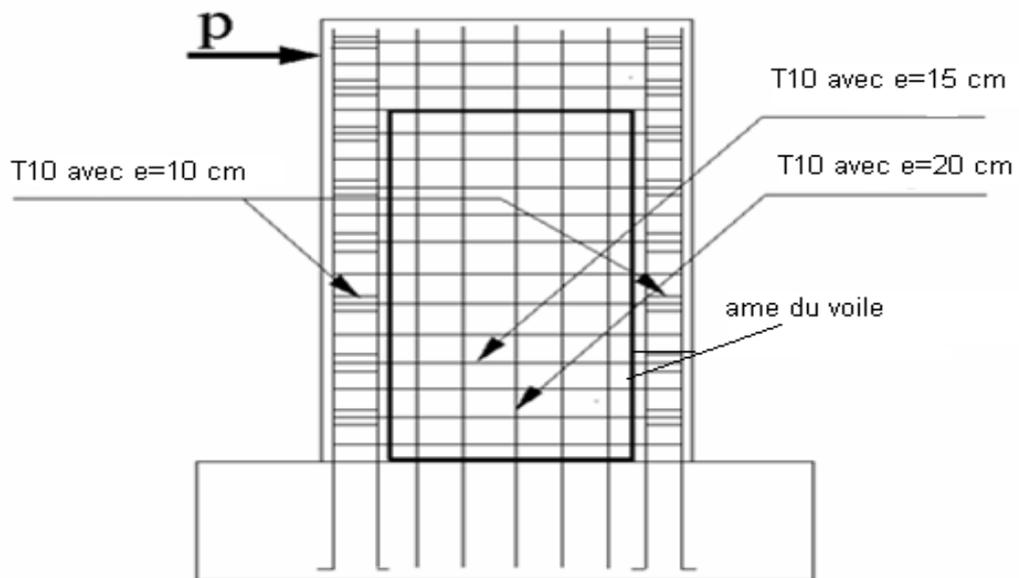


Fig : II.21 : ferrailage du premier voile.

Ø 2^{ème} voile : (Fig : II.22)

Ce deuxième voile est ferrillé en diagonale come suit :

- Deux potelés avec des cadres espacé de 10 cm.
- Ferrailage en diagonale dans les deux sens avec T10 et espacement de 15 cm.

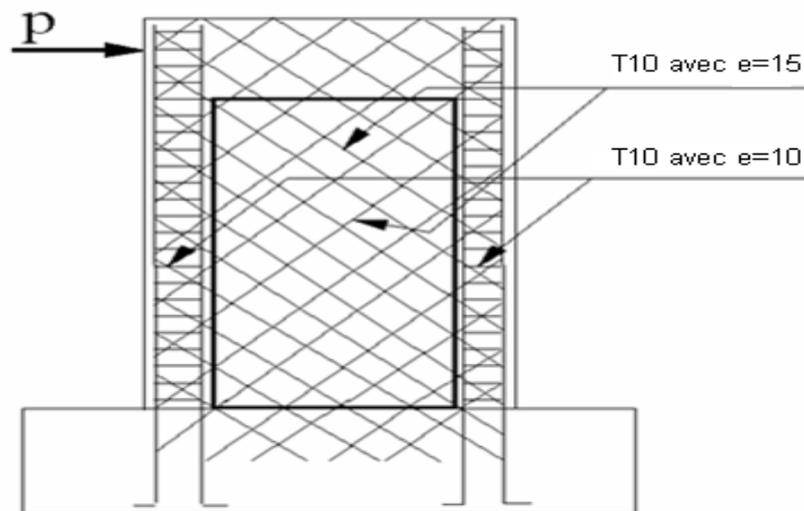


Fig : II.22 : ferrailage du deuxième voile.

Ø 3^{ème} voile : (Fig : II.23)

Ce troisième voile est ferrillé comme le deuxième mais avec un espacement entre les armatures diagonales de 10 cm.

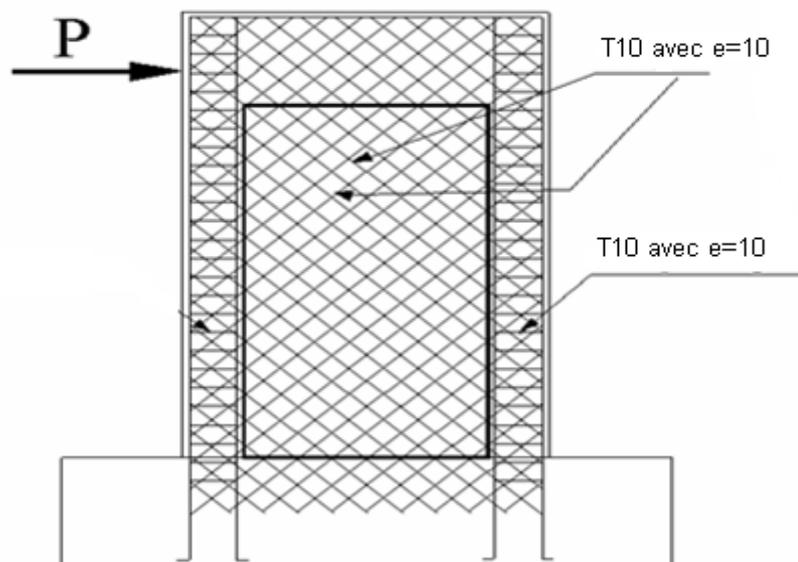


Fig : II.23 : ferrailage du troisième voile.

Ø 4^{ème} voile : (Fig : II.24)

Le quatrième voile est ferrailé comme le premier, avec un renfort à la base de refend par des barres de T10 inclinés de 45° par rapport à cette base.

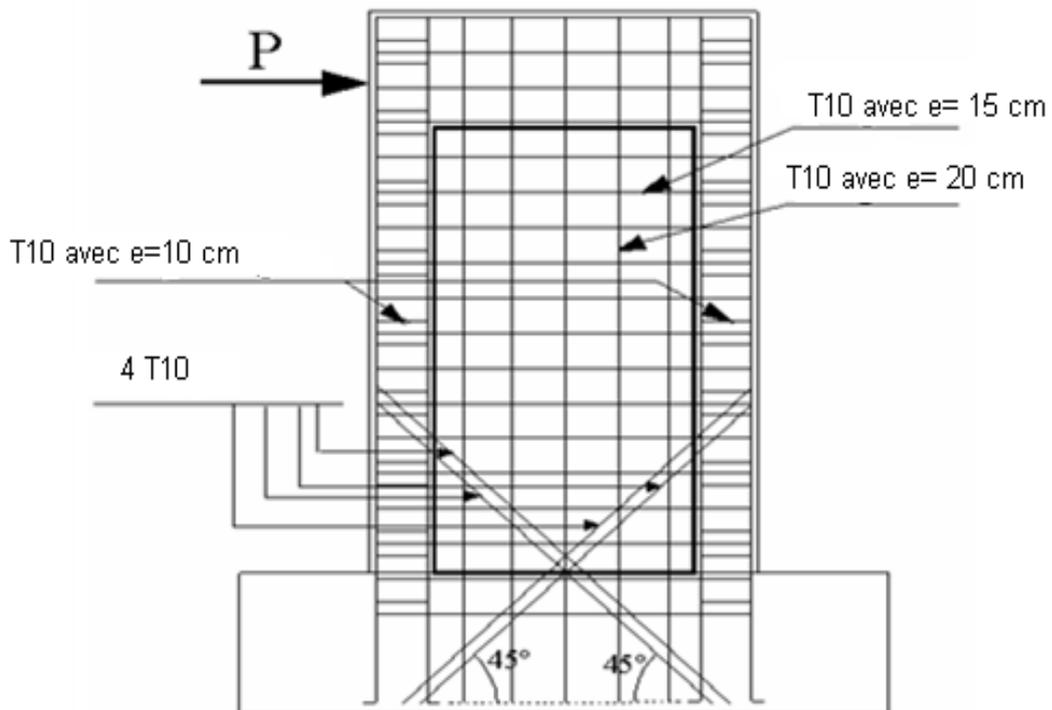


Fig : II.24 : ferrailage du quatrième voile.

II.5.1.1 : Comparaison des résultats numérique et expérimentaux :

Tout les résultats obtenues dans ces essais sont comparés par rapport à l'expérimentale, ils sont schématisé dans ce qui suit :

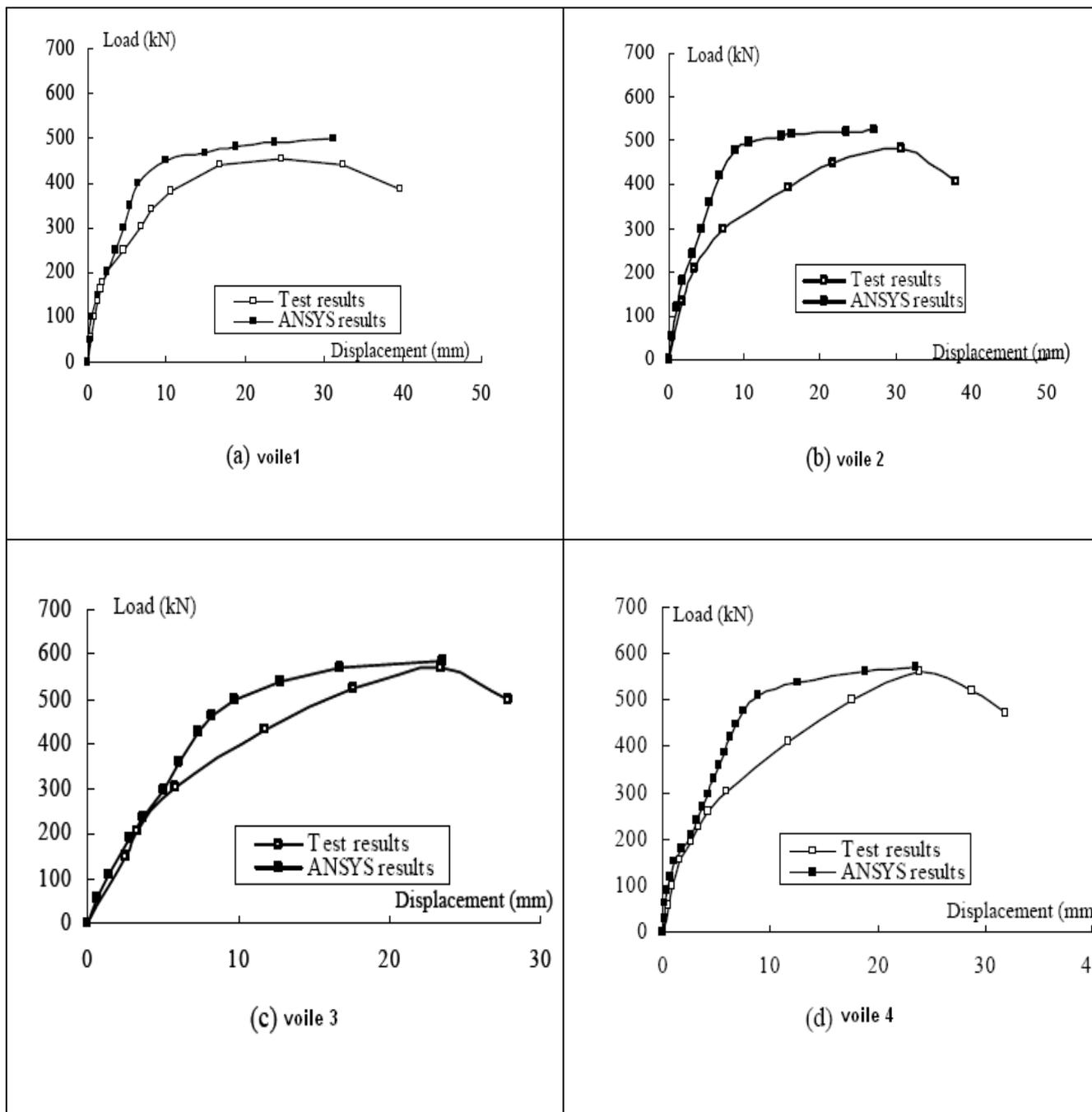


Fig : II.25 : comparaison de force-déplacement.

	voile 1	voile 2	voile 3	voile 4
Test results V^{exp} (kN)	460	475	572	562
ANSYS results V^{ansys} (kN)	500	510	585	570
V^{ansys} / V^{exp}	1.087	1.074	1.023	1.014
Average value	1.0495			

Fig : II.26 : tableau de comparaison des résistances.

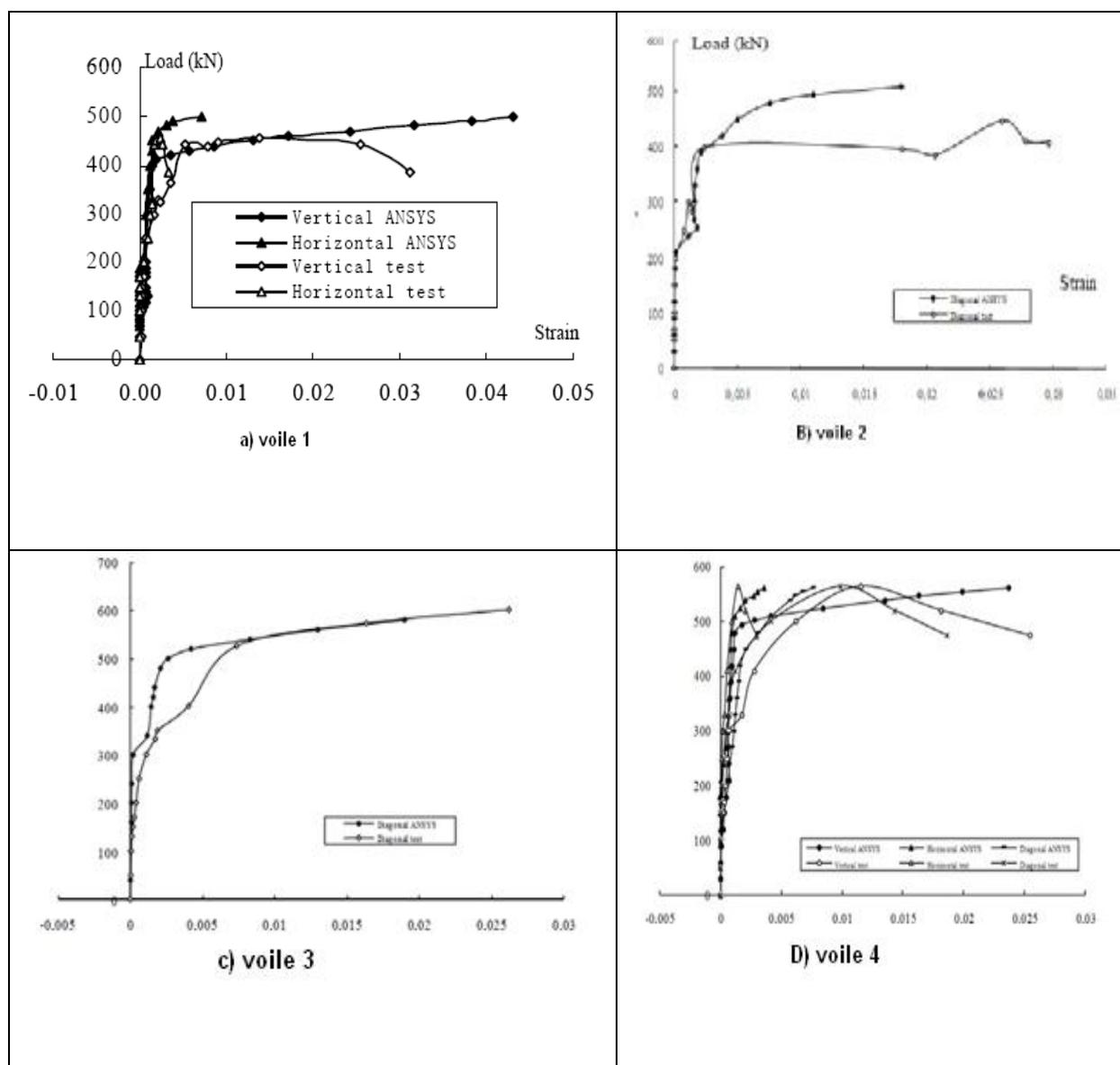


Fig : II.27 : comparaison entre les déformations des aciers.

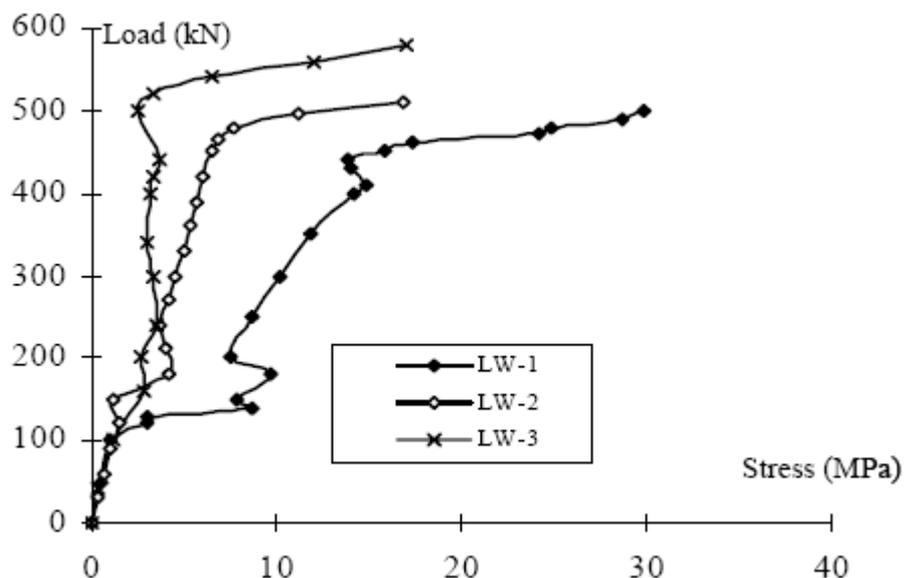


Fig : II.28 : comparaison des contraintes développées dans le béton des voiles 1,2 et 3.

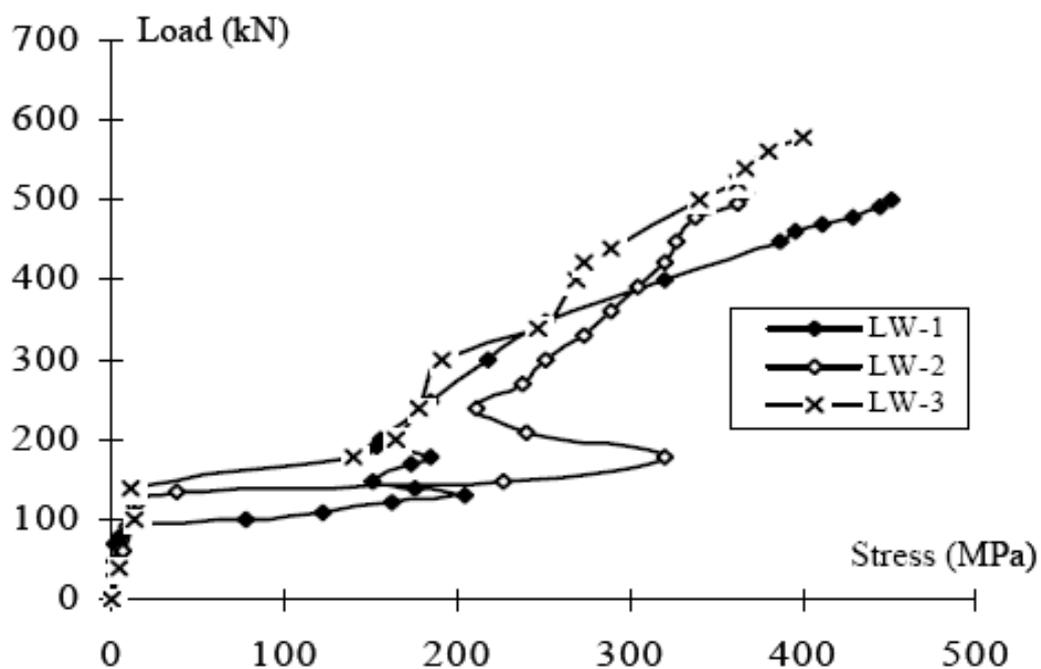


Fig : II.29 : comparaison des contraintes développées dans Les aciers des voiles 1,2 et 3.

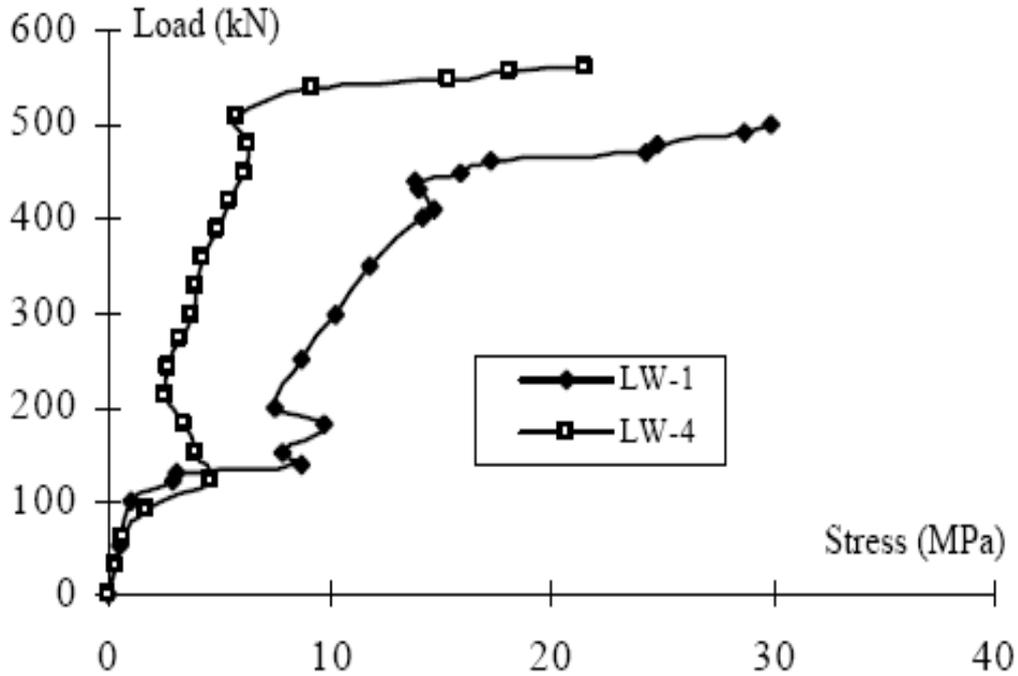


Fig : II.30 : comparaison des contraintes développées dans Le béton des voiles 1 et 4.

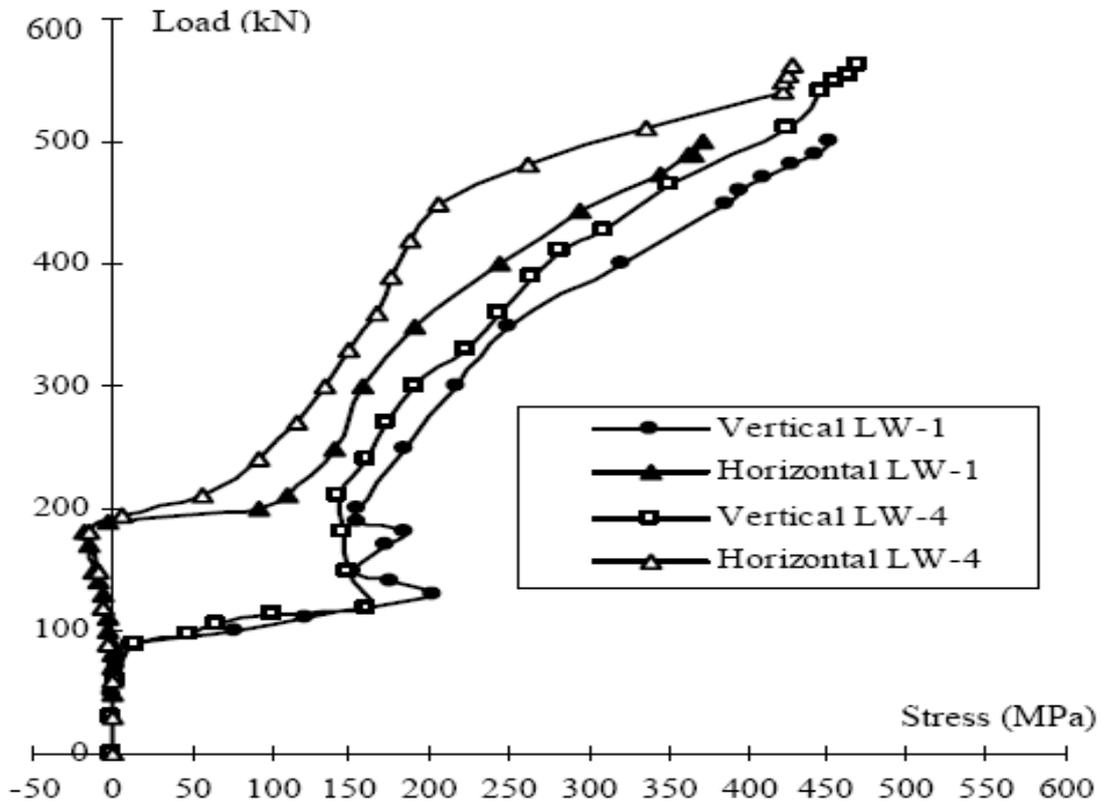


Fig : II.31 : comparaison des contraintes développées dans Les aciers des voiles 1 et 4.

II.5.1.2 : Conclusion

- ∅ Le comportement des voiles en déplacement en fonction de la charge est non linéaire.
- ∅ Les résultats en déformations obtenus dans l'expérimentale peut être assimilés à celles de la simulation, la différence entre les deux peut être justifié par la mauvaise mise en œuvre des capteurs de déformation (jauges) dans l'expérimentale.
- ∅ Plus la densité du renfort en diagonale augmente (voile 2 et 3), les contraintes diminuent dans le béton et les aciers (Fig : II.2 8 et II.29), due à la transmission des ces contraintes concentrées en diagonales (par les bielles de compression ou de traction).
- ∅ Les barres diagonales à 45° du voile 4 permettent de prendre les forces de cisaillement due aux chargements et de les transmettent directement à la semelle, donc il y a diminution de contraintes au niveau des bielles de compression et de traction de l'âme.
- ∅ D'après les résultats du tableau précédent (Fig : II.26), on peut dire que le renfort en 45° (voile 4) est plus efficace par rapport aux autres renforts effectués dans cette étude, car l'erreur par rapport à la réalité est de 1.4%.
- ∅ Si le renforcement du voile 4 (les barres en diagonale) à été démarré du point d'application du chargement, les résultats seront plus fiables que ces résultats obtenus dans cette simulation.

Dans cette étude on peut dire que la simulation numérique a bien traduit le comportement des voiles en déplacement avec une non linéarité, et que le renfort (le ferrailage) diagonal a été efficace.

II.6 : Travaux expérimentaux

II.6.1: Renfort externe par un matériau composite :

Les réglementations parasismiques dans le domaine du bâtiment ont évoluées au fur et à mesure de l'approfondissement des connaissances scientifiques, la technique de renforcement par matériaux composites s'est particulièrement développée ces dernières années de façon à augmenter la ductilité des ces éléments et leur résistance si nécessaire.

Dans cet article on va présenter un travail de recherche au niveau du l'institut national des sciences appliquées de l'université de Lyon1 (INSA de Lyon1) [13], sur Trois voiles de mêmes dimensions à une échelle de 1/3 d'un mur réel. Les voiles sont soumis à des chargements cycliques et ayant les caractéristiques suivantes :

- Ø **1^{er} voile** : c'est en béton armé ferrailé selon les recommandations minimales de l'EUROCODE et sans renfort.
- Ø **2^{eme} voile** : a le même ferrailage que le premier et renforcé par des bandes de composite (carbone d'époxy stratifié au contact).Les caractéristiques du composite sont :
 - Le module d'élasticité 80 GPa.
 - La résistance est de 880 MPa.
 - Epaisseur minimale de 1 mm.
 - La largeur des bandes est de 50 mm.
 - Les fibres de carbone haute résistance sont unidirectionnelles et le grammage de tissu est de 600 g/m².
 - La matrice utilisé est une époxy dans la cure est effectué à froid (température ambiante).
- Ø **3^{eme} voile** : comme le deuxième avec des mèches d'ancrage pour éviter la rupture en flexion du composite.

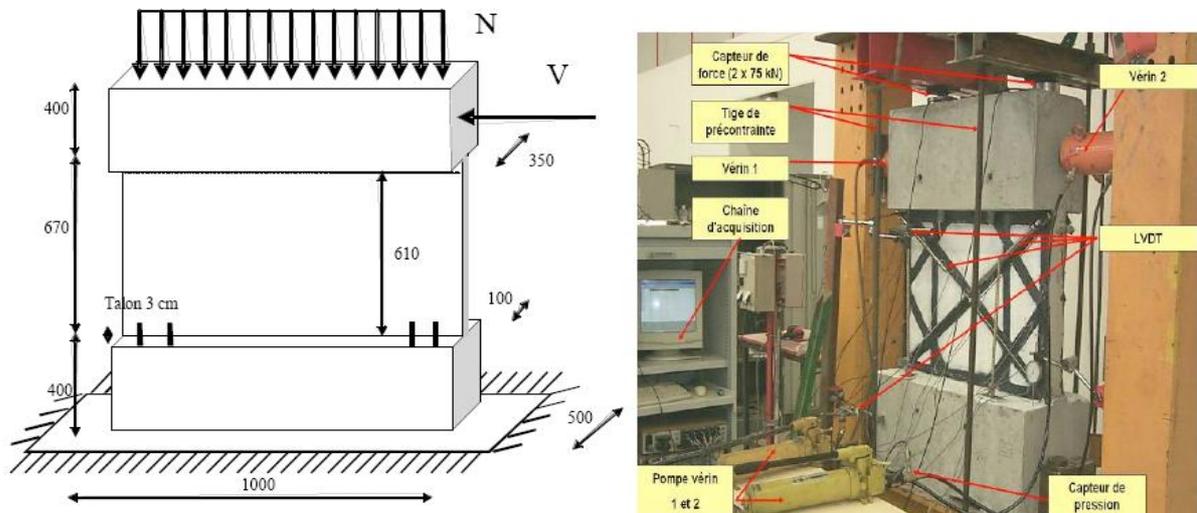


Fig : II.32 : Géométrie et dimensions des voiles courts.

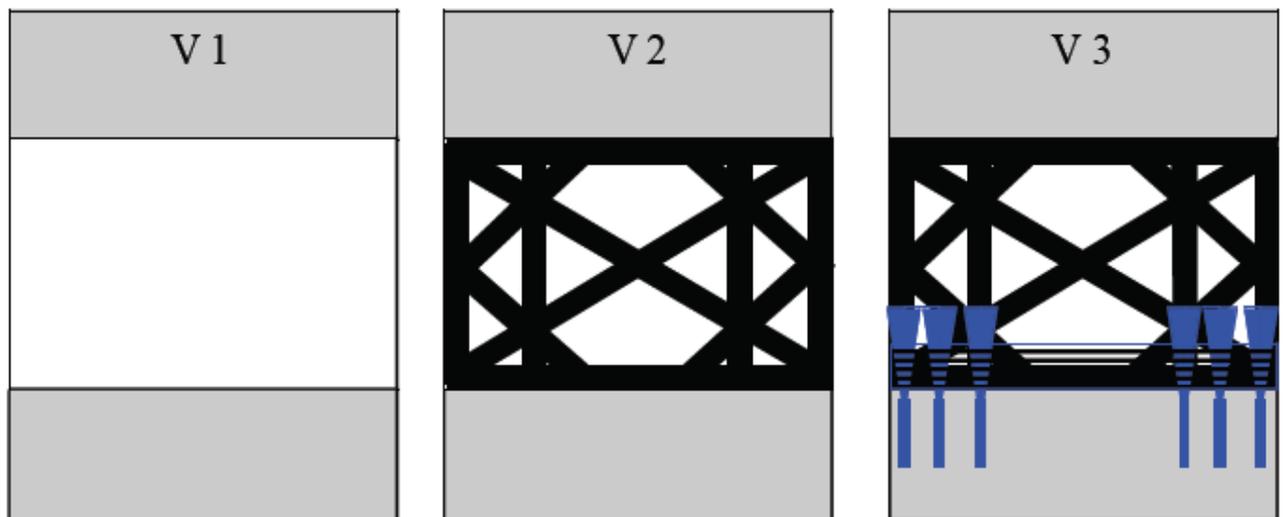


Fig : II.33: Description du renforcement par composite.

Dans les trois essais il y a :

- § 4 LVDT (capteur de déplacement) sont disposés verticalement pour vérifier le glissement entre le voile et la semelle inférieure et supérieure.
- § 2 LVDT sont disposés selon les diagonales (bielles tendue et comprimée).

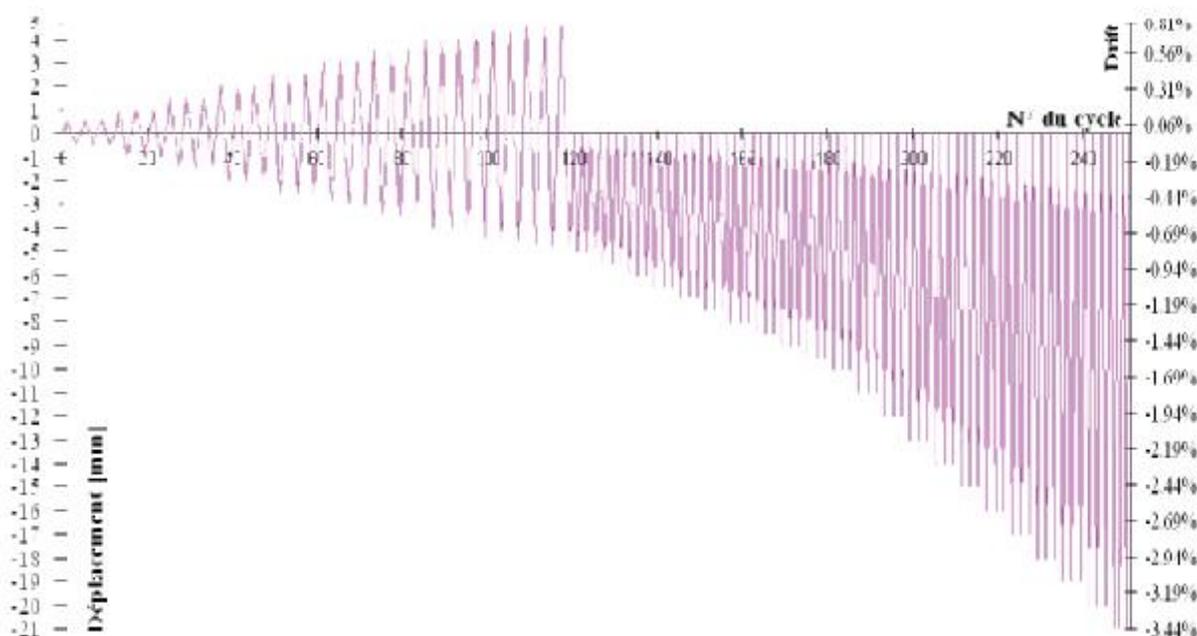


Fig : II.34 : les cycles de chargements appliqués

Les résultats obtenus : après applications de plusieurs chargements cycliques, ils ont obtenus des résultats qui sont résumé dans le tableau ci-dessous. Donnant les charges maximales que peuvent supporter les voiles et leurs modes de rupture, et une courbe de déplacement en tête du voile en fonction du chargement :

	Charge maximale (daN)	Mode de rupture
V1	21900	Bielle de compression cisailée
V2	34300	Cisaillement de l'interface
V3	32500	Bielle de compression cisailée

Fig : II.35 : Tableau Charge et mode de rupture.

-Les bandes de carbone collées sur le voile V2, permettent un gain de charge (maximale) de 56 %.

-Le gain de charge du renfort ancré par mèches est de 48 %.

Le comportement initial est modifié :

-Les gains de charges apportés par les mèches (voile V3) entre 0 et 4 mm de déplacement sont voisins de 100 % par rapport à V1.

En revanche l'apport du composite du voile V2, n'est pas visible initialement. Il devient significatif à partir de l'apparition des premières fissures (déplacement de 4.5 - 4.75 mm).

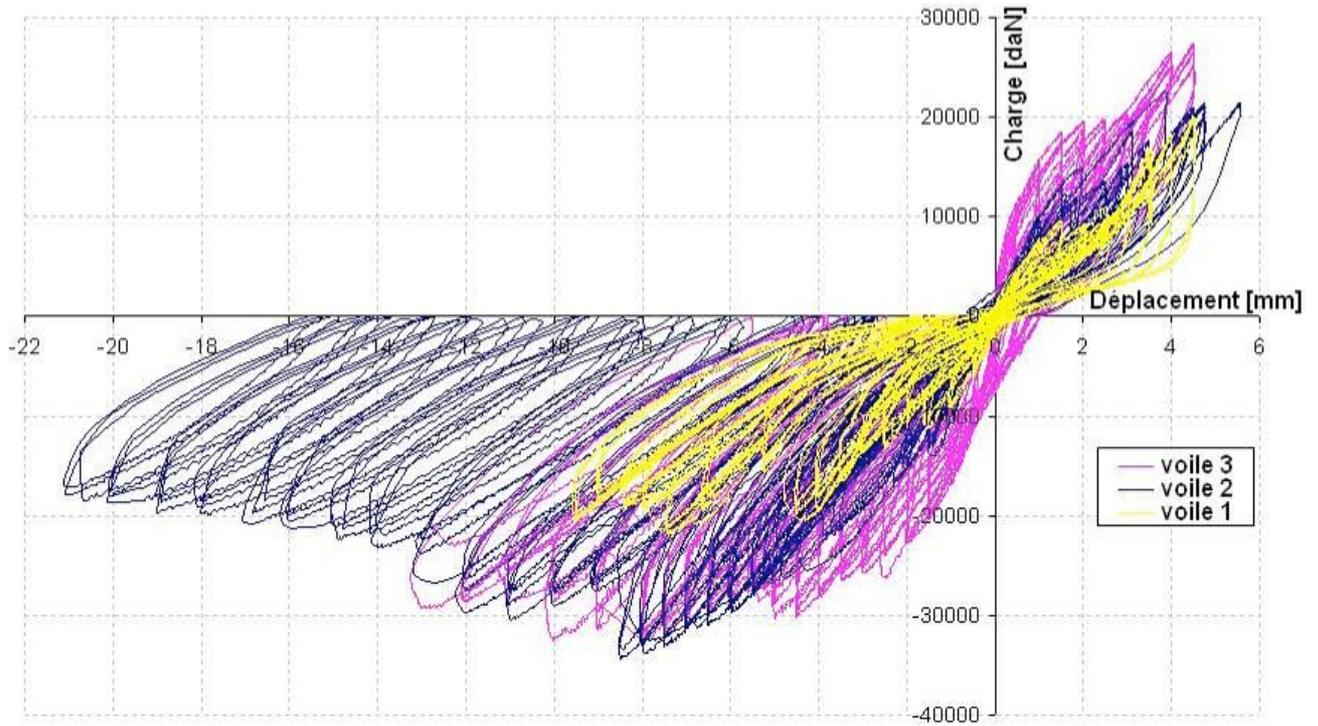


Fig : II.36: courbe charge déplacement en tête de voile.

Ø Il y a une inclinaison des boucles d'hystérisés qui cause par la dégradation de la rigidité (une chute de l'inertie de la section du point de vue de la RDM).

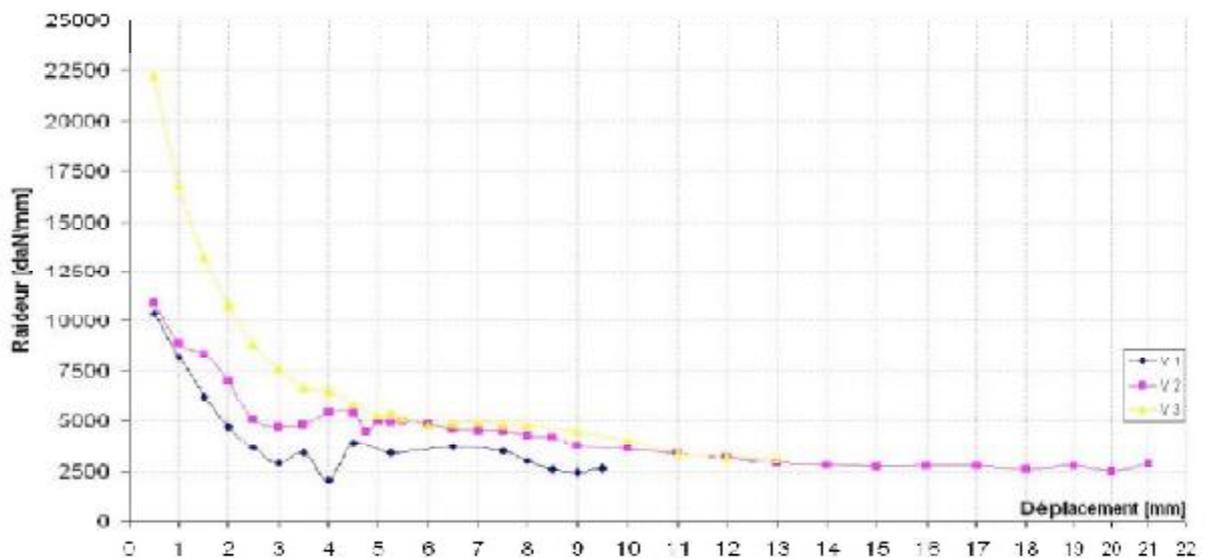


Fig : II.37 : courbes de dégradation de la rigidité.

Conclusion :

Dans cette campagne expérimentale, ils ont mis en évidence, les effets du renforcement par composite sur des voiles courts en béton armé. L'utilisation du renfort par composite s'avère alors efficace sur bien des aspects (charge, déplacement, ductilité...). L'évaluation des indicateurs d'endommagement ont également permis de mettre en évidence que lorsque la contribution du composite est intéressante au-delà d'un certain déplacement critique permettant une fissuration importante de la structure. A partir de ce déplacement critique et à l'échelle du composant, le composite contrôle l'endommagement de la structure et modifie les mécanismes de fissuration en assurant une redistribution des efforts dans le composants. Le résultat global pour le voile court est une augmentation de la capacité de déplacement.

Dans ce chapitre on a représenté les différents modes de rupture des voiles courts et quelques méthodes de renforcements réalisés. Dans ce qui suit, on s'intéresse aux voiles courts fortement armés dont les fissures à 45° qui sont dues aux forces de cisaillement dans les bielles de traction et de compression (**fig.II .38**).

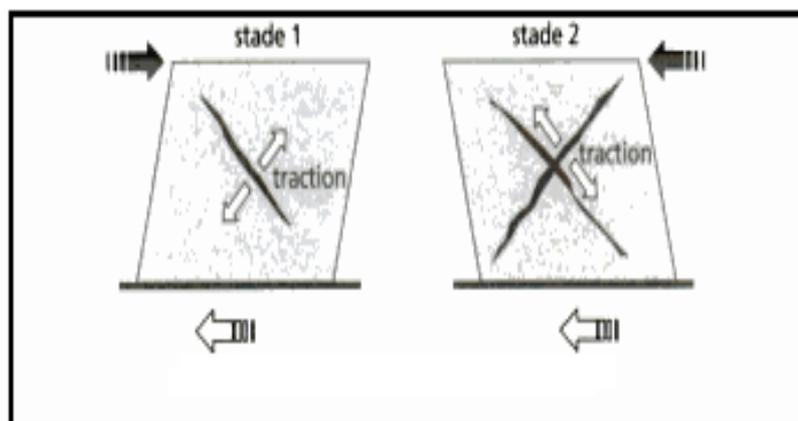


Fig : II.38 : bielles de compression et de traction dans les voiles.

Chapitre III :

Simulation numérique

Introduction :

Dans ces dernières années, de nombreuses recherches expérimentales ont été effectuées sur le comportement des murs de refends sous l'action sismique. Toutes fois, il ne suffit pas d'obtenir seulement des résultats expérimentaux en raison de la finance et du temps, et pour cette raison la simulation numérique aide les chercheurs à analyser et à compléter ces résultats expérimentaux.

A cet effet, dans ce chapitre on présentera une simulation numérique des voiles en béton armé soumis à un effort horizontal sur le logiciel **Abaqus 6.8**.

III.1 : présentation du logiciel Abaqus :

ABAQUS est une suite puissante des programmes des logiciels de simulation technique créée en 1978, basée sur la méthode des éléments finis (méthodes numériques approchées), ABAQUS, est l'un des premiers fournisseurs mondiaux de logiciels et services pour l'analyse par éléments finis. La gamme de logiciels d'ABAQUS est particulièrement réputée pour sa technologie, sa qualité et sa fiabilité. Elle s'est imposée comme partie intégrante des processus de conception de sociétés de renommée mondiale dans tous les secteurs industriels. ABAQUS offre les meilleures solutions pour des problèmes linéaires, non linéaires, explicites et dynamiques. Il a une bibliothèque étendue des éléments qui peuvent modéliser n'importe quelle géométrie. Il a une liste également étendue de modèles matériels qui peuvent simuler le comportement de la plupart des matériaux typiques de technologie comprenant de métaux, le caoutchouc, les polymères, les composites, le béton armé, et les matériaux géotechniques comme les sols et la roche. Il peut simuler des problèmes dans de tels secteurs divers, comme : la mécanique, le transfert thermique, électrique, problèmes couplés (piézo et thermique), l'acoustique et la mécanique des sols....

Dans la plupart des simulations, y compris fortement les non linéaires, le besoin d'utilisateur est de fournir les données de technologie telles que la géométrie de la structure, le comportement des matériaux constitutifs, ses états de frontière, et les charges appliquées. ABAQUS peut simuler n'importe quelle géométrie telles que : poutres, plaques, coques et éléments spéciaux (ressorts, masses...) en deux dimensions ou en trois dimensions.

ABAQUS se divise en deux grands codes :

- Ø ABAQUS/Standard.
- Ø ABAQUS/Explicit.

ABAQUS/Standard : Nous permet de réaliser des études statiques en contraintes/déplacements, dynamiques linéaires ou non linéaires. Généralement, c'est la méthode de Newton qui est utilisée pour résoudre les problèmes non linéaires.

ABAQUS/Explicit : Permet la résolution d'études comme les problèmes de dynamique rapide. Bien que l'analyse soit dynamique, elle peut être utilisée moyennant quelques précautions pour accomplir des analyses quasi-statiques. Le schéma explicite implanté au sein d'Abaqus conduit à des temps de calcul plus faibles comparativement au schéma implicite nommé ABAQUS/Standard. L'algorithme explicite assure une certaine robustesse, il est plus efficace pour aboutir à un calcul complet que Abaqus/Standard.

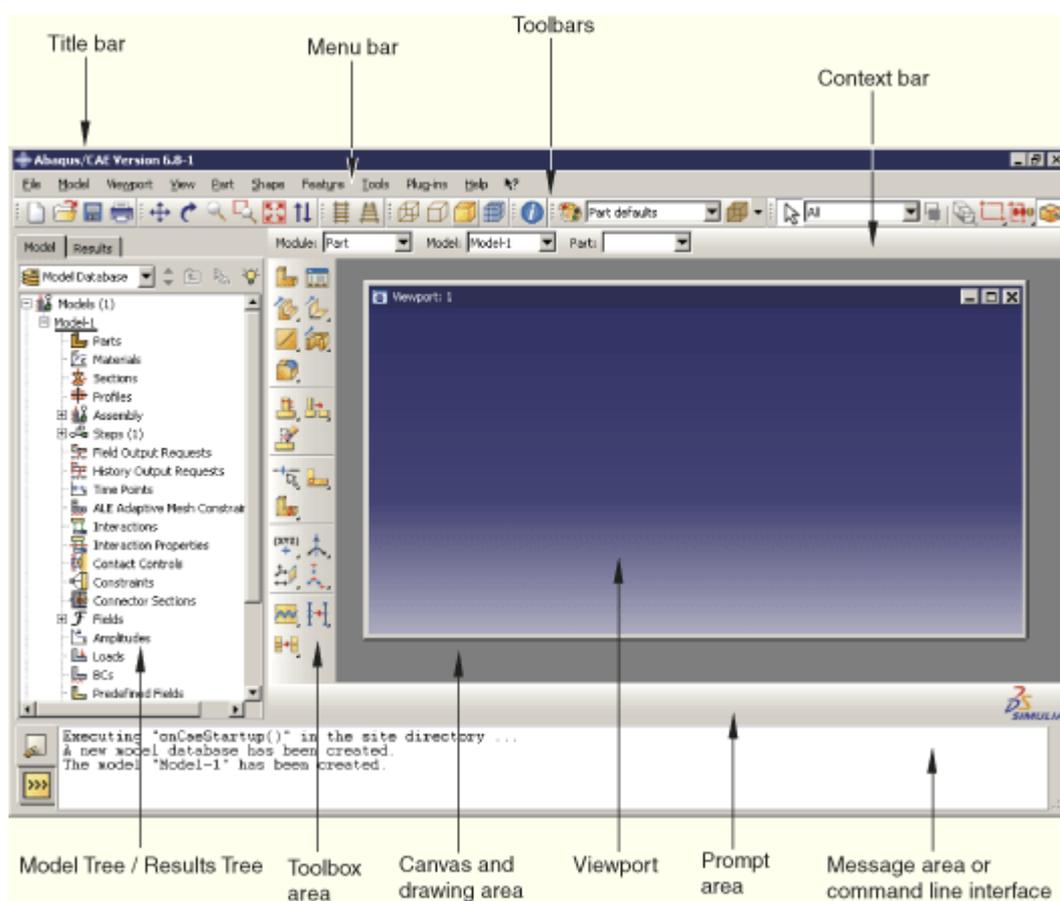
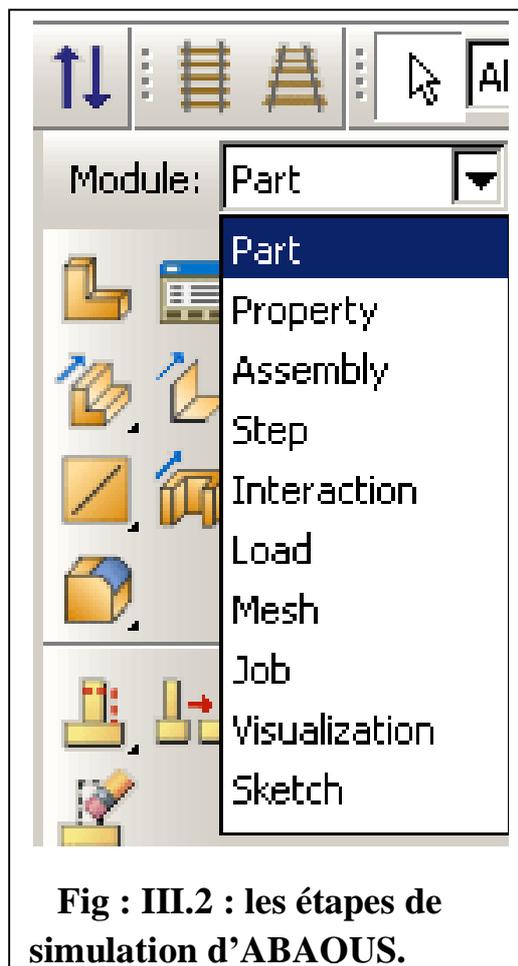


Fig : III.1 :L'interface d'ABAQUS.

La simulation, qui est généralement exécuté en tâche de fond, est le stade dans lequel Abaqus / Standard ou Abaqus / Explicit résout le problème numériques définies dans le modèle. la résolution du ce modèle se fait en dix grandes étapes dans ABAQUS :

- ∅ Module Part.
- ∅ Module Property.
- ∅ Module Assembly.
- ∅ Module Step.
- ∅ Module Interaction.
- ∅ Module Load.
- ∅ Module Mesh.
- ∅ Module Job.
- ∅ Module de visualisation des résultats.



Les huit premiers modules servent à définir le problème mécanique à simuler. Le module Job est celui qui gère le passage du calcul de simulation proprement dit, c'est-à-dire le cœur du code. Enfin, le dernier module regroupe tout ce qui concerne l'exploitation des résultats sous forme de diverses visualisations.

III.1.1 : Module part

Ce module nous permet de créer des pièces individuelles en esquissant leur géométrie directement dans Abaqus / CAE ou en important la géométrie à partir d'autres programmes de modélisation géométrique. Chaque pièce est créée grâce à l'outil '**Create Part**' (Fig : III.3). Elles sont définies en fonction de leur nom (par défaut, le logiciel utilise le mot Part suivi d'un numéro, correspondant au nombre de pièces). Il faut ensuite entrer d'autres caractéristiques importantes. Par exemple, il est nécessaire d'indiquer notre zone de travail : '**3D**', '**2D**', si le problème se simplifie suffisamment pour être traité comme plan; '**Axisymmetric**', utile dans le cas de la représentation simplifiée du modèle. Ces deux derniers points sont utilisés dans une perspective de simplification du problème, et, par conséquent de diminution du temps de calcul. Il faut aussi déterminer son 'Type' : '**Deformable**', '**Discrete**

Rigid' ou 'Analytical rigid', la pièce est définie soit comme déformable ou indéformable; et ses caractéristiques mécaniques qui sont au nombre de quatre: 'Solid', 'Shell', en français « coque » utilisé de préférence en '2D planar', 'Wire' et 'Point'. Tous les dessins élaborés sont bidimensionnelles, pour se rapporter dans l'espace de travail, en '3D', il suffit de stipuler que sa construction se fait soit par 'Revolution', soit par 'Extrusion', ou 'Sweep', ces outils sont là pour créer une épaisseur.

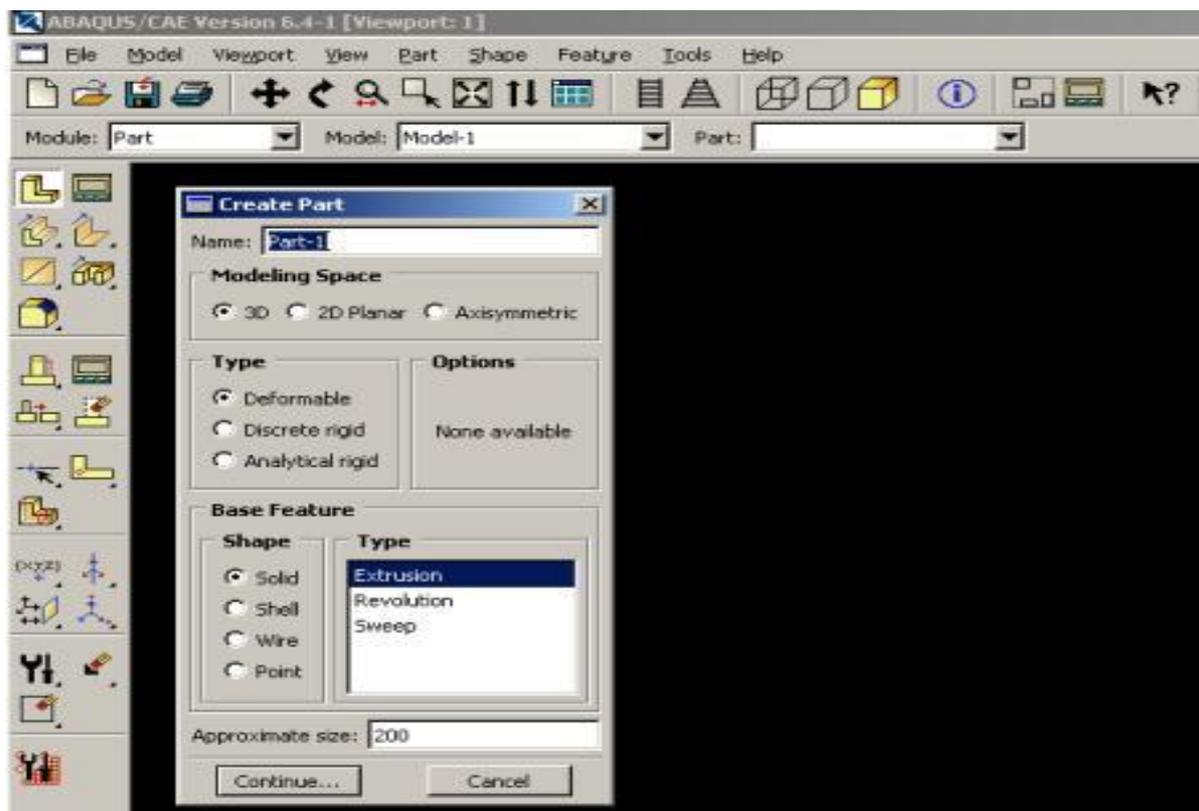


Fig: III.3: module Part.

III.1.2: Module Property

Ce module est important dans la modélisation numérique du phénomène physique. Il faut créer le matériau, c'est-à-dire, élaborer toutes ses propriétés mécaniques, thermiques ou acoustiques (Fig : III.4).

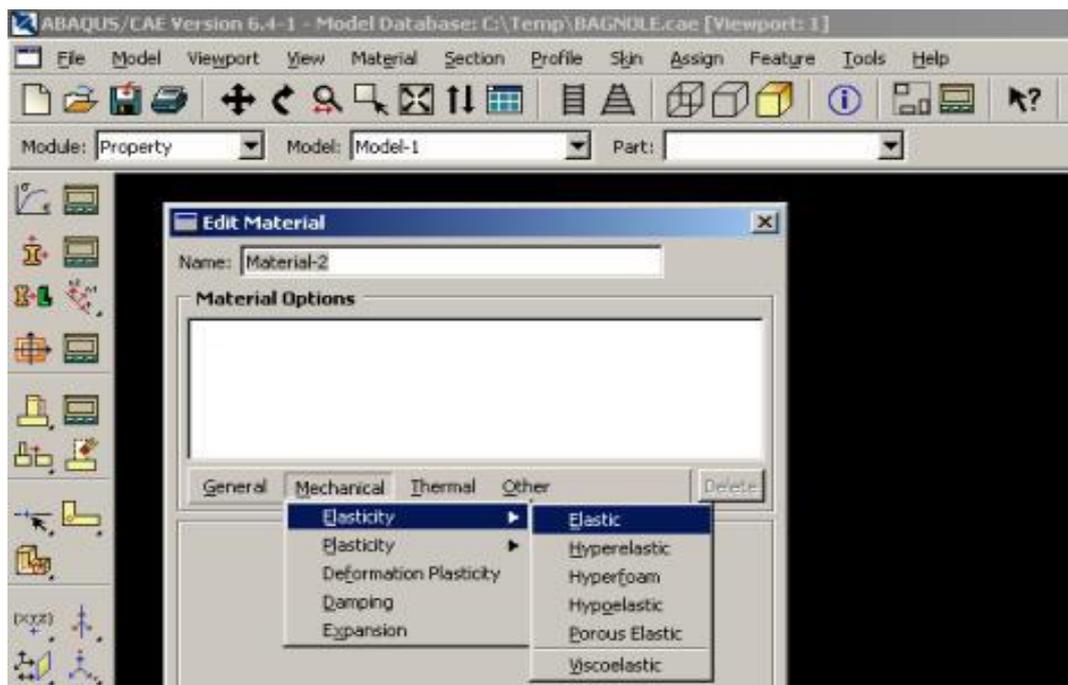


Fig : III.4 : module property.

Dans la partie ‘Material Manager’, nous avons la possibilité de rentrer différentes valeurs numériques ou lois physiques. Le logiciel Abaqus travaille sans unités, il est donc préférable de les définir avant et de s’en tenir tout au long du calcul.

MASSE	LONGUER	TEMPS	FORCE	PRESSION	ENERGIE
M	L	T	$M.L.T^{-2}$	$M.L^{-1}.T^{-2}$	$M.L^2.T^{-2}$
Kilogramme	Mètre	Seconde	Newton	Pascal	Joule
Gramme	Millimètre	Milliseconde	Newton	MPa	Mili joule
Tonne	Millimètre	Seconde	Newton	MPa	Mili joule

Fig : III.5 : tableau des unités correspond à ABAQUS.

Remarque : dans notre travail de simulation, nous nous sommes restreints simplement aux problèmes mécaniques, et le processus physique étudié est adiabatique (Δq). Les propriétés thermiques ou acoustiques n’ont pas été définies. Le type des unités utilisées est le 1^{er}(en gras).

III.1.3 : Module Assembly

Lorsqu'on crée une partie, il existe dans son propre système de coordonnées, indépendant des autres parties dans le modèle. L'utilisateur rassemble toutes les pièces avec 'Create Instance' afin de modéliser le phénomène physique.

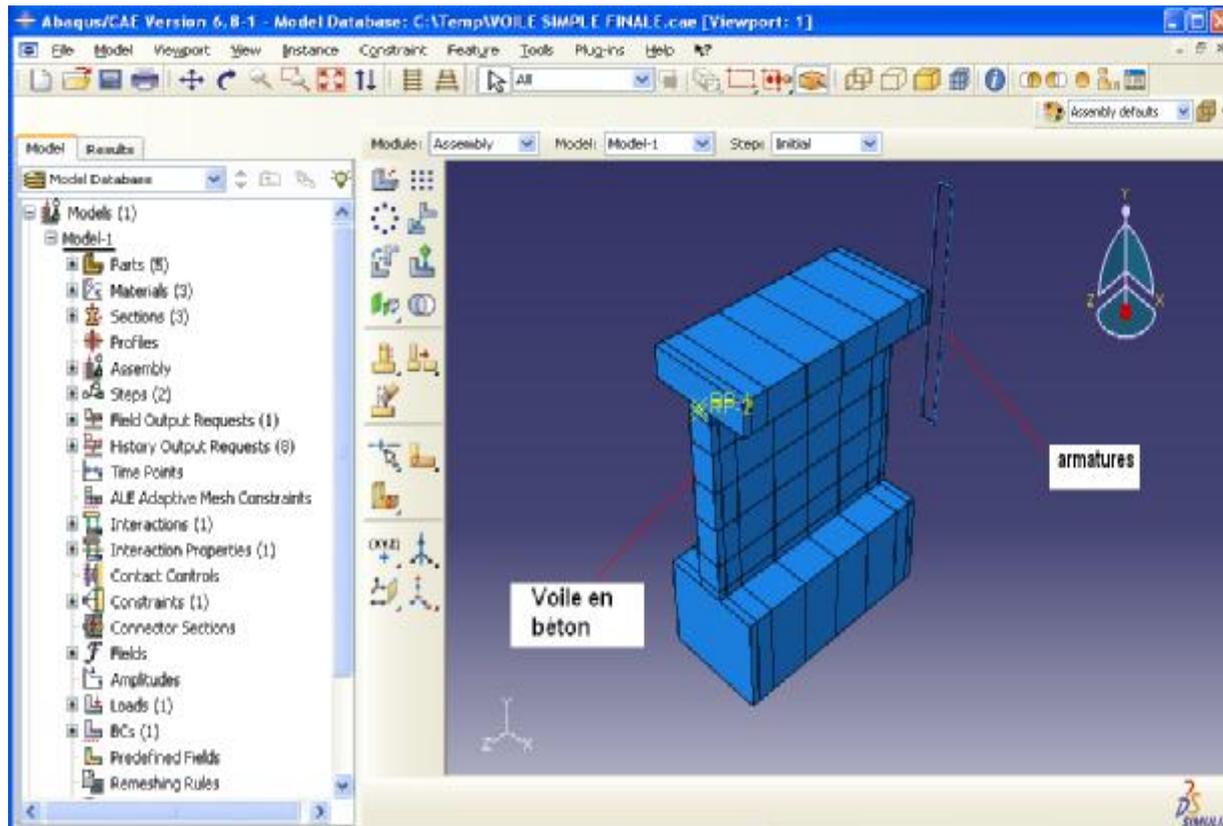


Fig: III.6: module Assembly.

III.1.4: Module step

Pour créer et configurer les étapes d'analyse (déterminer l'incrémentation, valeur du pas du temps, et la valeur du temps final), et de demandes de sortie associées (contraintes, déplacements, déformations....).

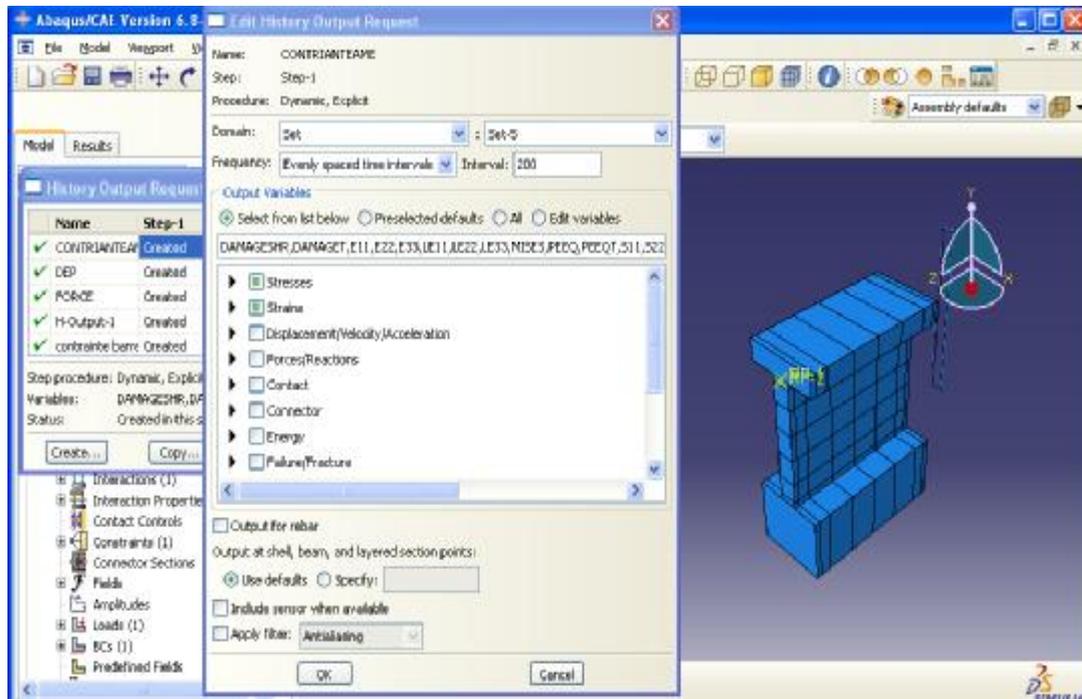


Fig: III.7: module step

III.1.5: Module interaction

Il définit les interactions entre chaque pièce et introduit les premières hypothèses portant sur les contacts, les contraintes et les connexions éventuelles.

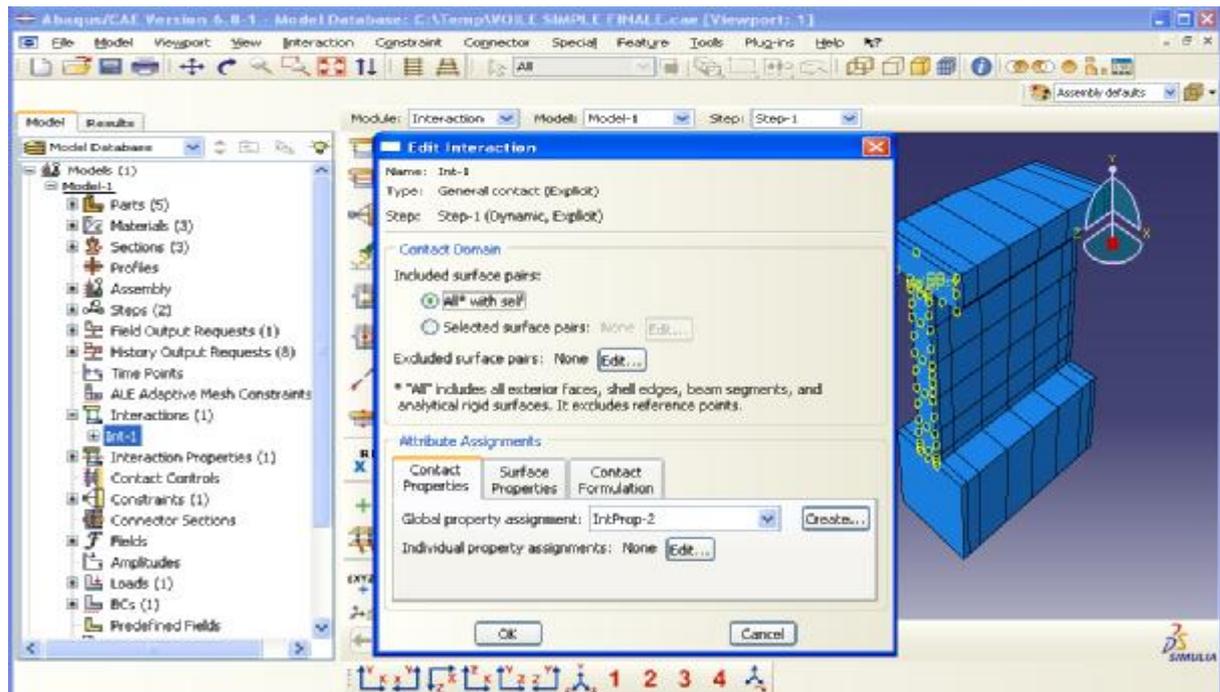


Fig : III.8 : module Interaction.

III.1.6 : Module Load

Ce module est divisé en deux grandes étapes :

- Ø ‘Create Boundary Condition’ (Bcs): l’étape de création des conditions aux limites.
- Ø ‘Create Load’ (load) : regroupe l’ensemble des forces auxquelles le système est soumis.

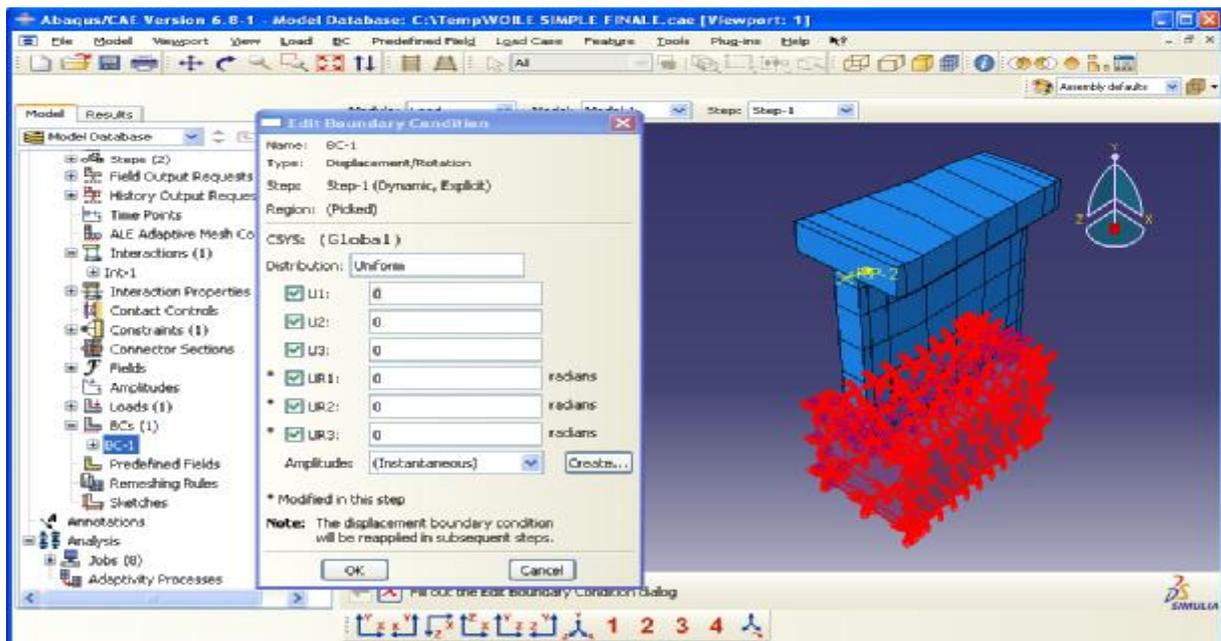


Fig : III.9 : conditions aux limites de module load.

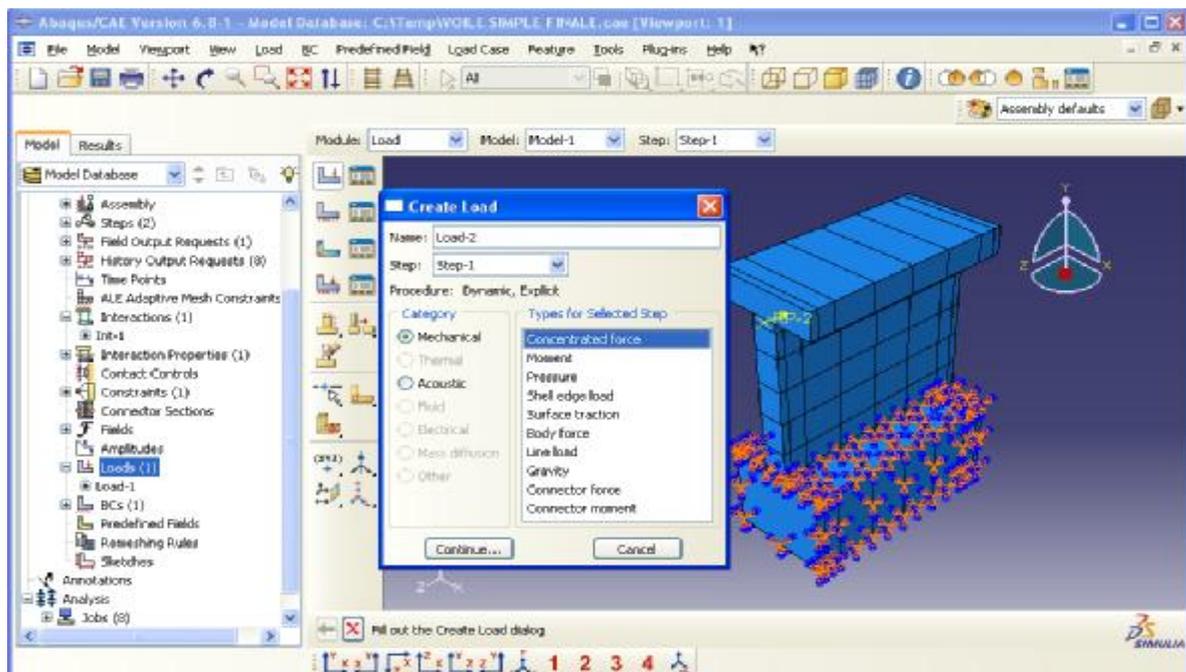


Fig : III.10 : définition des forces de module load.

III.1.7 : Module Mesh

Le module Mesh contient des outils qui nous permettent de générer un maillage d'éléments finis sur un assemblage créé dans Abaqus / CAE. Ce module contient plusieurs éléments finis utilisés pour le calcul exemple : hexaédriques, cubiques, tétraédrique...

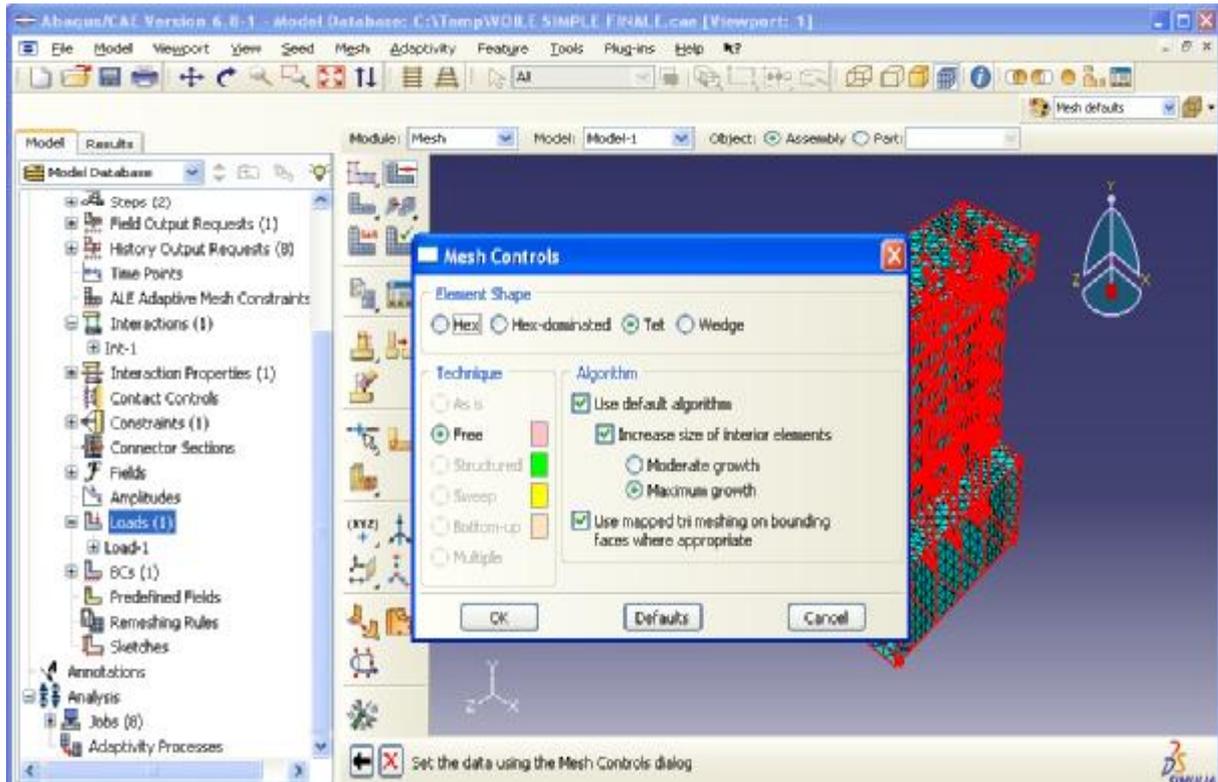


Fig: III.11: module Mesh.

III.1.8: Module Job

Une fois que, tout le modèle à simuler est défini (géométrie, matériaux, lois de comportements, les chargements...), on lance le calcul à l'aide de module Job, qui reprend les caractéristiques de ce calcul à partir du module Step.

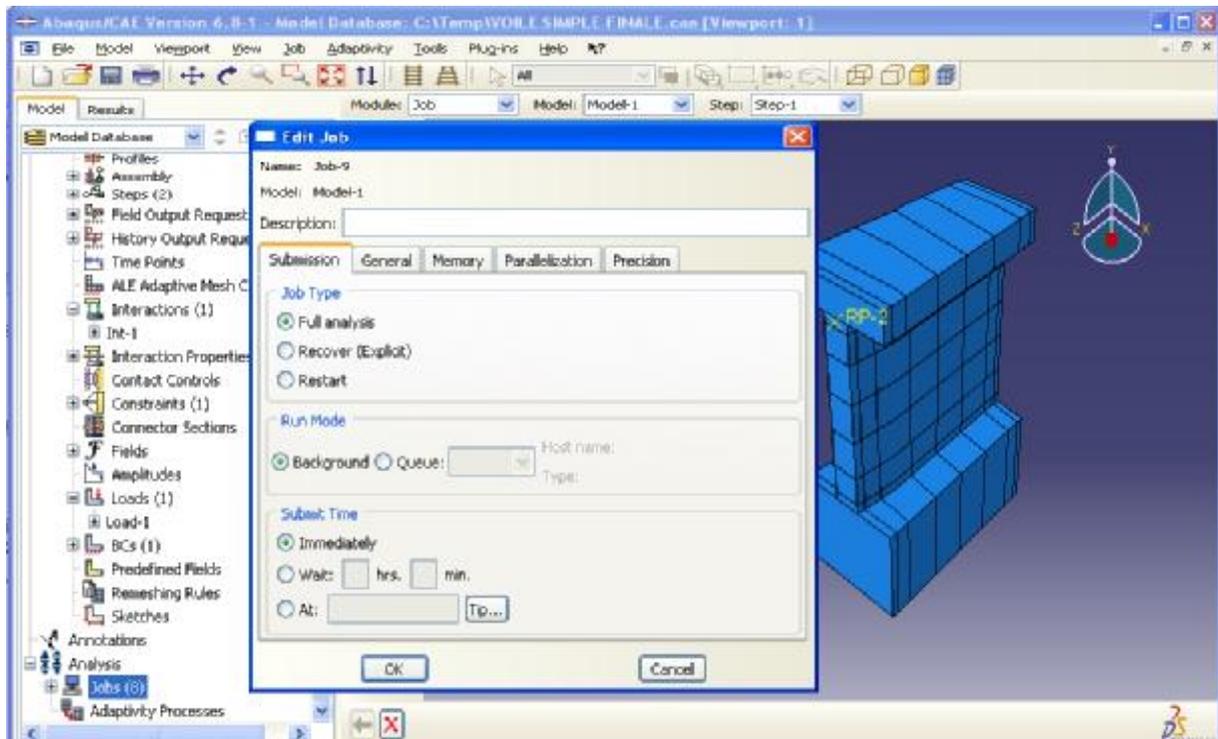


Fig: III.12: module Job.

III.1.9: Module Visualisation:

Le module de visualisation permet l'affichage graphique ou numérique des résultats de l'analyse. L'utilisateur voit ces résultats dans 'Result' : soit par la visualisation des déformations dans 'Field Output' : Par Exemple, les déformations, les contraintes, les vitesses ou les forces nodales ; soit par les courbes dans '**History Output**' : Par exemple, l'énergie cinétique ou l'énergie totale de l'ensemble du modèle, l'énergie de dissipation ou des déformations.

III.2. Présentation des modèles à simuler :

III.2.1 : dimensions et géométrie :

Trois voiles courts ayant le même élancement ($h/l=0.8$) ont été simulés sur ABAQUS, les murs sont dimensionnés comme suit :

- ∅ La hauteur totale des voiles est de 1.66 m, dont l'âme fait 1m.
- ∅ La largeur est de 1.25 m.
- ∅ L'épaisseur est de 0.15 m.
- ∅ L'âme des voiles est encrée à la base dans une semelle de 0.5 m d'épaisseur, 0.6 m de largeur et de 1.25 m de longueur.
- ∅ A l'entête les voiles sont encrés dans une dalle de 0.16 m d'épaisseur, 0.6m de largeur, et de 1.25 m de longueur.

Les trois voiles ils sont soumis au même chargement dynamique (choc), d'une intensité induite par la contrainte de cisaillement défini par les règlements (RPA99 [8], BAEL91 [5]), cette contrainte est multipliée par la section transversale pour obtenir une force concentrée, qui est appliquée pour tout les voiles à 97.5 cm au dessus de la base du l'âme, dont la valeur est comme suit :

$$\tau_u \leq 0.2 f_{c28}$$

$$\tau_u = \text{Min} \left(0.2 \frac{f_{cj}}{\gamma_b} ; 5\text{MPa} \right)$$

$\tau_u = 0.2 \times 25\text{MPa} = 5\text{MPa}$ donc la force appliquée est égale à :

$$F = 5 \times (1250 \times 150) = 937500 \text{ N.}$$

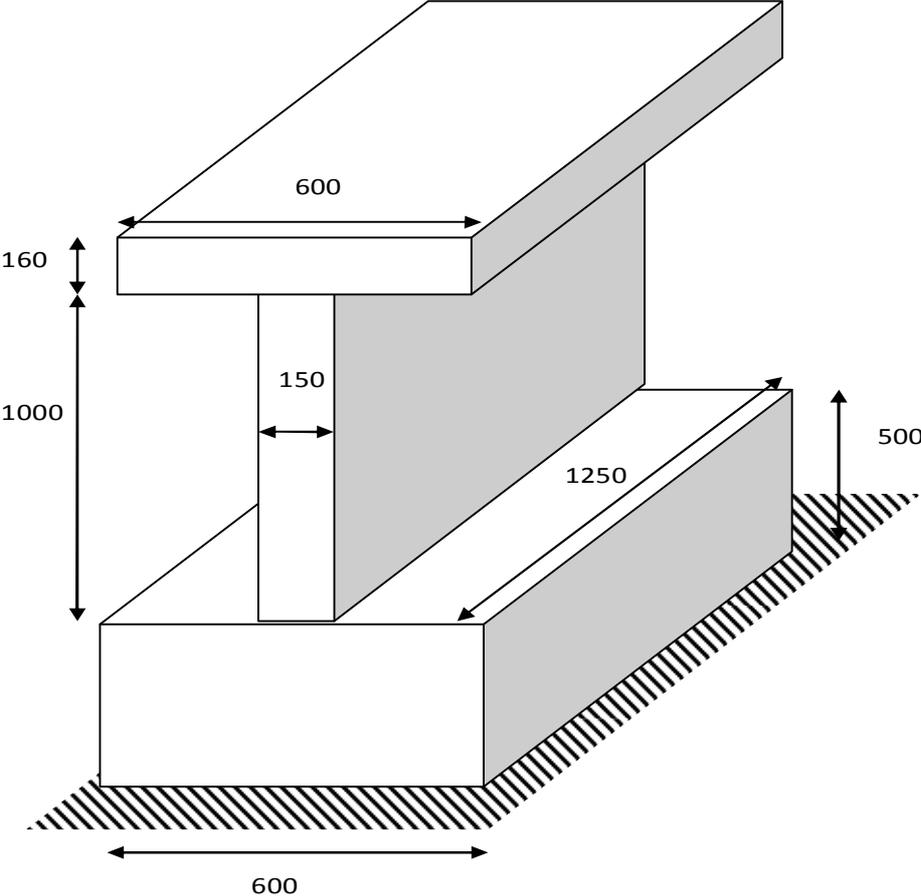


Fig : III.13 : dimensions et géométrie des voiles.

III.2.2 : ferrailage des trois voiles :

Ø 1^{er} voile

Ce premier voile est ferrillé classiquement selon les codes du règlement parasismique algérien (RPA 99 Version 2003) comme suit :

- 14 barres verticales en T10 réparties en deux nappes, dont le pourcentage est supérieur à 0.15% dans toute la section transversale du béton, avec un potelet à chaque extrémité.
- 12 barres horizontales en T10 réparties en deux nappes avec un espacement de 20 cm.
- 6 cadres en T10 répartie sur toute la hauteur du chaque potelet avec un espacement de 20 cm.

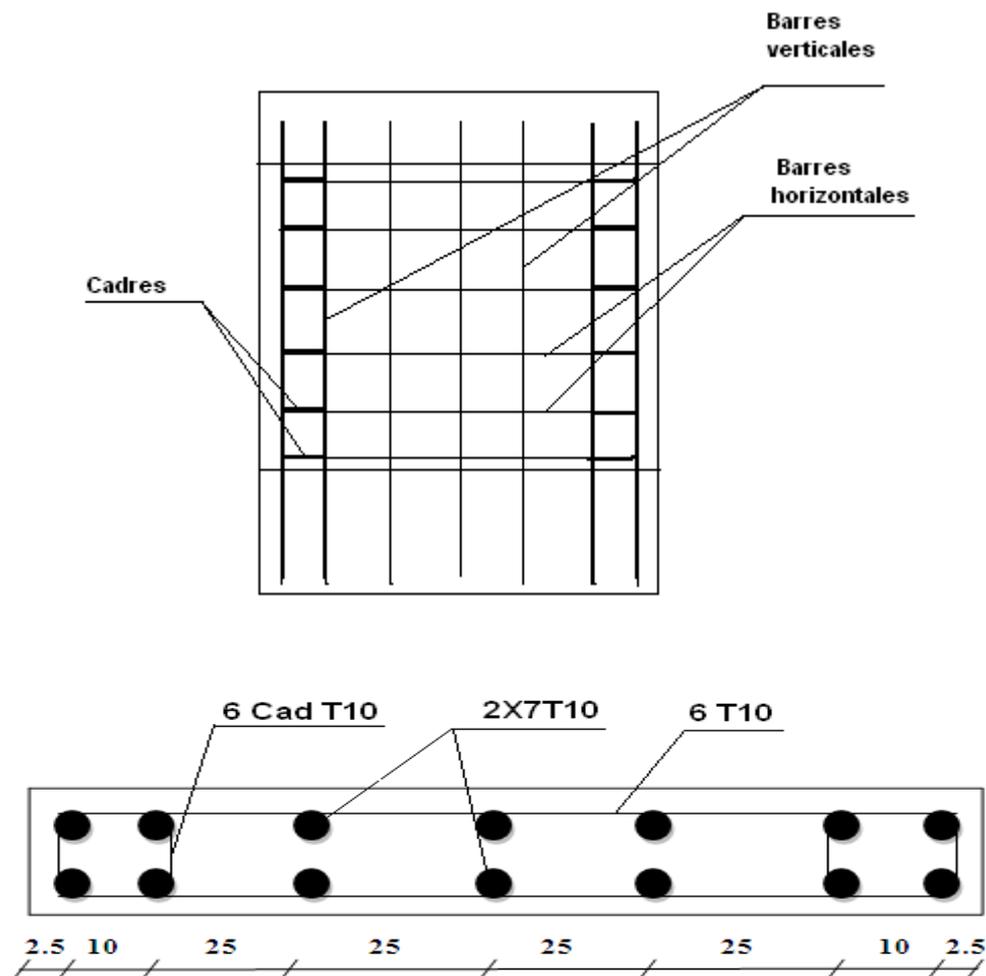


Fig : III.14 : ferrailage du 1^{er} voile.

Ø 2^{ème} voile

Le deuxième voile a un ferrailage identique avec le premier, avec un renfort en deux barres croisées en diagonale (en X), inclinées par rapport à la base du voile d'un angle de 46°. Elles sont disposées de l'extérieur sur chaque nappe du ferrailage, dont les caractéristiques de ces barres est comme suit :

- La longueur des barres est de 1.78 m.
- Le diamètre des barres est de T10.

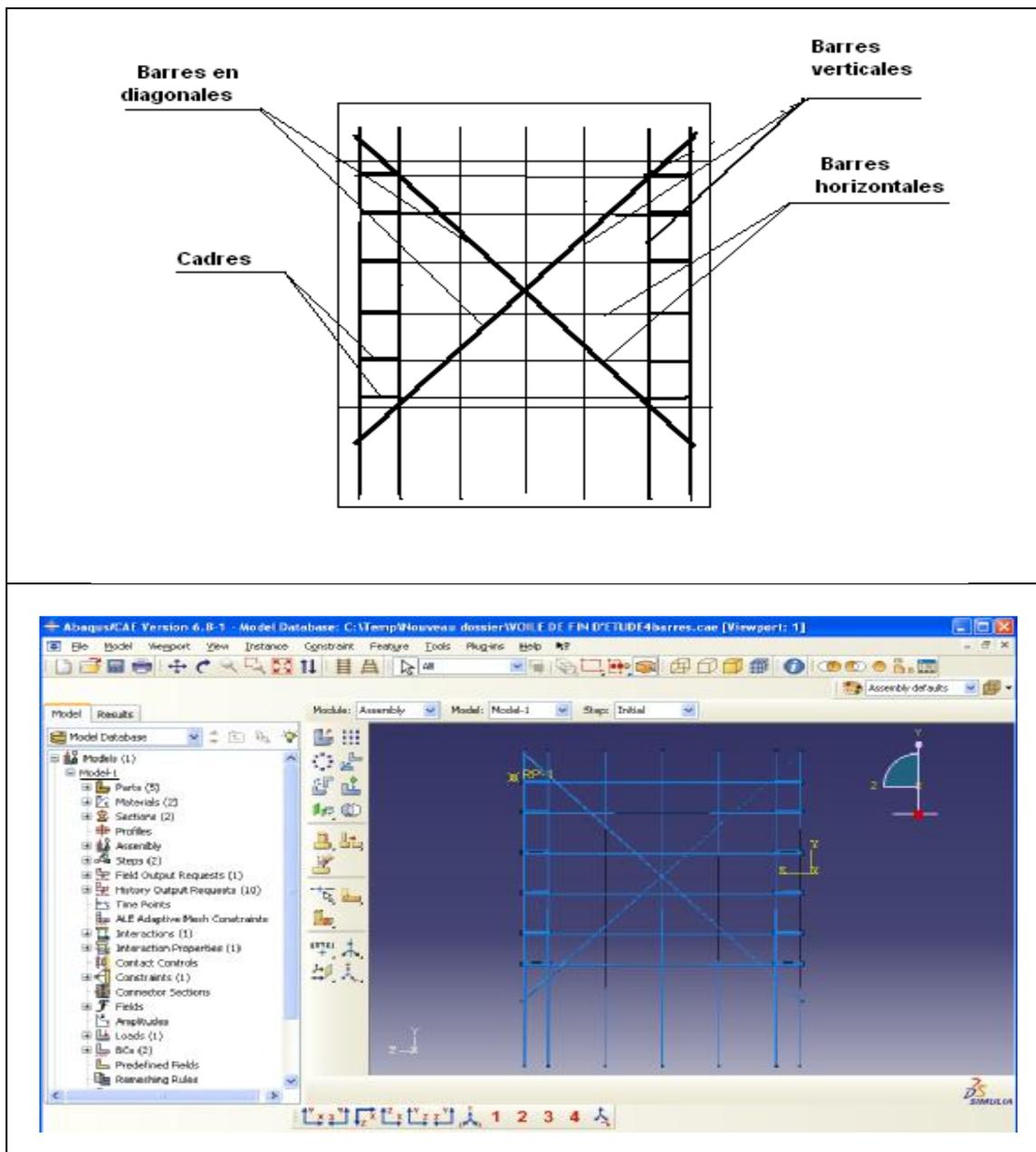


Fig : III.15 : ferrailage du 2^{ème} voile.

Ø 3^{ème} voile

Le troisième voile aussi est ferrailé comme le premier, renforcé toujours en diagonales avec 4 barres qui se croisent deux à deux (en X), inclinées par rapport à la base du voile d'un angle de 46°. Elles sont disposées aussi de l'extérieur sur chaque nappe de ferrailage, les caractéristiques de ces barres est comme Suits :

- La longueur des barres est de 1.78 m.
- Le diamètre des barres est de T10.
- La distance entre deux barres inclinées dans la même direction est de 5 cm.

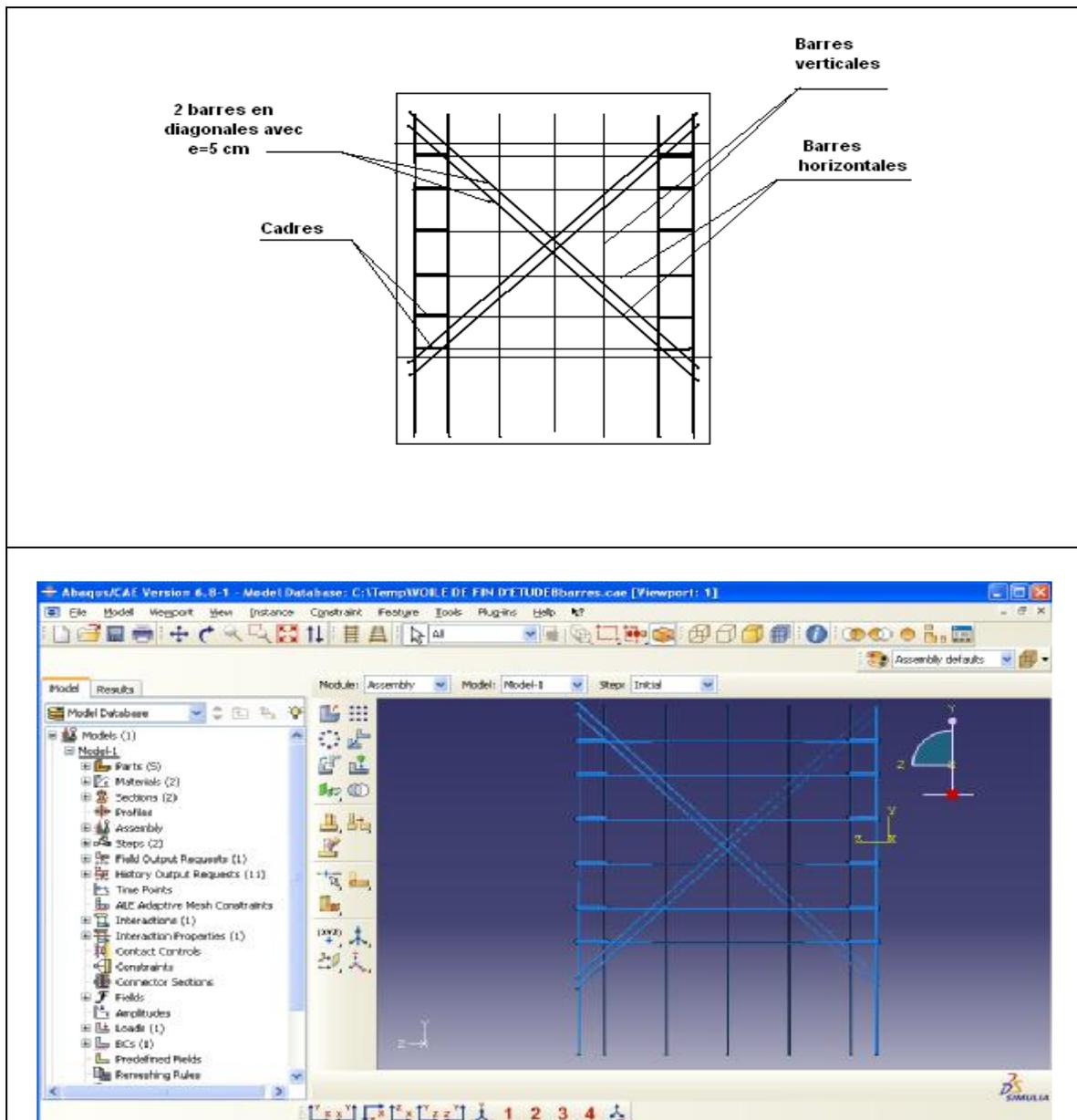


Fig : III.16 : ferrailage du 3^{ème} voile.

III.2.3 : Les caractéristiques des matériaux utilisés :

Les voiles de cette étude sont en béton armé, les caractéristiques de ces deux matériaux sont introduites dans le logiciel ABAQUS, comme un fichier de données appelé fichier « **Input** », comme suit :

**** MATERIALS:**

*Material, name=**ACIER**

***Density**

7800 Kg/m³,

***Elastic**

2.09e+11, 0.3

***Plastic**

3.48e+08, 0

4e+08, 0.002

4.5454e+08, 0.0023

4.909e+08, 0.0026

5.2727e+08, 0.0032

*Material, name= **béton**

***Density**

2200Kg/m³,

***Elastic**

3.4e+10, 0.18

***Concrete Damaged Plasticity**

36.31, 0.1, 1.16, 0.666667, 0

***Concrete Compression Hardening**

1.6e+07 0

1.733 e+07 0.001142

2 e+07 0.00125

2.1071 e+07 0.001428

2.285 e+07	0.001535
2.357 e+07	0.001714
2.636e+07,	0.0019
2.732e+07,	0.0021
2.818e+07,	0.00227
2.893e+07,	0.00245
2.964e+07,	0.00255

***Concrete Tension Stiffening, type=DISPLACEMENT**

2.4e+06,	0
1.94393e+06,	6.6185e-05
1.30305e+06,	0.00012286
873463,	0.000173427
585500,	0.00022019
392472,	0.000264718
263082,	0.000308088
176349,	0.00035105
118210,	0.000394138
79238.8,	0.000437744
53115.4,	0.000482165

***Concrete Compression Damage**

0,	0
----	---

***Concrete Tension Damage, type=DISPLACEMENT, compression recovery=0.95**

0,	0
0.381217,	6.6185e-05
0.617107,	0.00012286
0.763072,	0.000173427
0.853393,	0.00022019

0.909282,	0.000264718
0.943865,	0.000308088
0.965265,	0.00035105
0.978506,	0.000394138
0.9867,	0.000437744
0.99177,	0.000482165

**** LOADS**

** Name: Load-1 Type: Concentrated force

*C load

_Picked Set304, 3, -937500

**** INTERACTION PROPERTY**

*Surface Interaction, name=IntProp-1

*Friction

0.3.

Remarque : les caractéristiques des matériaux béton et acier utilisées dans cette simulation sont tirée à partir des courbes théoriques.

CONCLUSION:

Toutes les données de ce chapitre sont introduites dans le logiciel ABAQUS.

Pour le type de chargement dynamique, on utilise le code ABAQUS /explicit. Une fois le calcul est lancé dans le module JOB, il nous reste seulement de visualiser les résultats de cette simulation par le module « **Visualisation** » ce qui fait l'objet du quatrième chapitre.

Chapitre IV :

Résultats et interprétation

IV : 1 : Les résultats de la simulation :

En dessous, on s'intéresse au premier lieu à voire ce qui se passe à l'échelle globale dans les trois modèles différents. En suite, on prend comme zone d'étude celle du centre des voiles ait pour le béton (**fig. IV.1**) ait pour les aciers (**fig. IV.2**).

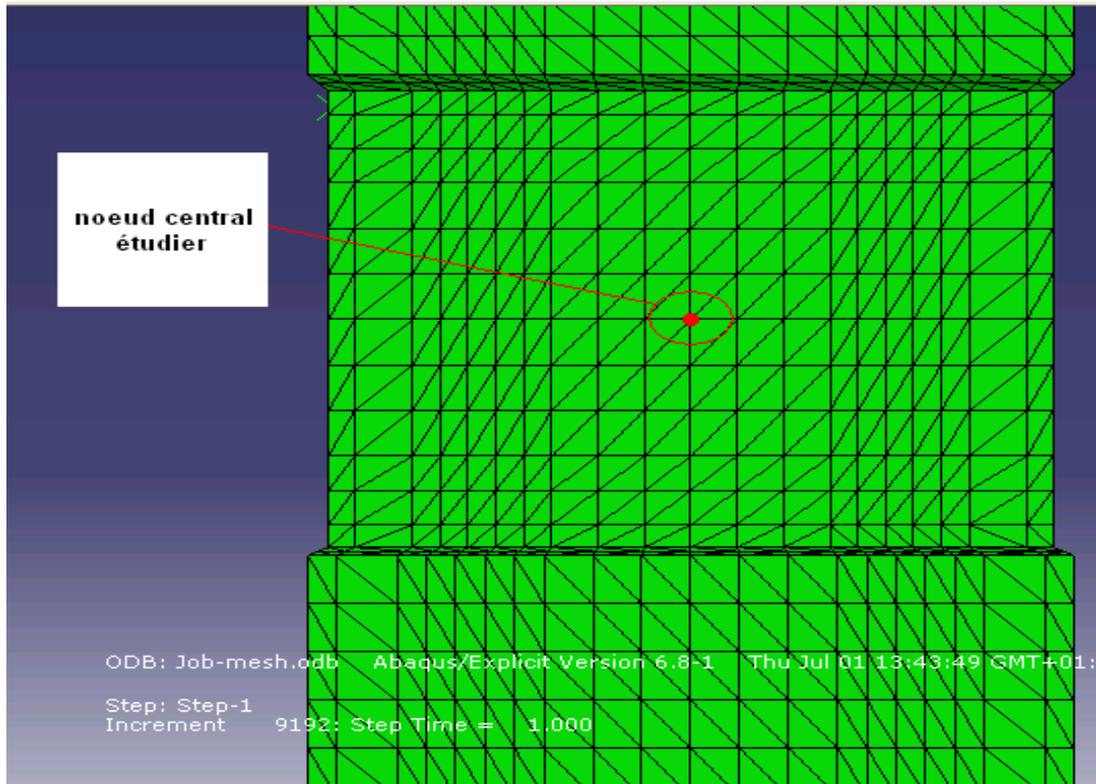


Fig : IV.1 : le nœud étudié pour le béton.

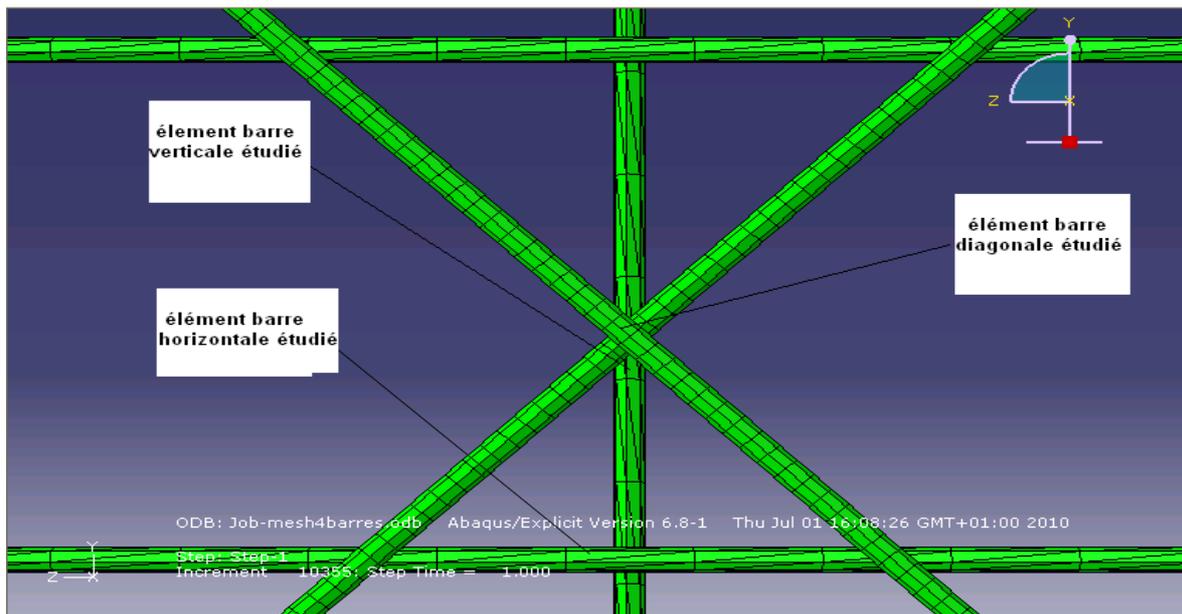


Fig : IV.2 : les éléments étudiés pour les aciers.

IV : 1.1 : Premier voile avec ferrailage classique :

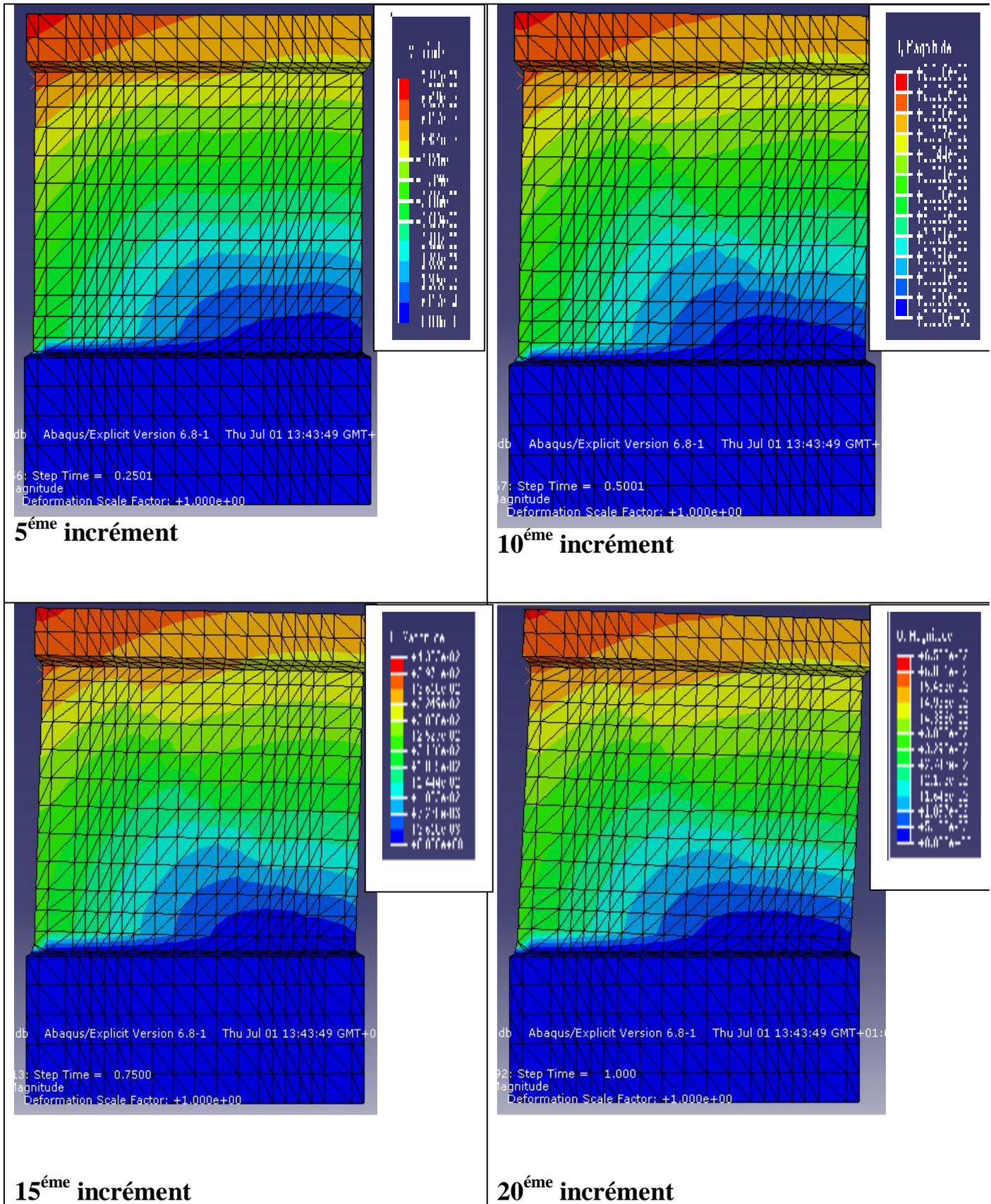


Fig : IV : 3 : propagation des déplacements dans le béton du premier voile.

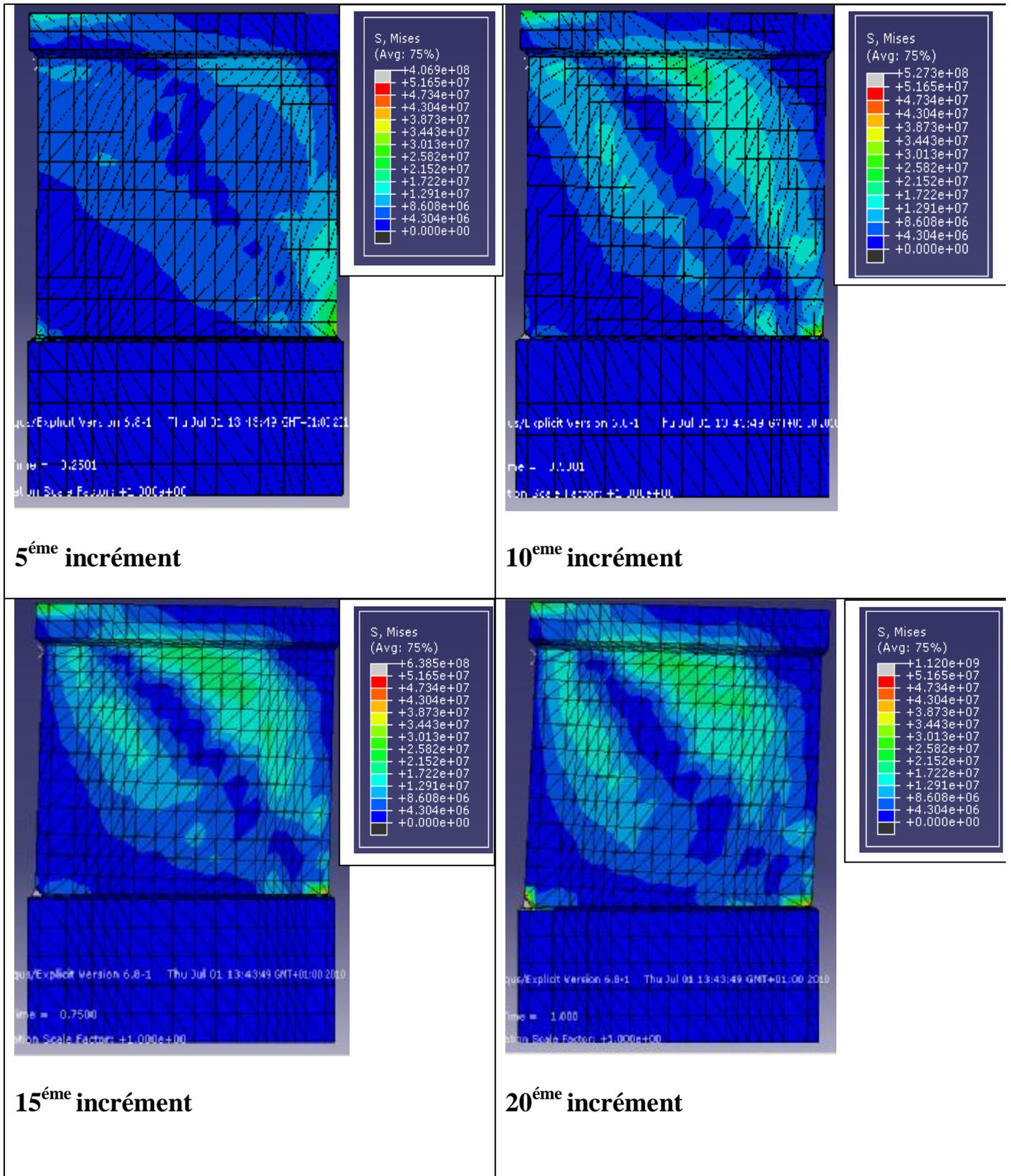


Fig : IV : 4 : propagation des contraintes dans le béton du premier voile.

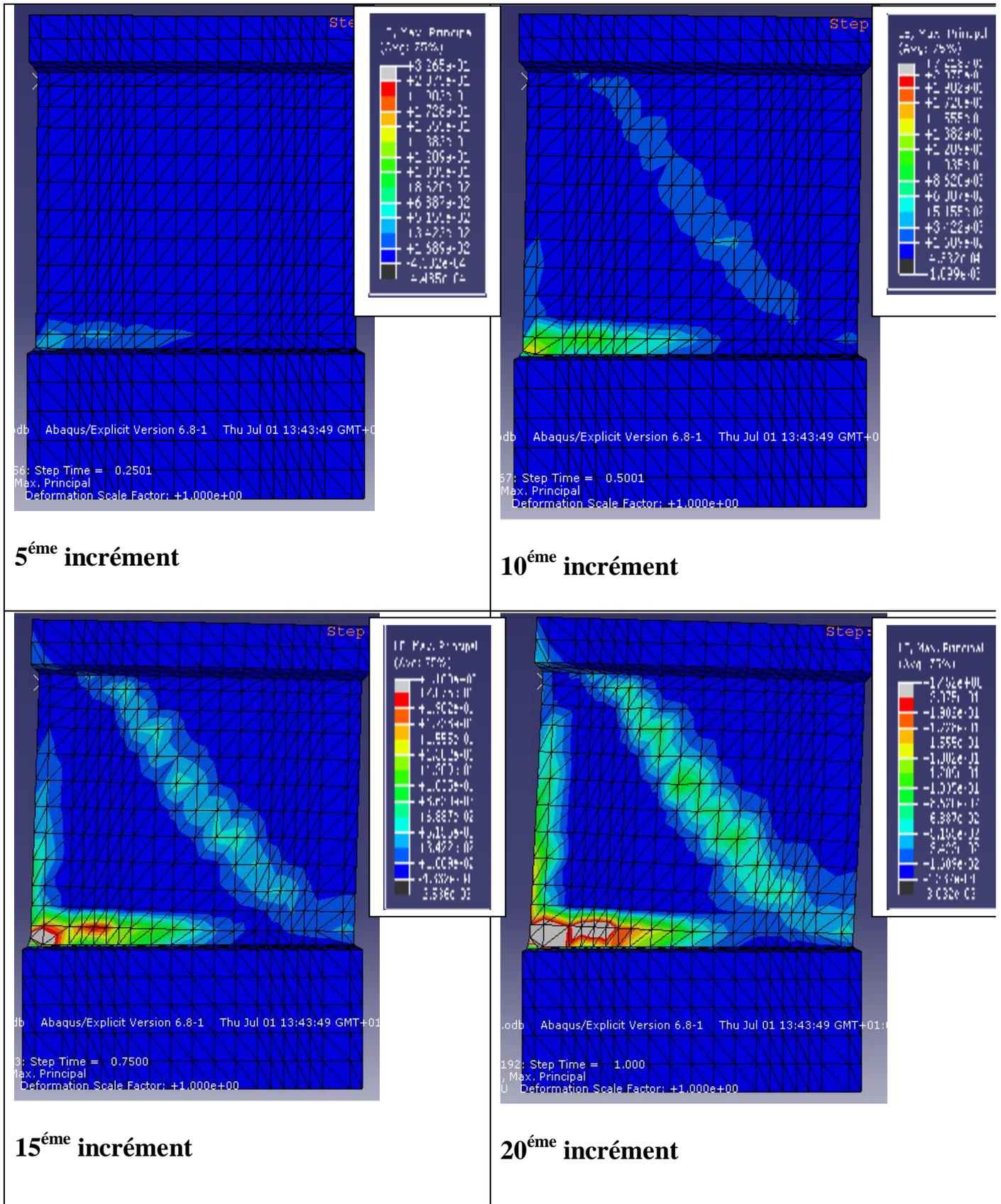


Fig : IV.5 : propagation des déformations dans le béton du premier voile.

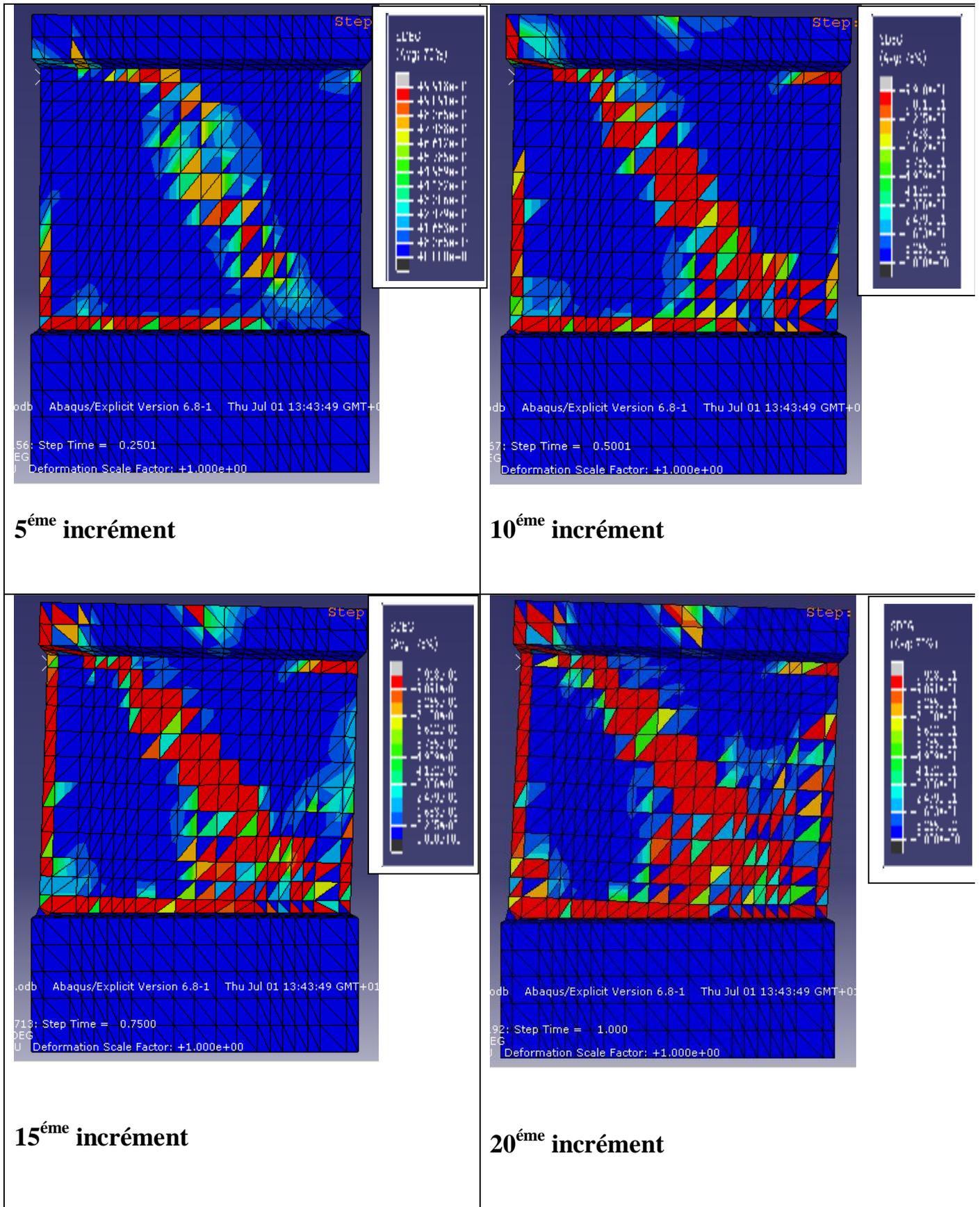


Fig : IV : 6 : dégradation de la rigidité dans le béton du premier voile.

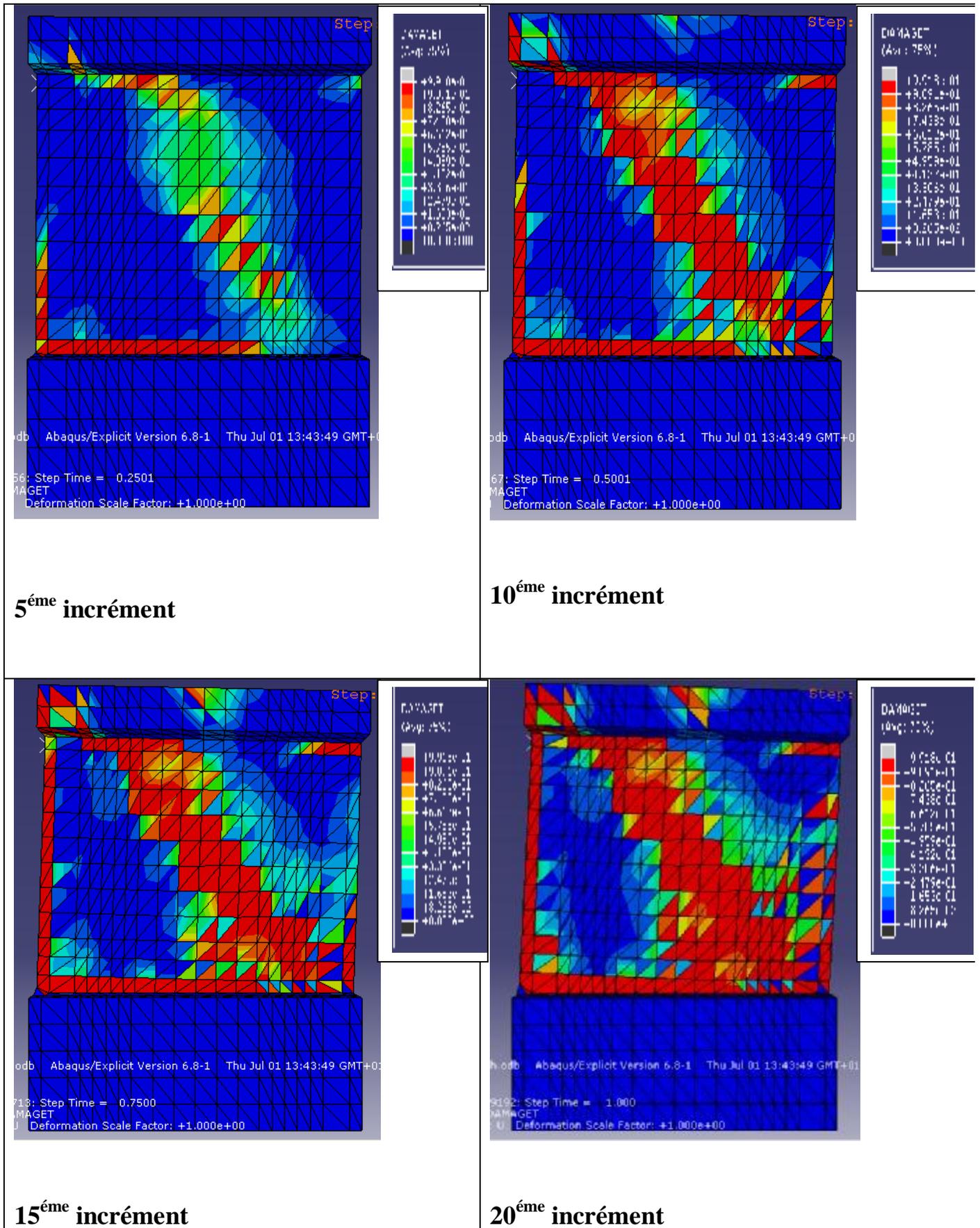


Fig : IV : 7 : propagation de l'endommagement dans le béton du premier voile.

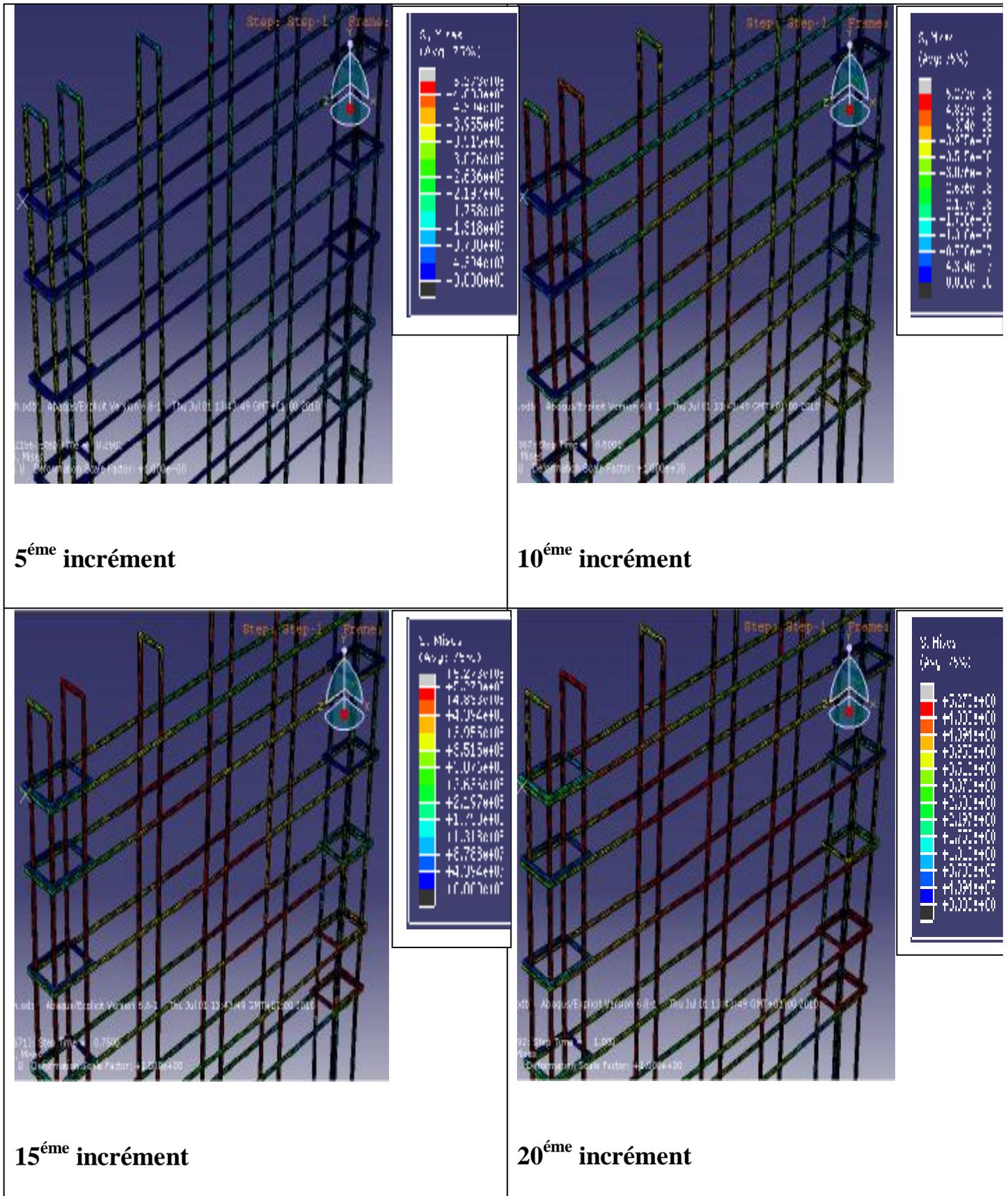


Fig : IV.8 : propagation des contraintes dans les aciers du premier voile.

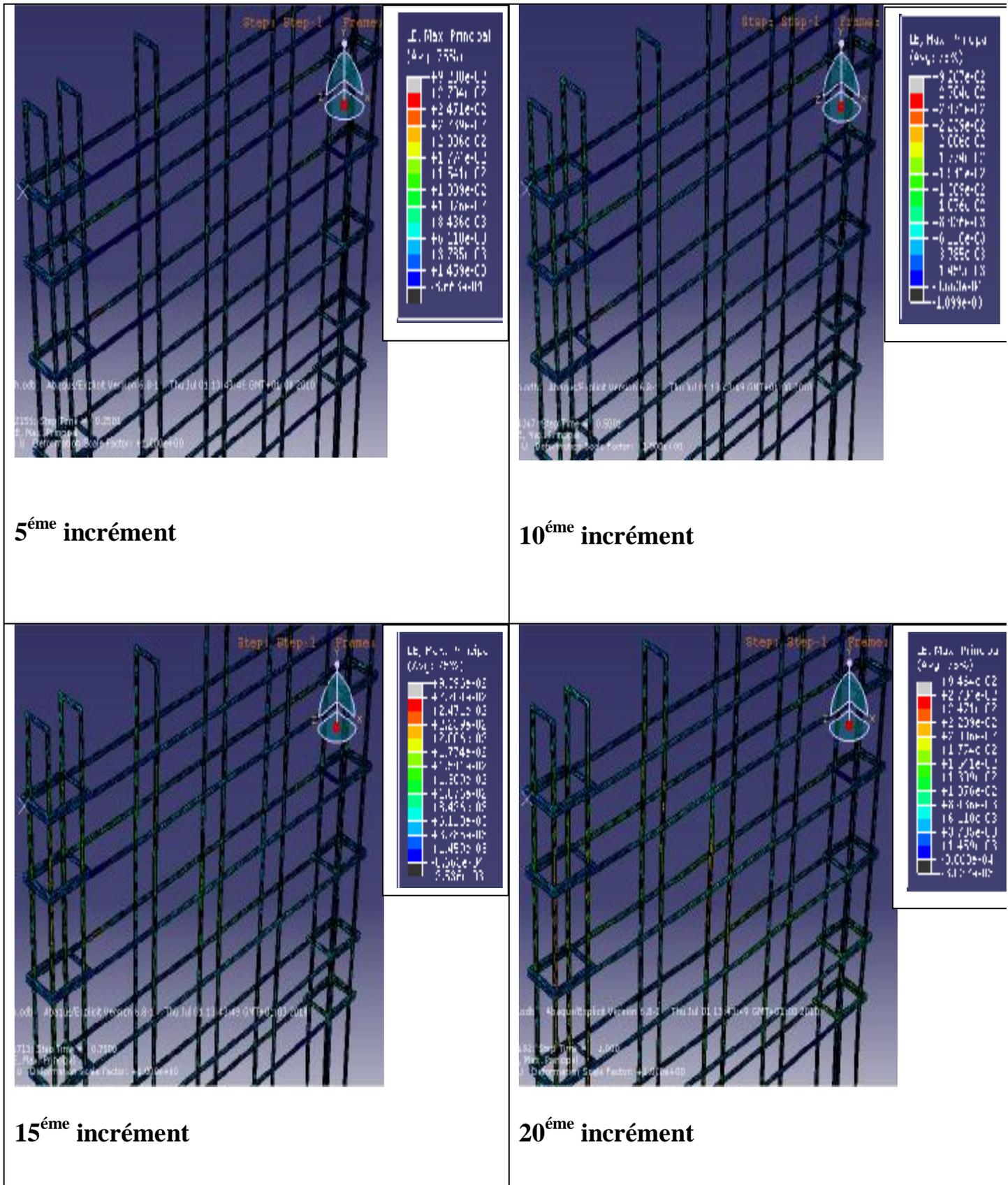


Fig : IV.9 : propagation des déformations dans les aciers du premier voile.

IV : 1.2 : Deuxième voile avec renfort à 4 barres :

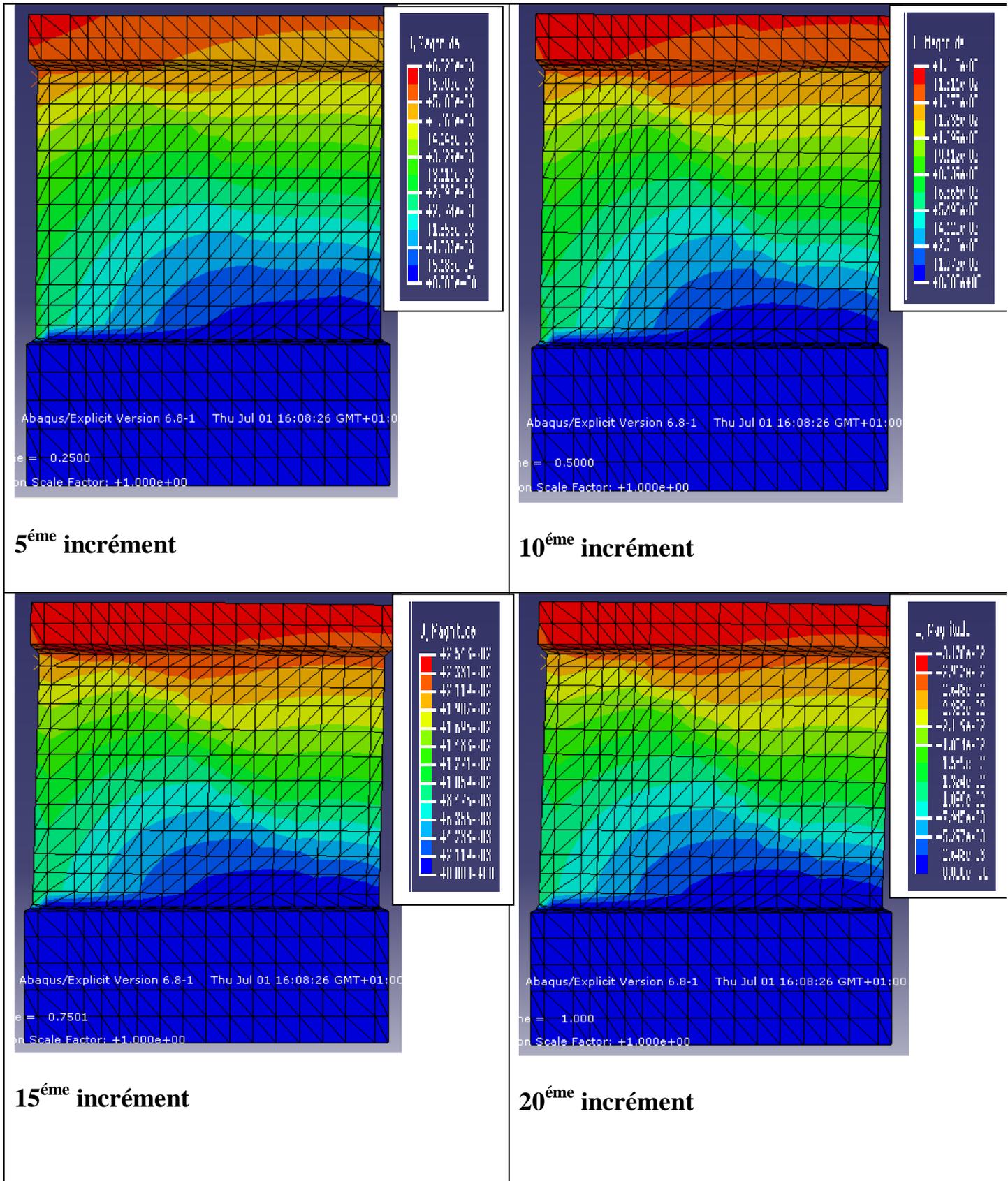


Fig : IV.10 : propagation des déplacements dans le béton du deuxième voile.

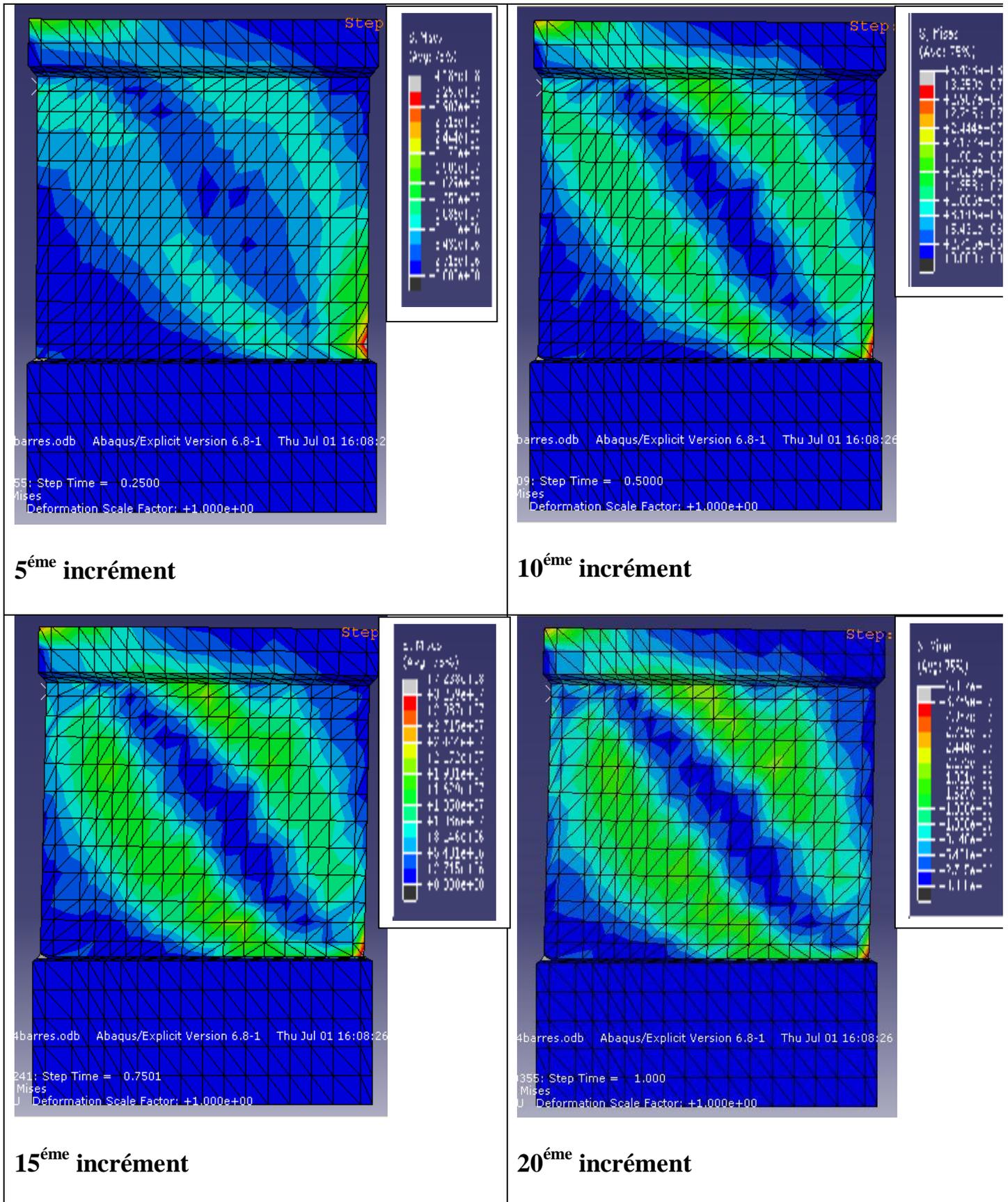


Fig : IV. 11 : propagation des contraintes dans le béton du deuxième voile.

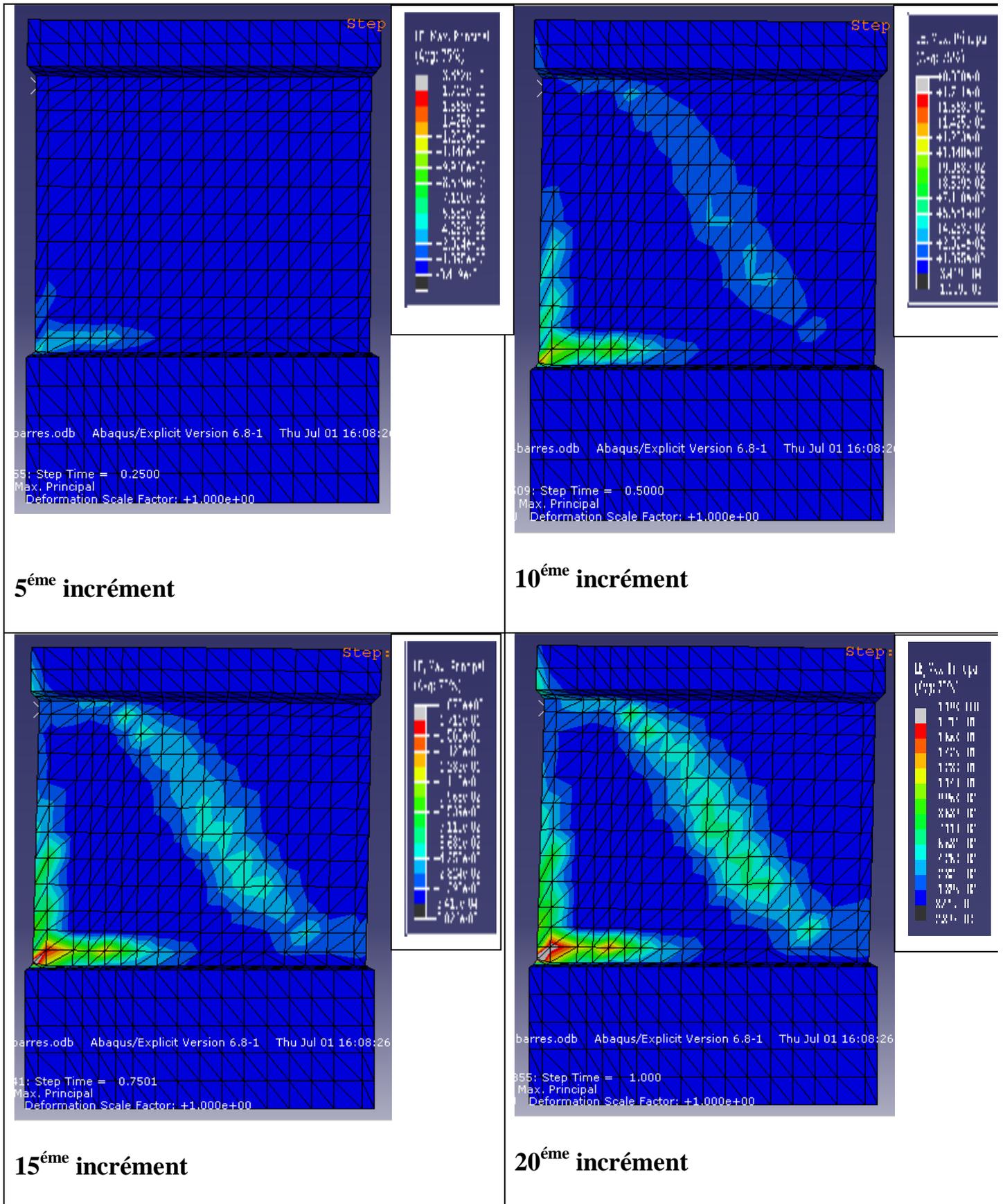


Fig : IV.12 : propagation des déformations dans le béton du deuxième voile.

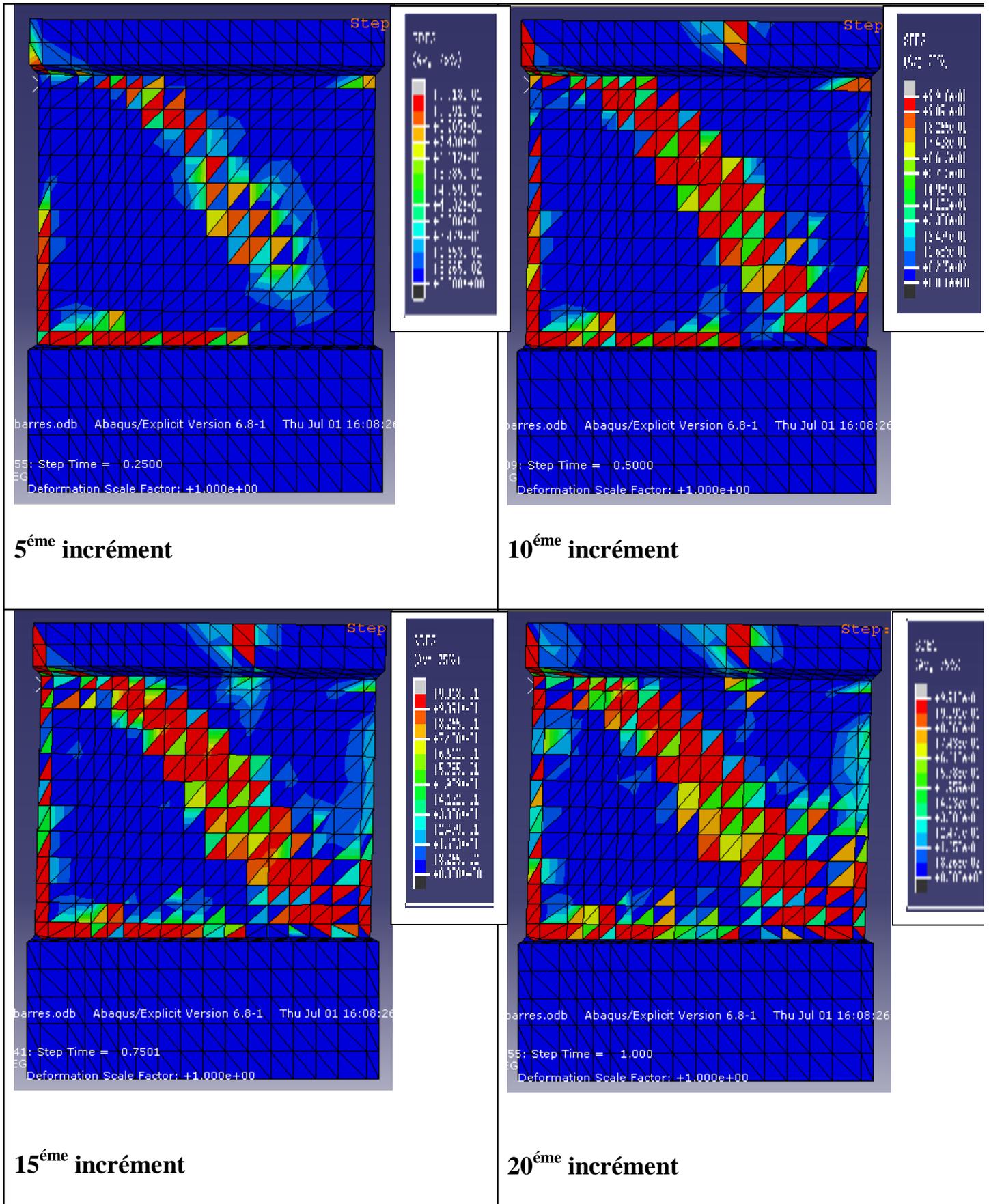


Fig : IV.13 : dégradation de la rigidité dans le béton du deuxième voile.

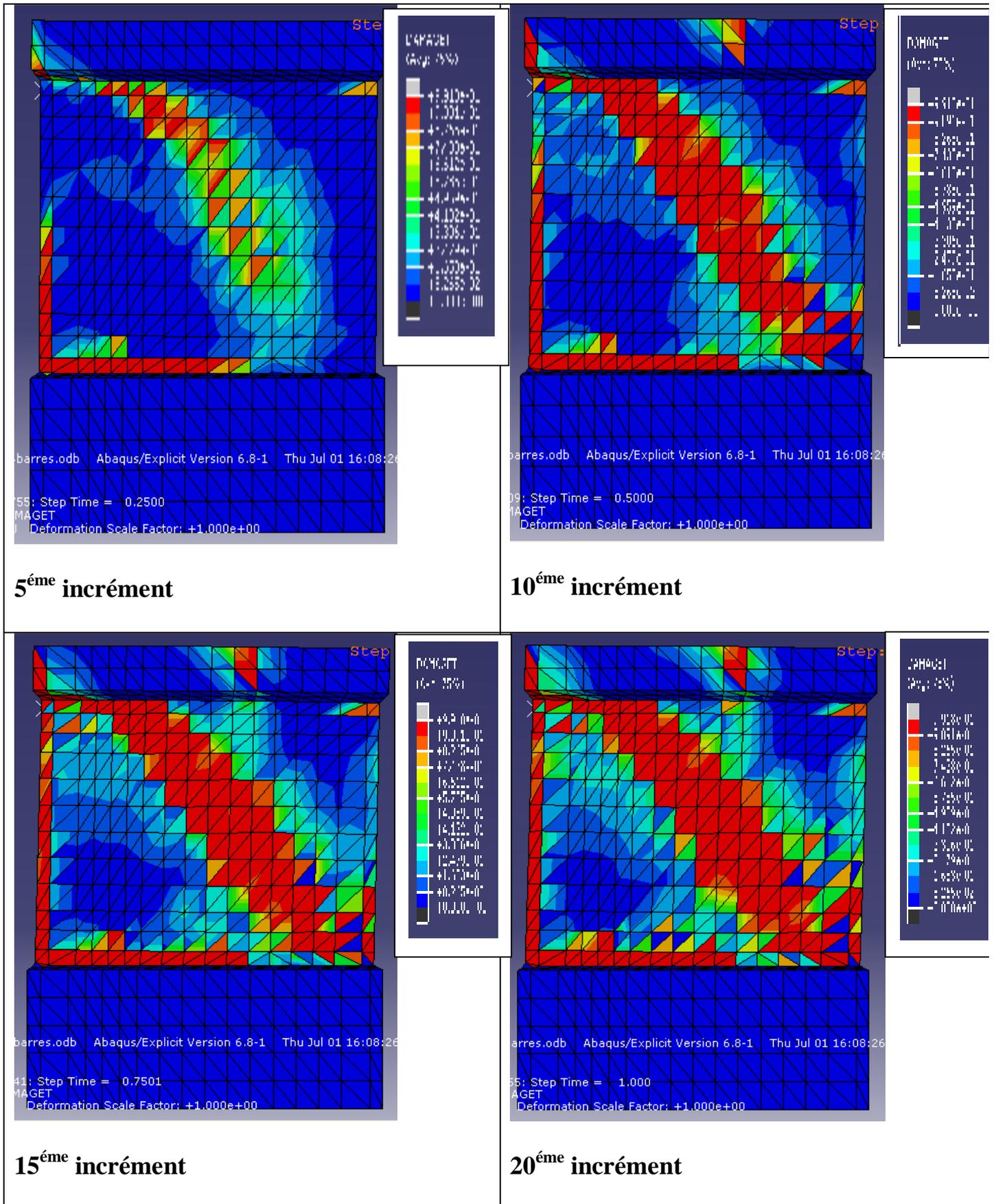


Fig : IV.14 : propagation de l'endommagement dans le béton du deuxième voile.

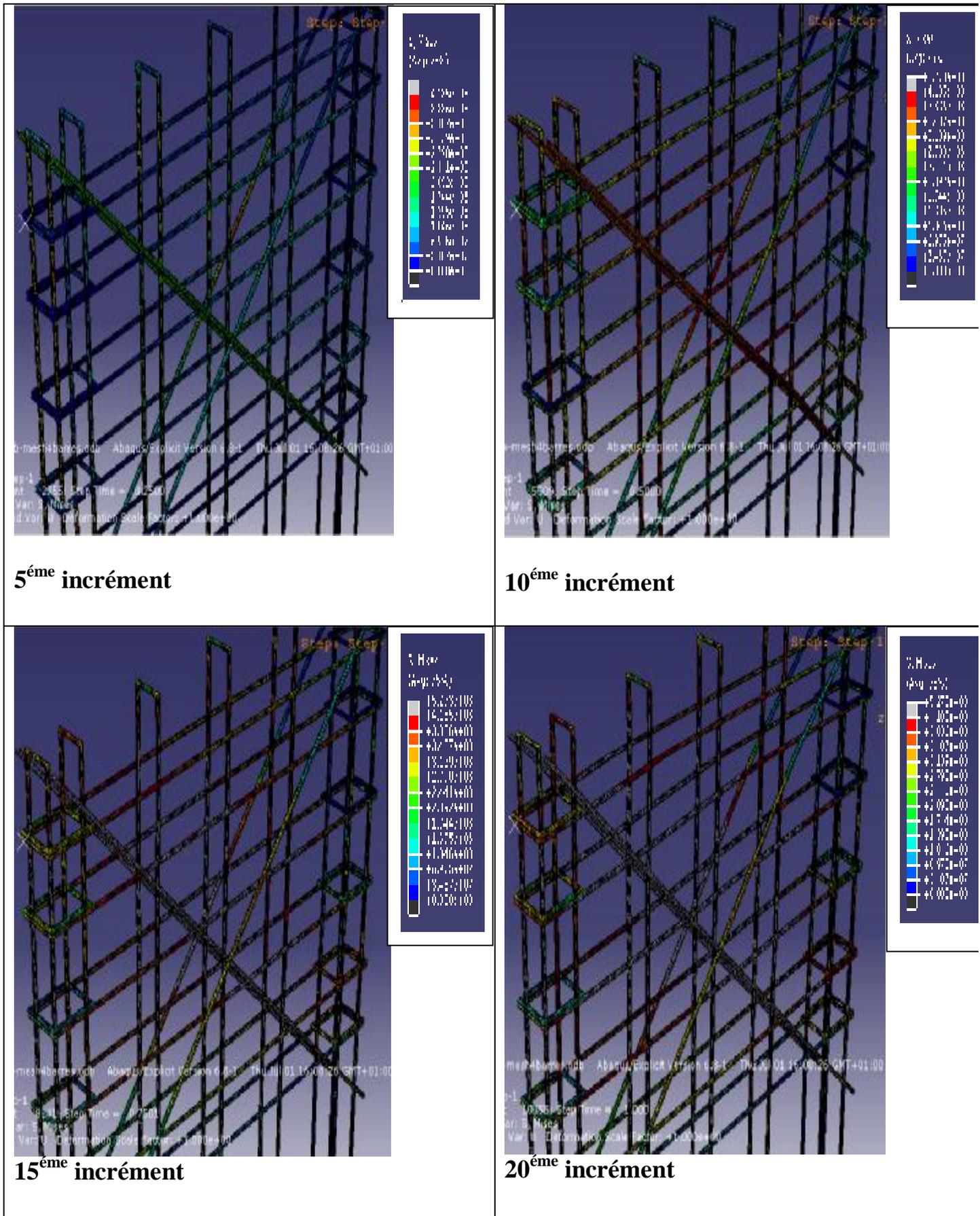


Fig : IV.15 : propagation des contraintes dans les aciers du deuxième voile.

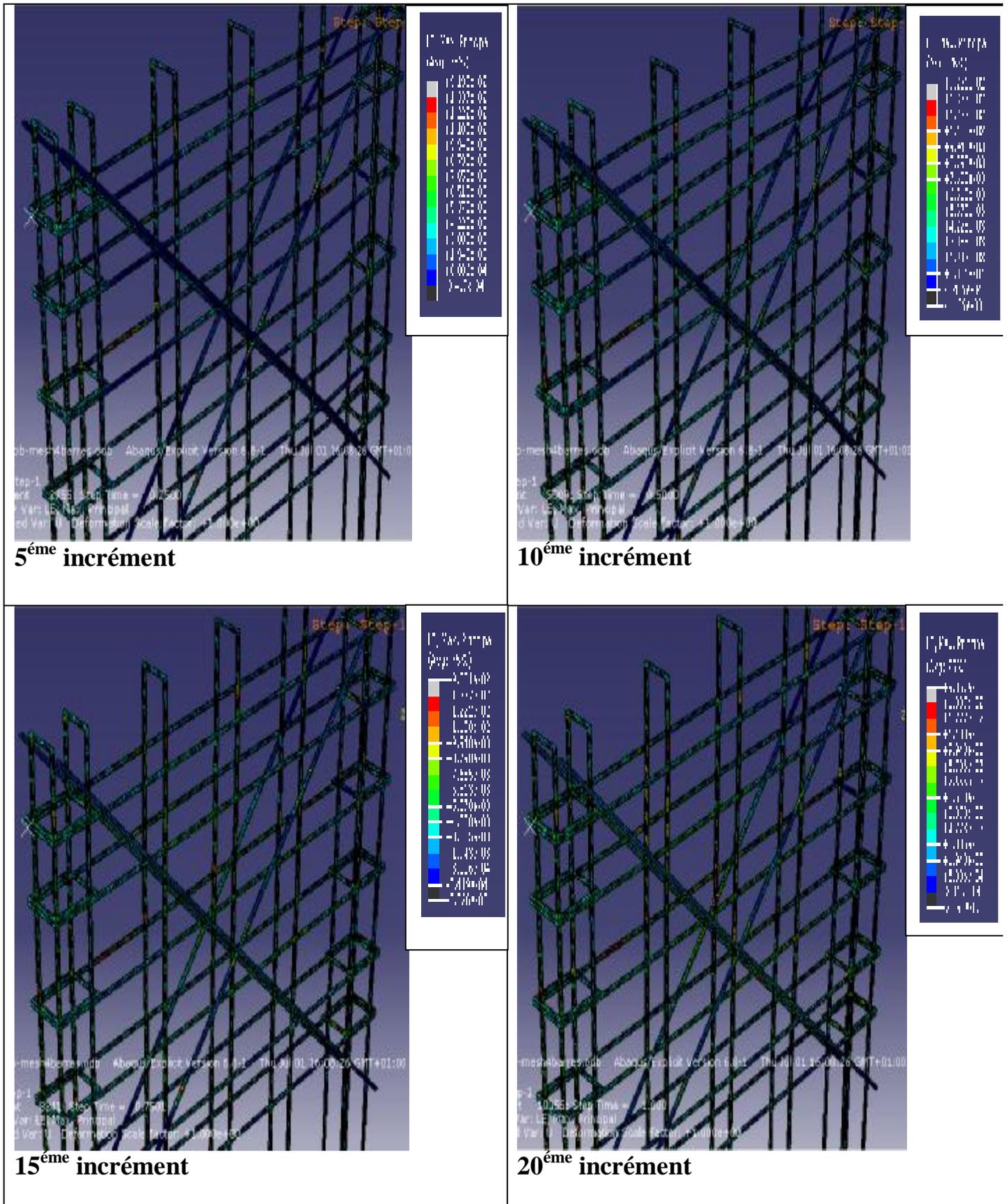


Fig : IV.16 : propagation des déformations dans les aciers du deuxième voile.

IV : 1.3 : Troisième voile avec renfort à 8 barres :

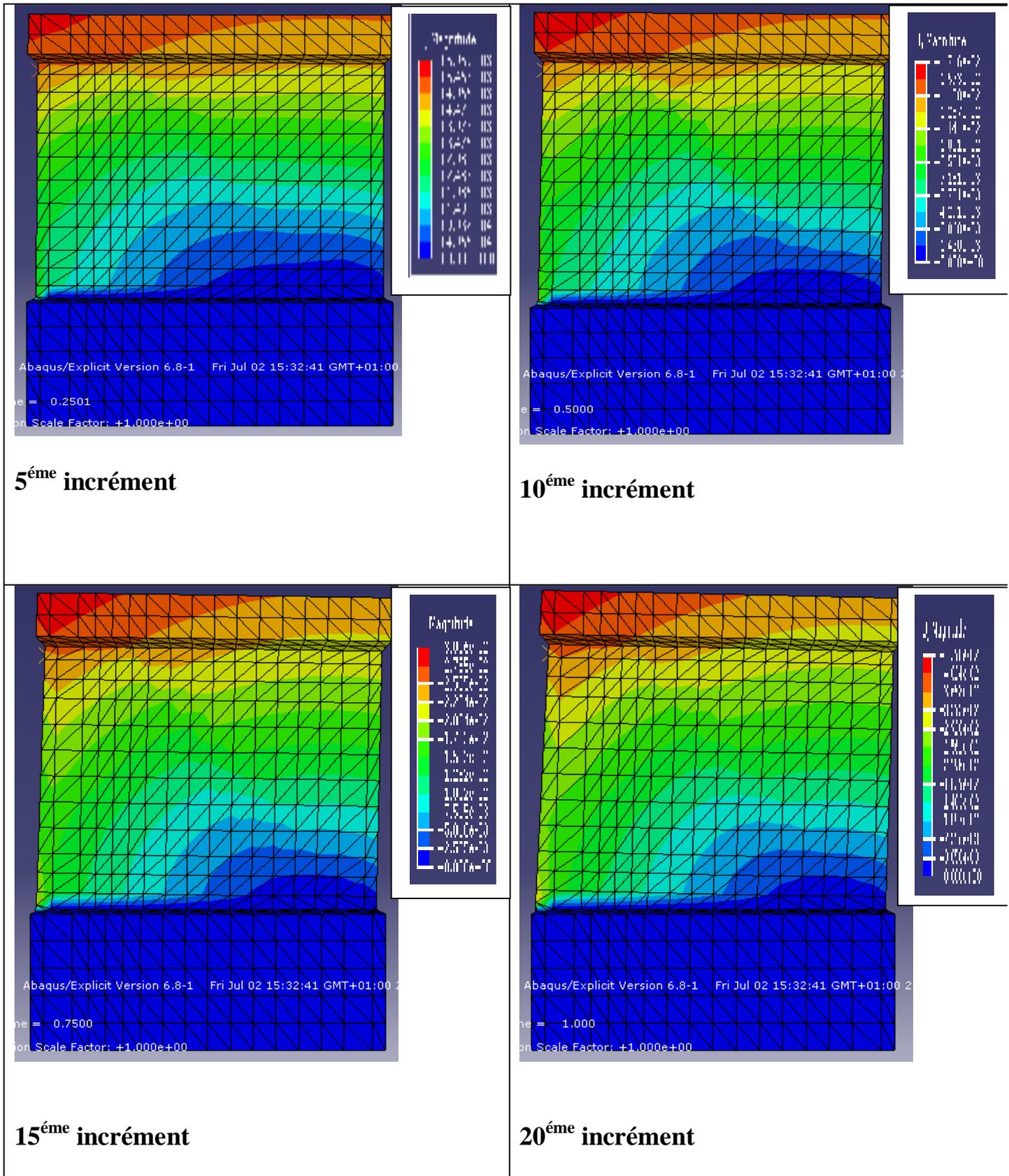


Fig : IV.17 : propagation des déplacements dans le béton de troisième voile.

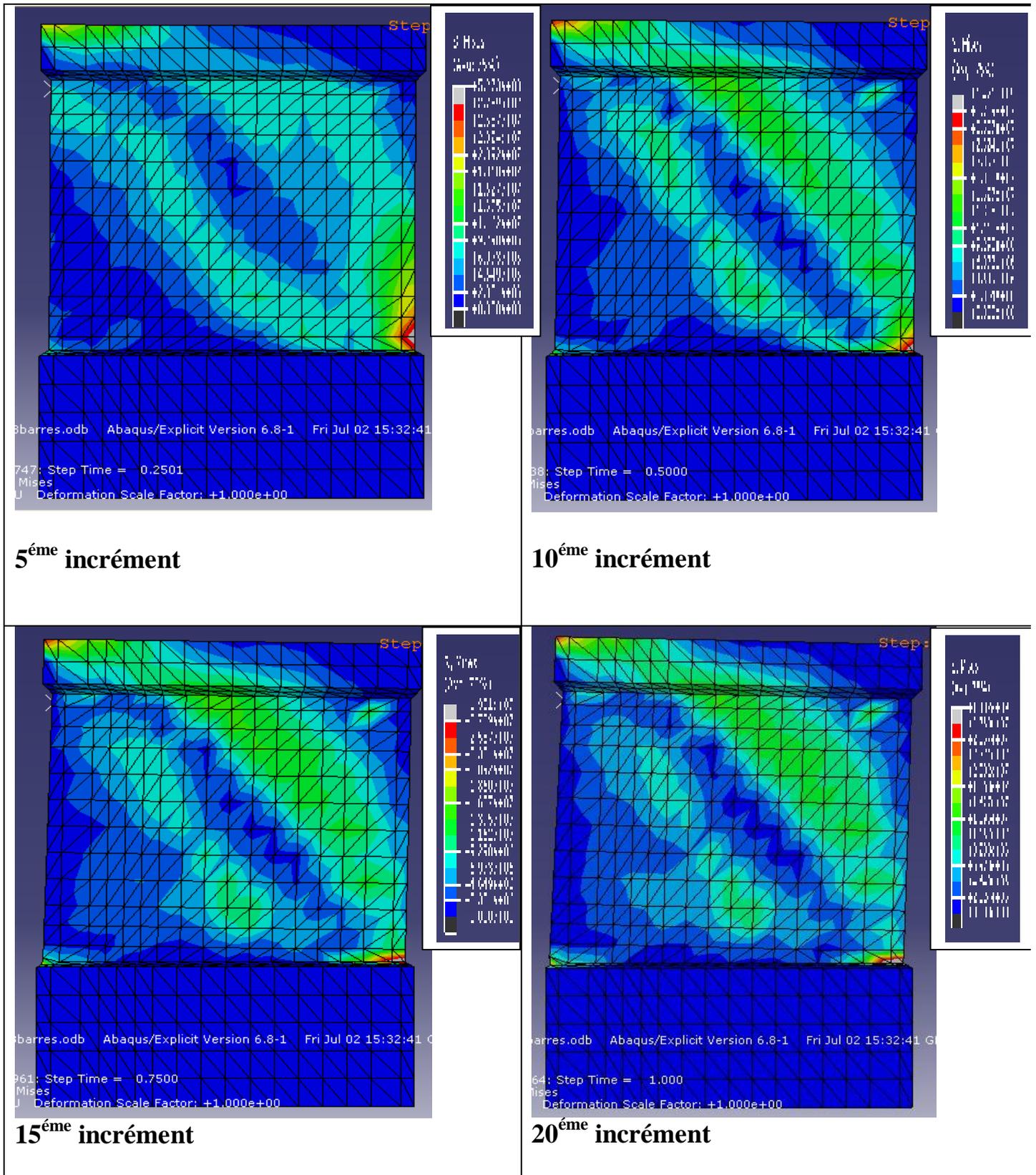


Fig : IV.18 : propagation des contraintes dans le béton de troisième voile.

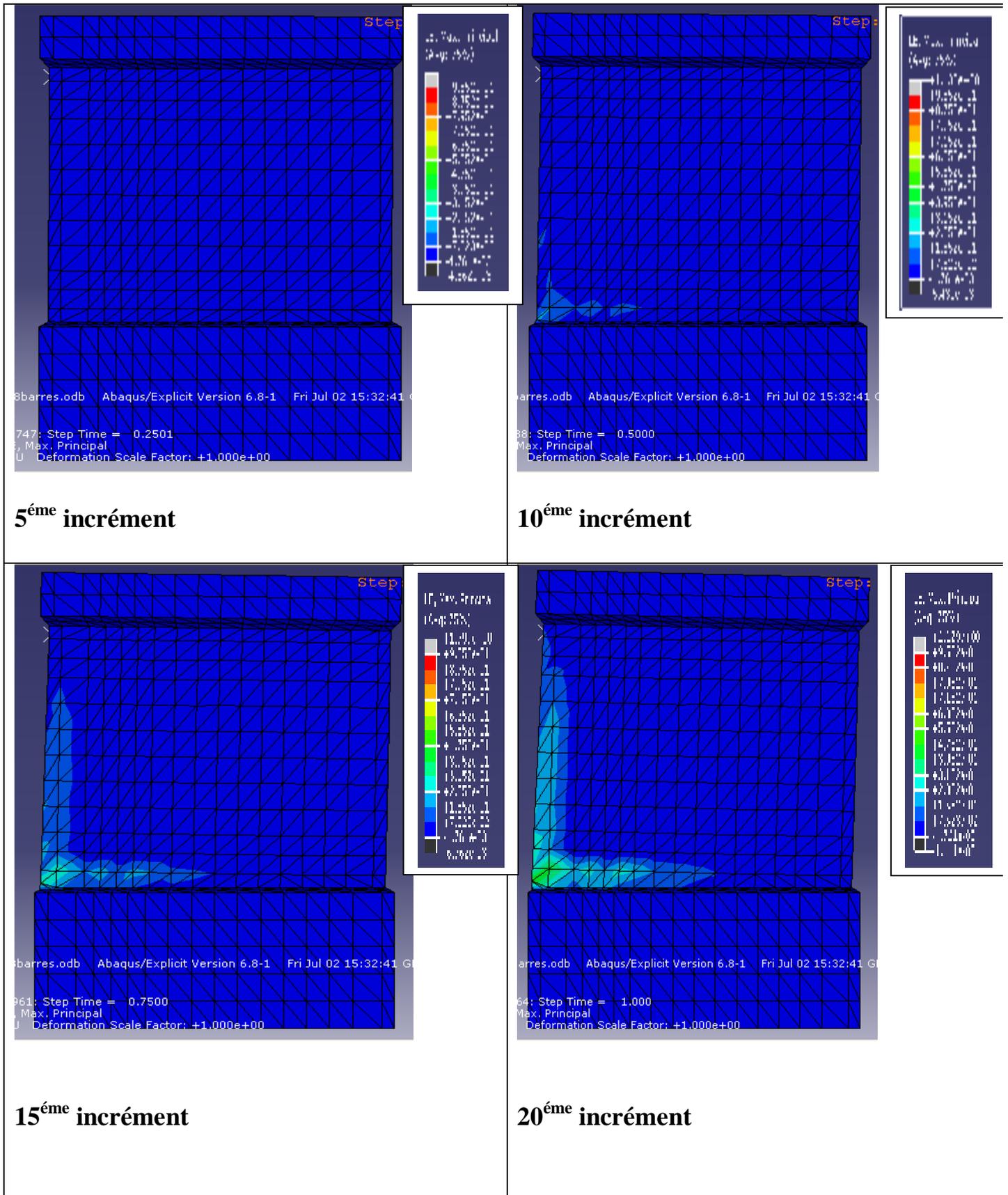


Fig : IV.19 : propagation des déformations dans le béton de troisième voile.

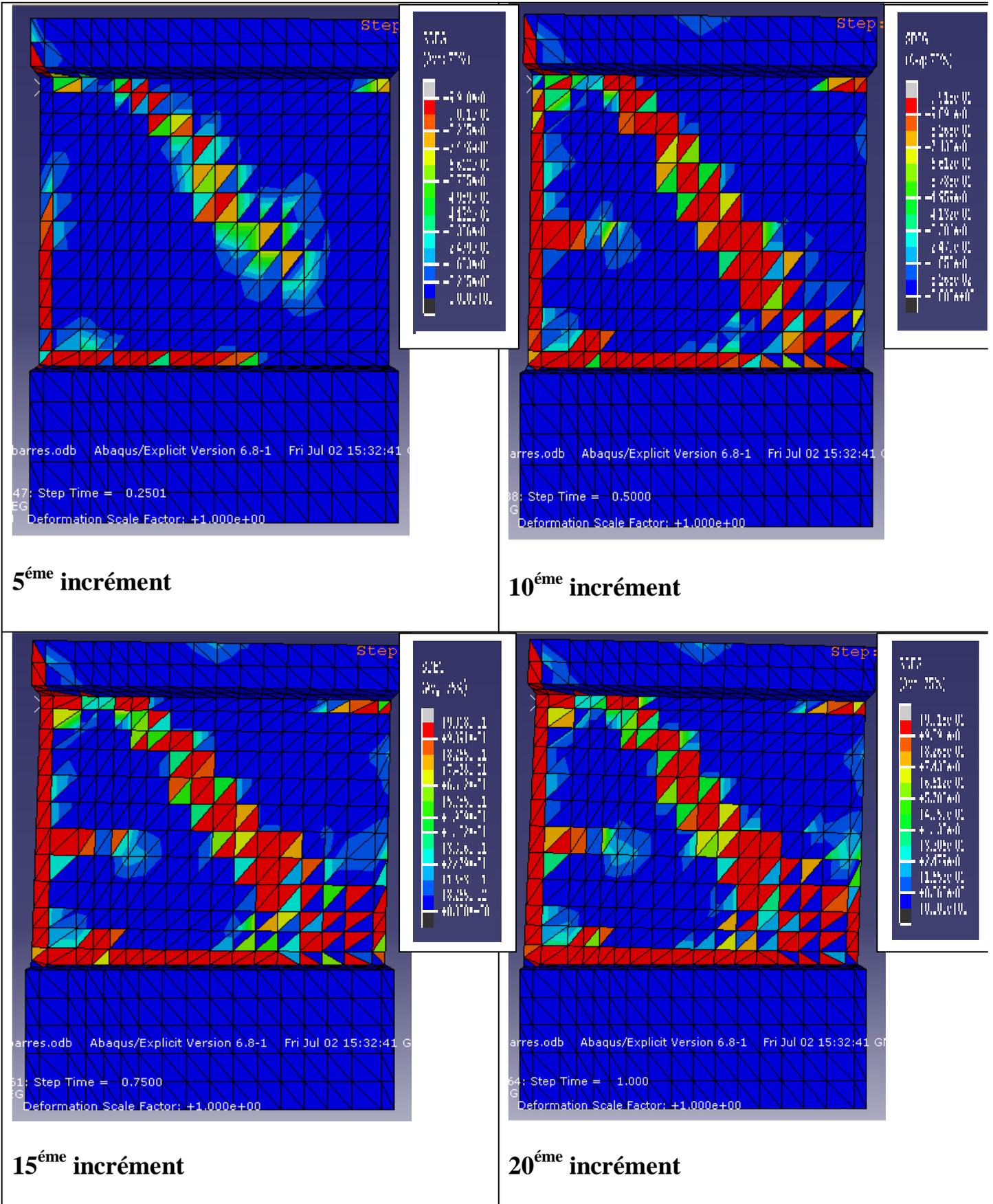


Fig : IV.20 : dégradation de la rigidité dans le béton du troisième voile.

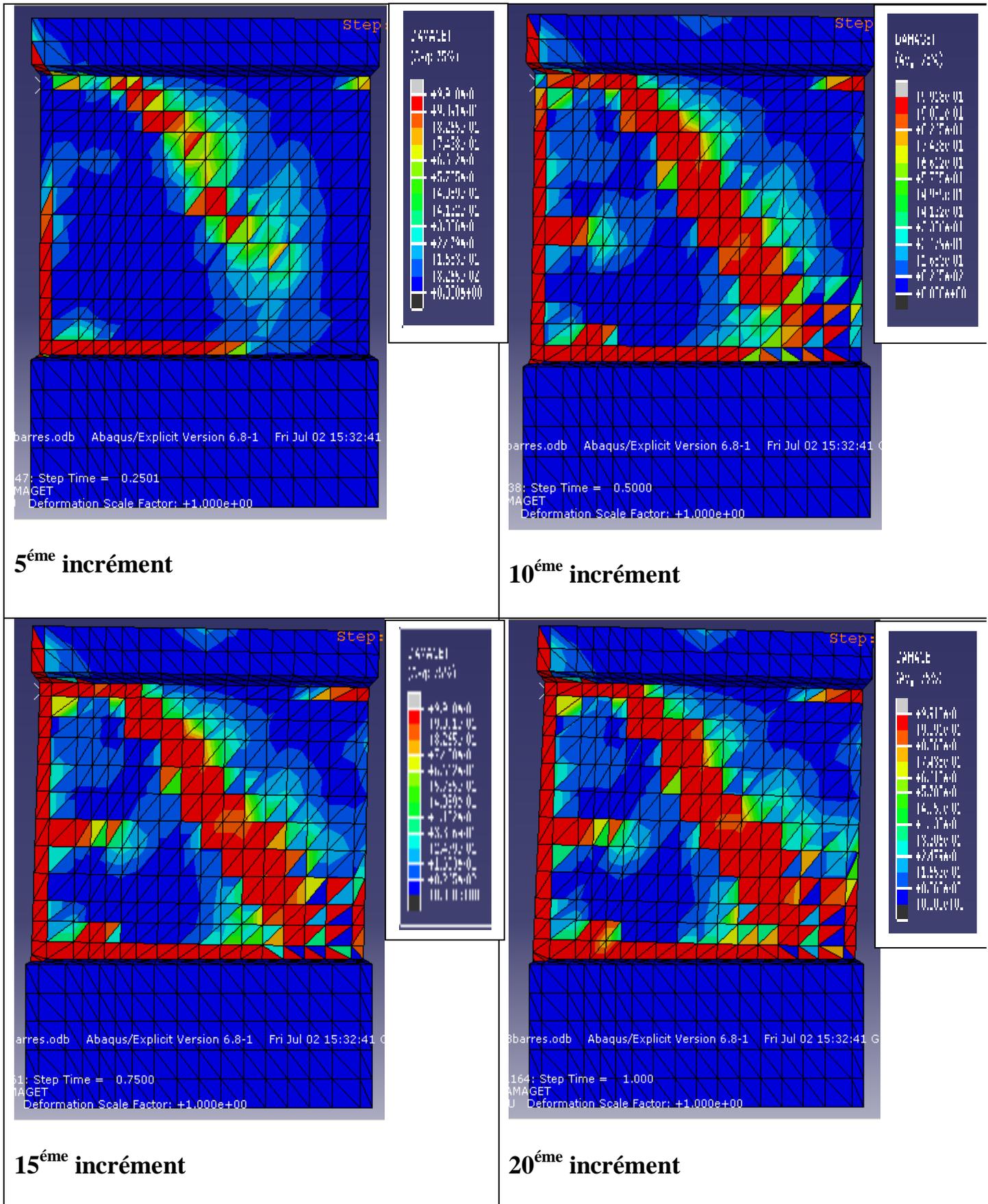
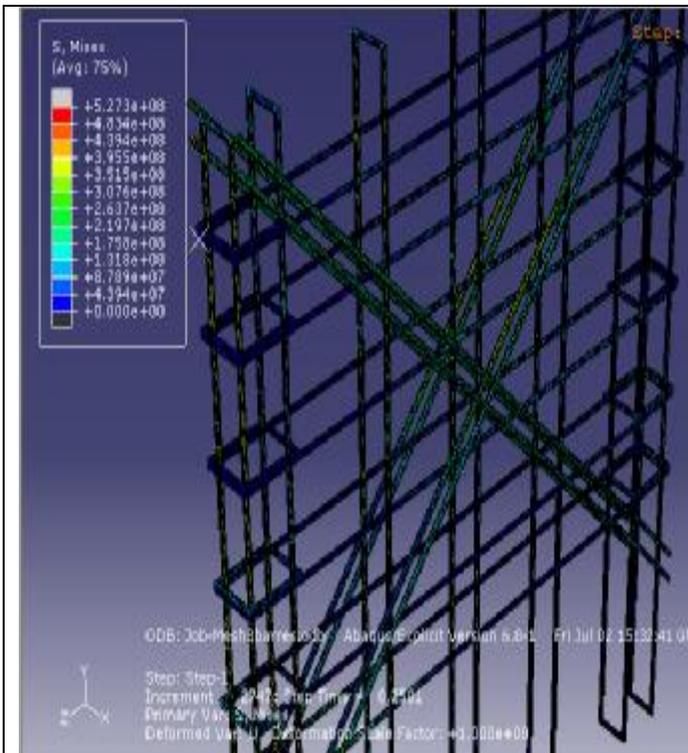
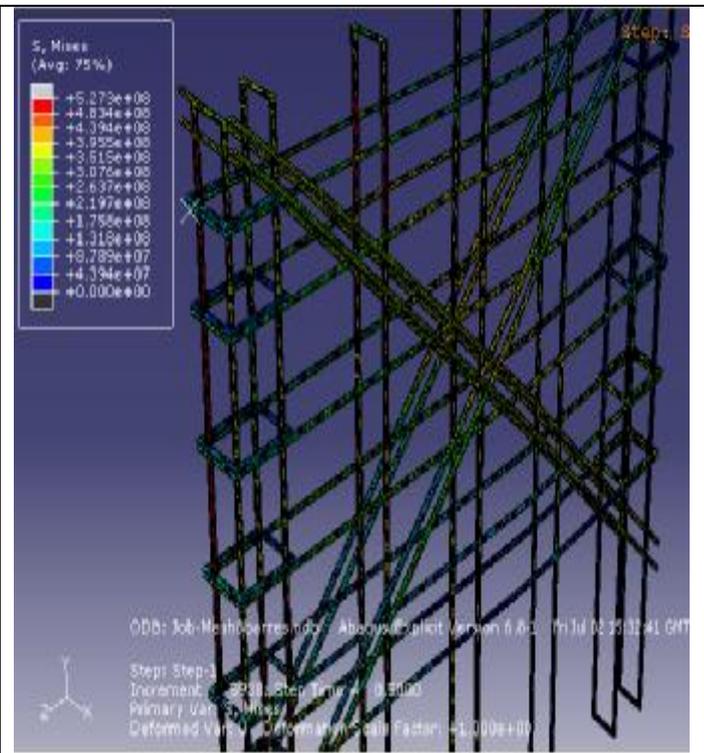


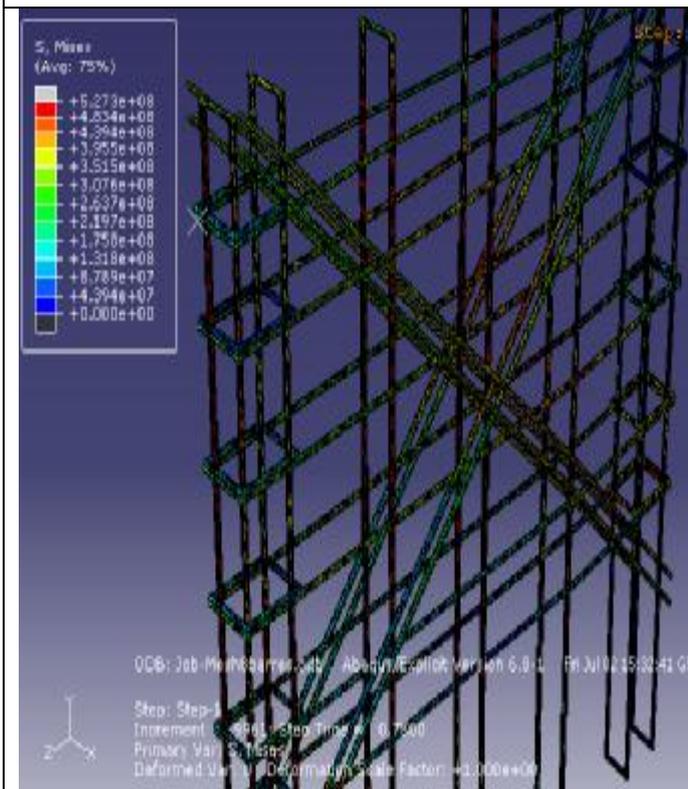
Fig : IV.21 : propagation de l'endommagement dans le béton du troisième voile.



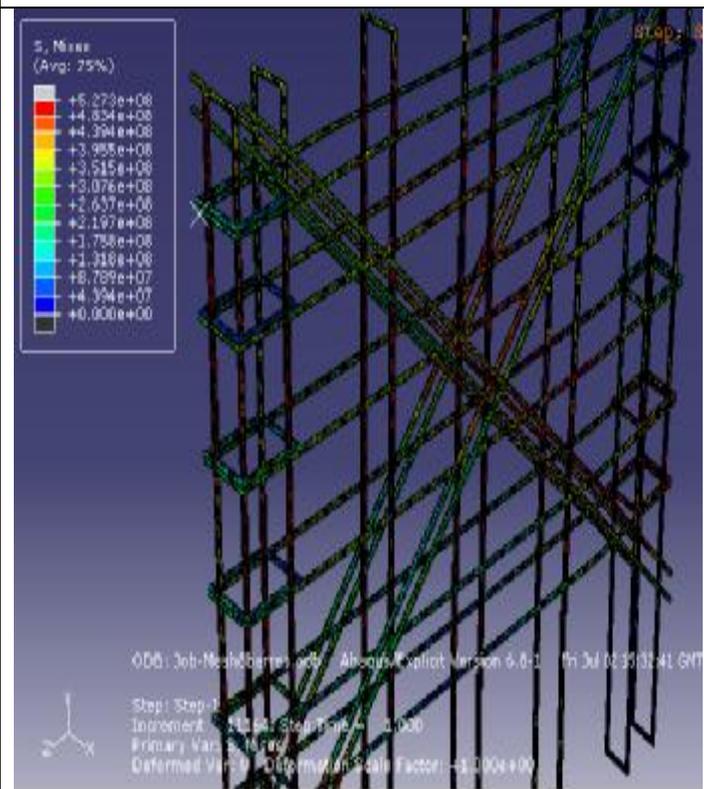
5^{ème} incrément



10^{ème} incrément

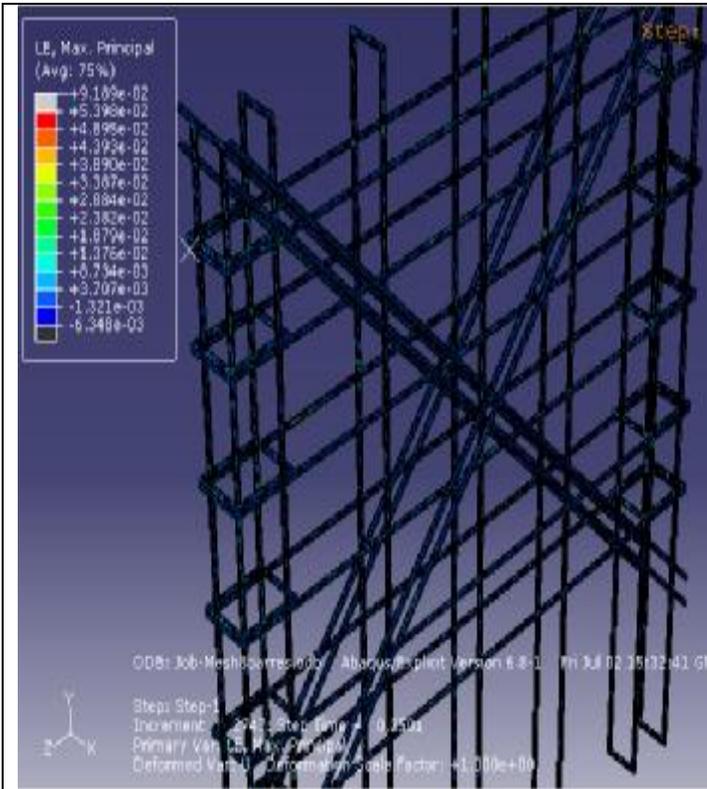


15^{ème} incrément

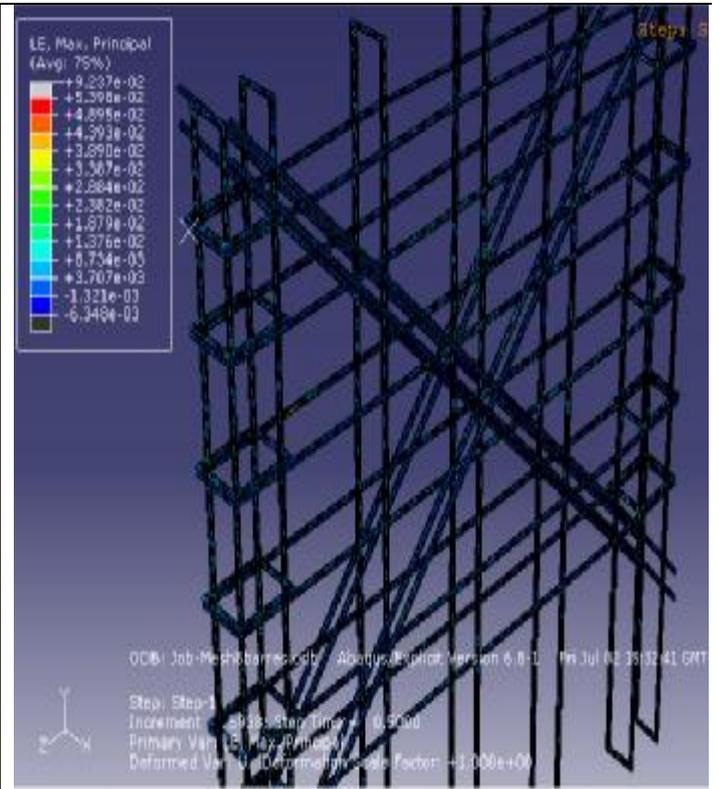


20^{ème} incrément

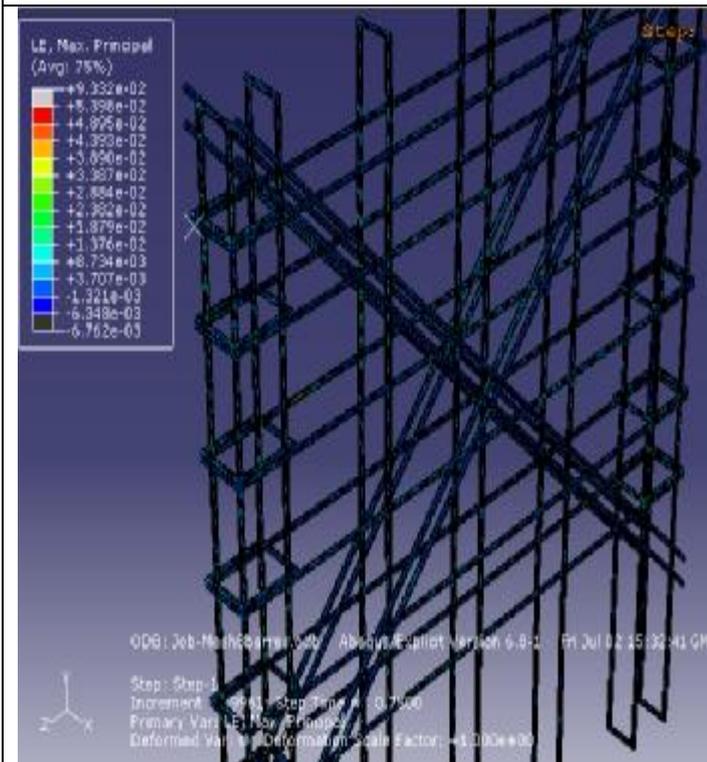
Fig : IV.22 : propagation des contraintes dans le béton du troisième voile.



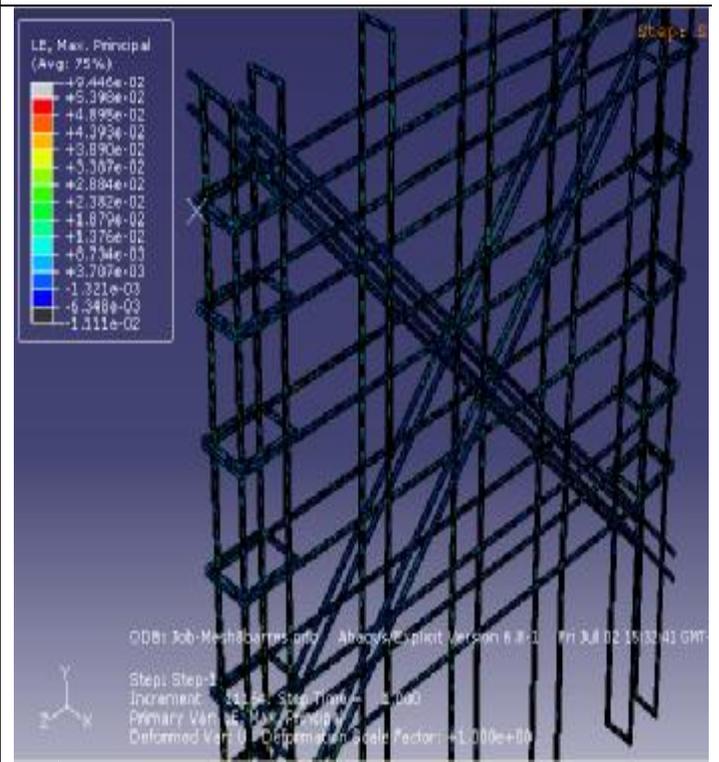
5^{ème} incrément



10^{ème} incrément



15^{ème} incrément



20^{ème} incrément

Fig : IV.23 : propagation des déformations dans les aciers du troisième voile.

IV : 2 : La comparaison des résultats des différents modèles

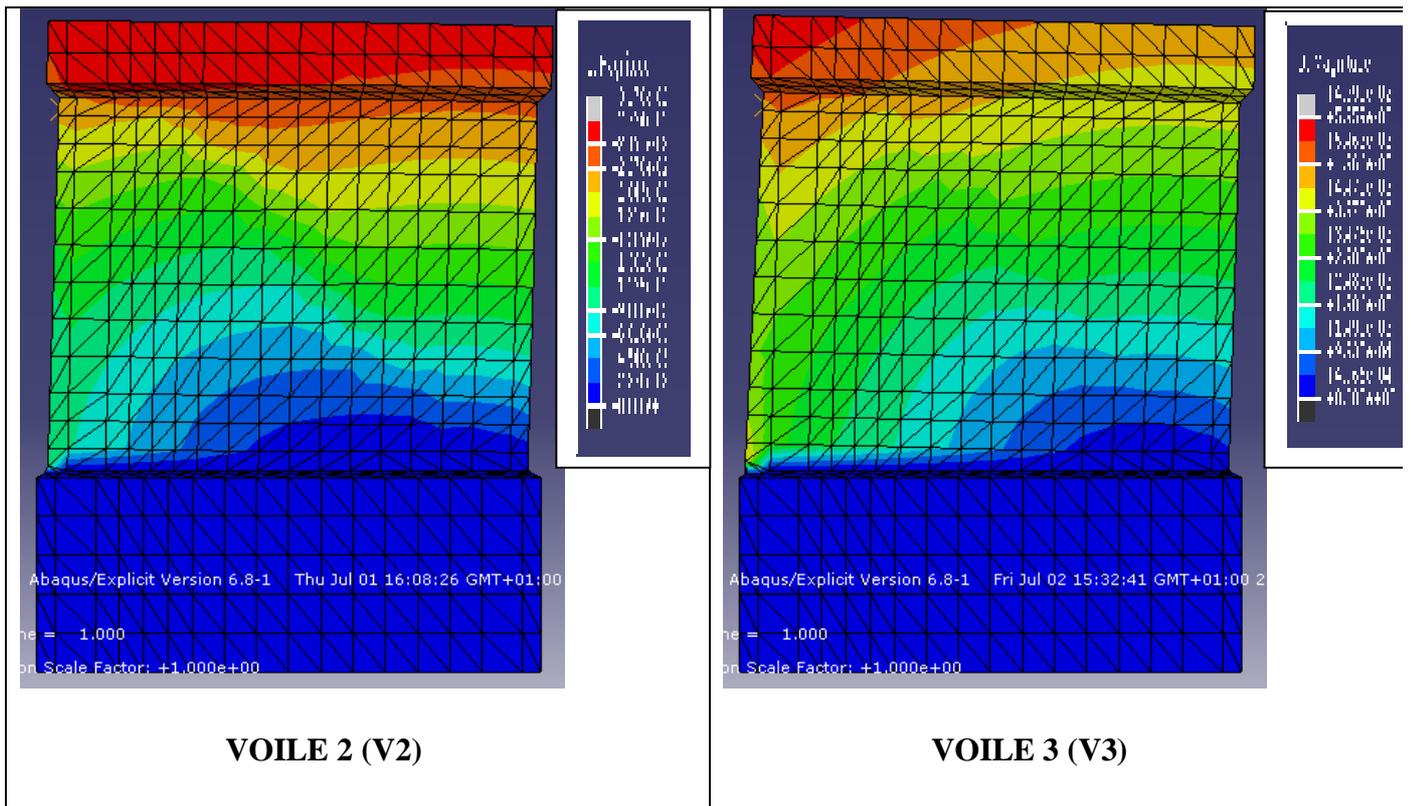
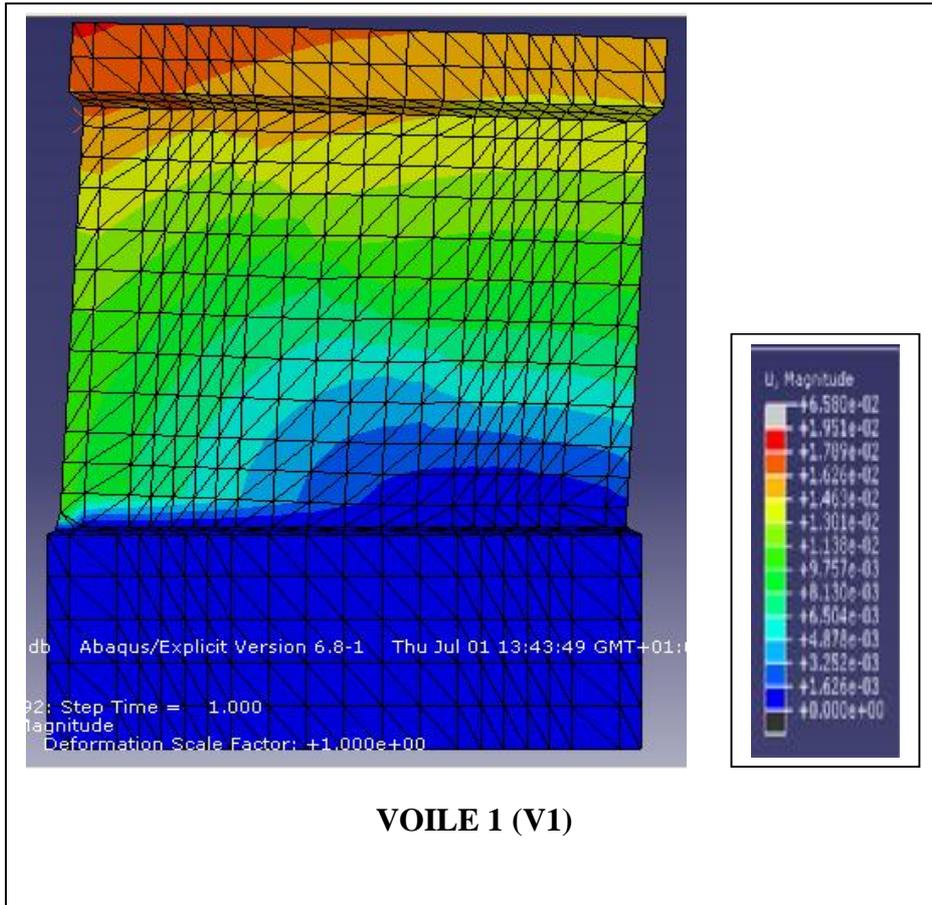


Fig : IV.24 : comparaison des déplacements dans le béton des trois voiles.

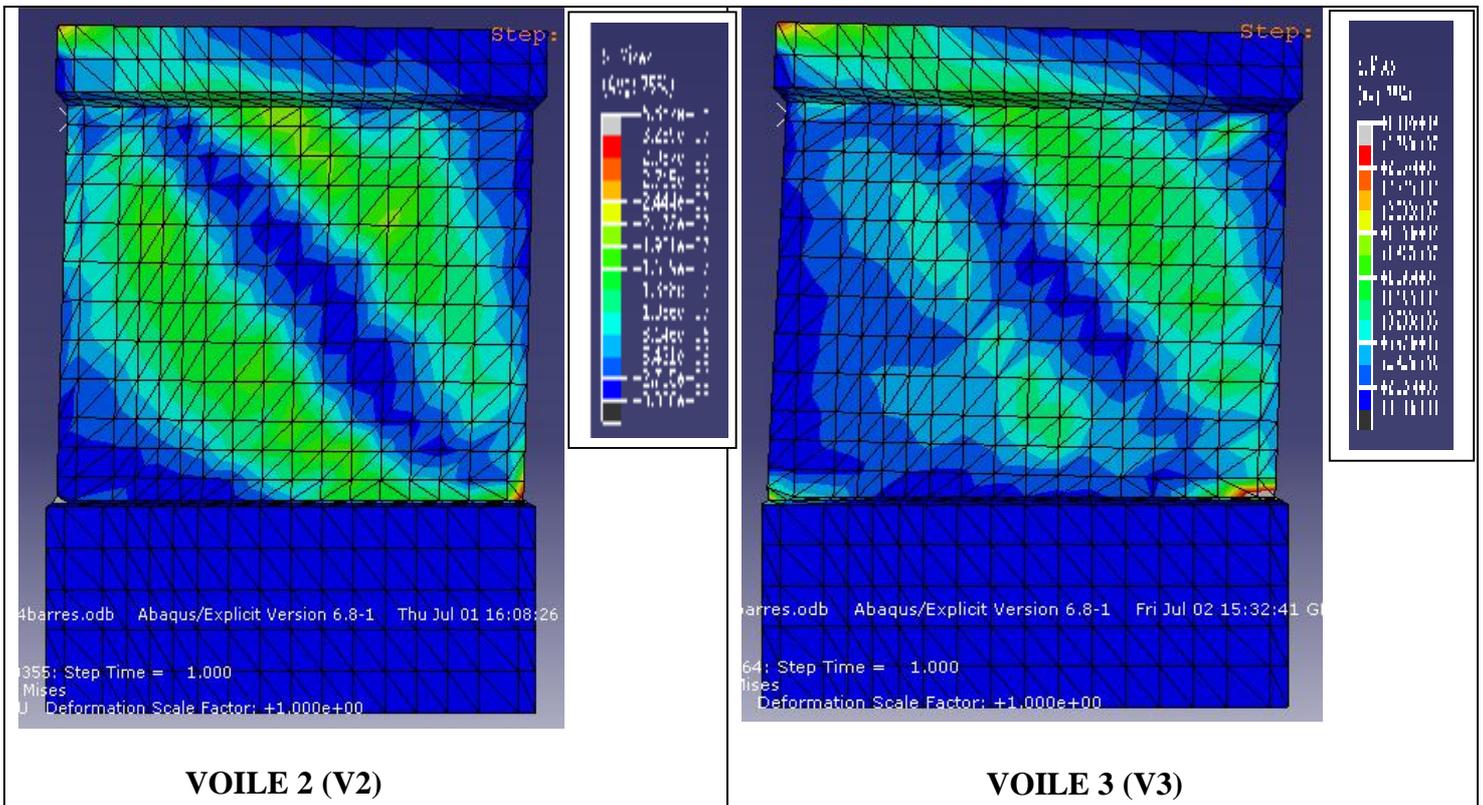
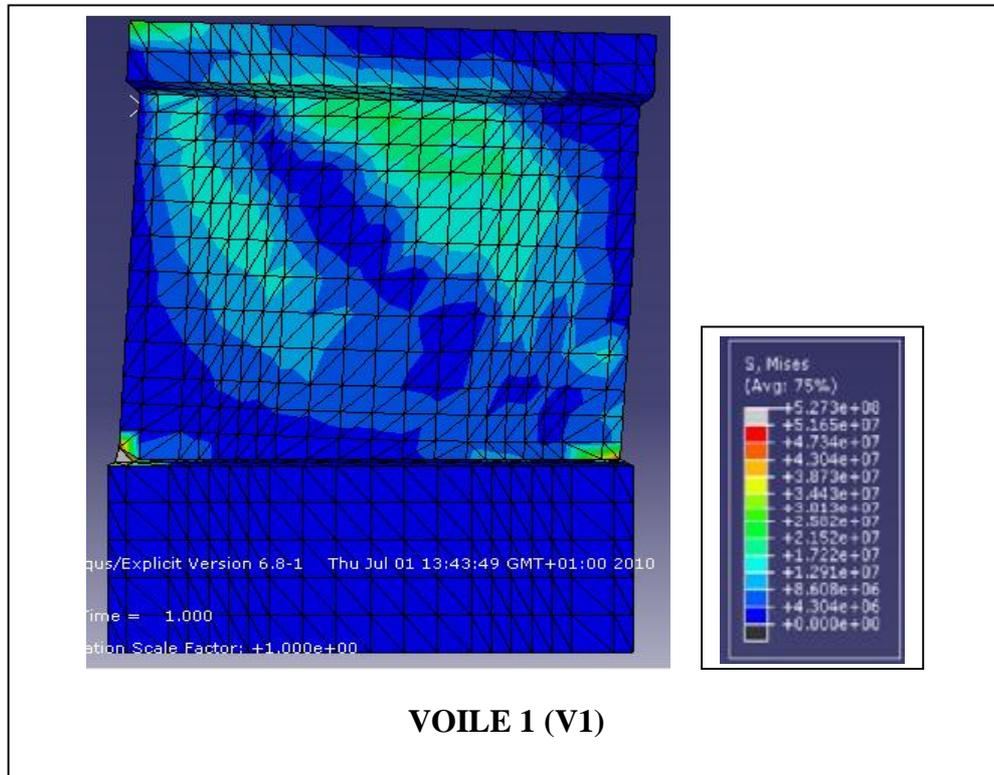


Fig : IV.25 : comparaison des contraintes dans le béton des trois voiles.

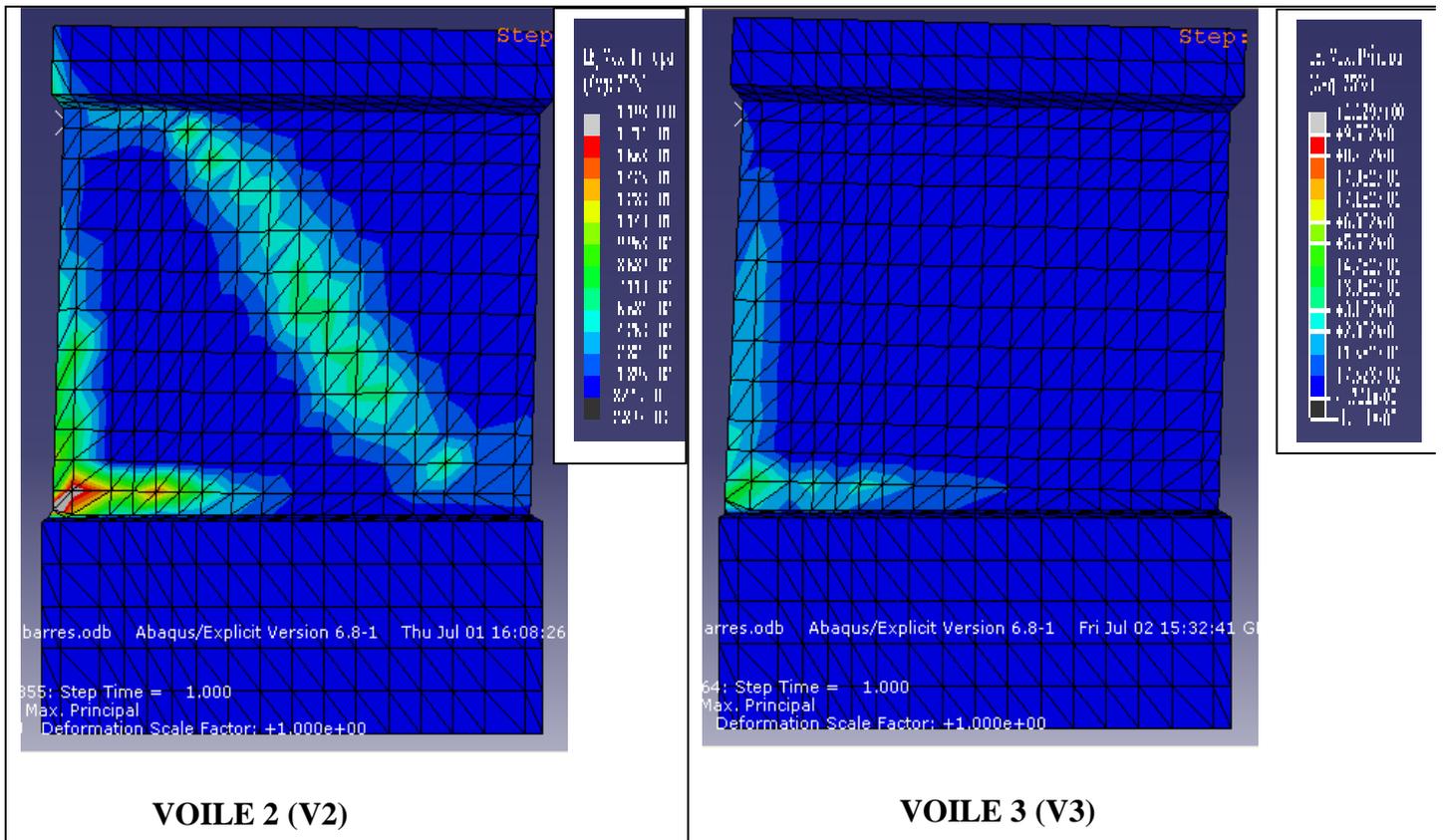
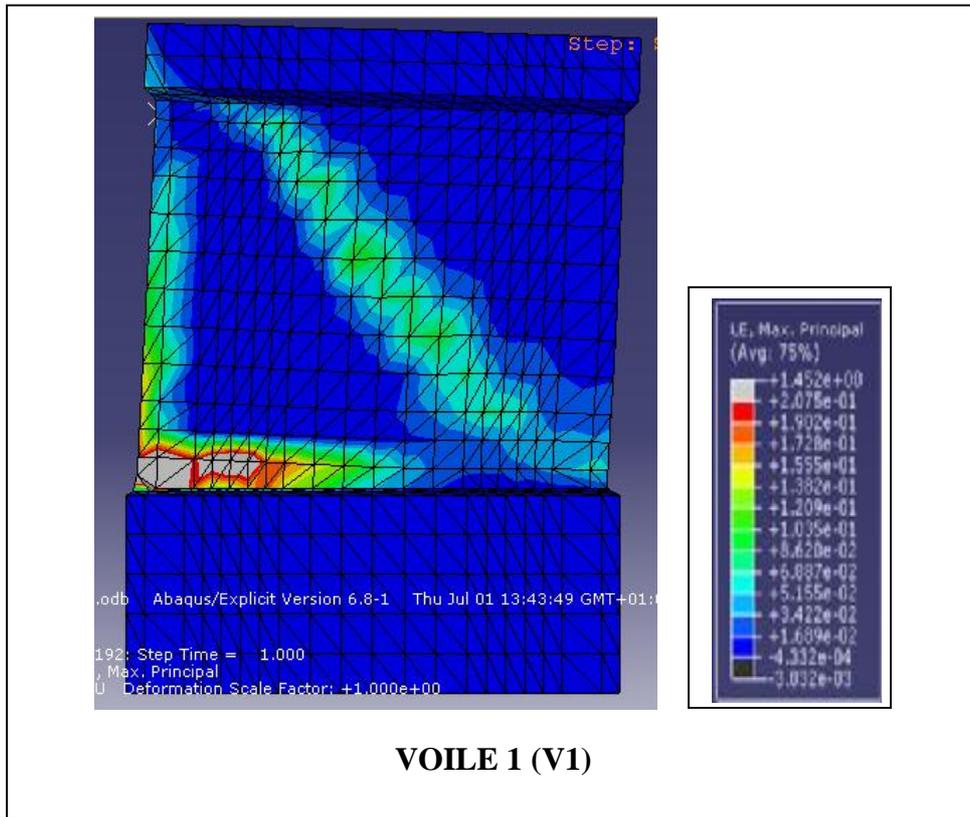


Fig : IV.26 : comparaison des déformations dans le béton des trois voiles.

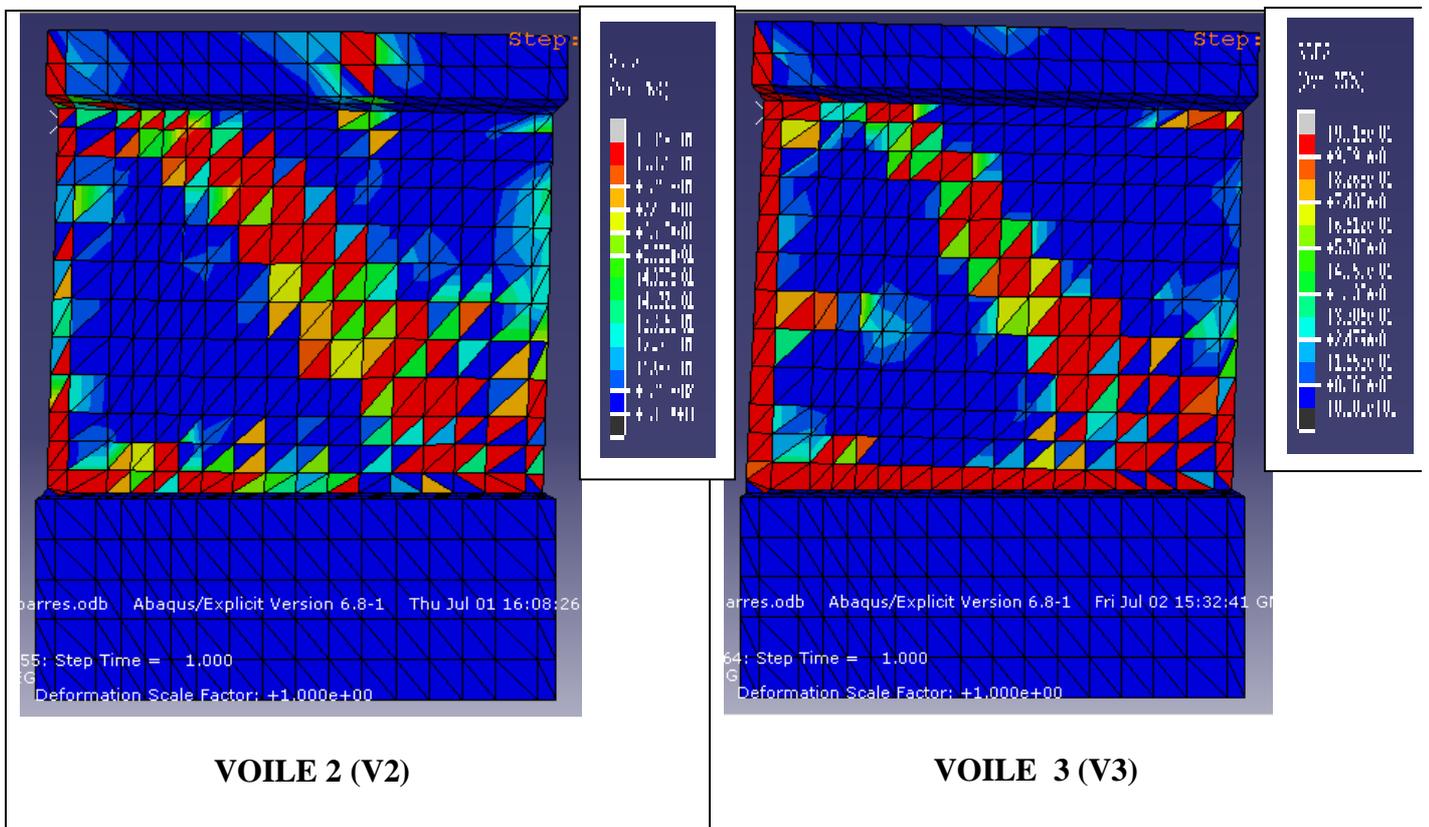
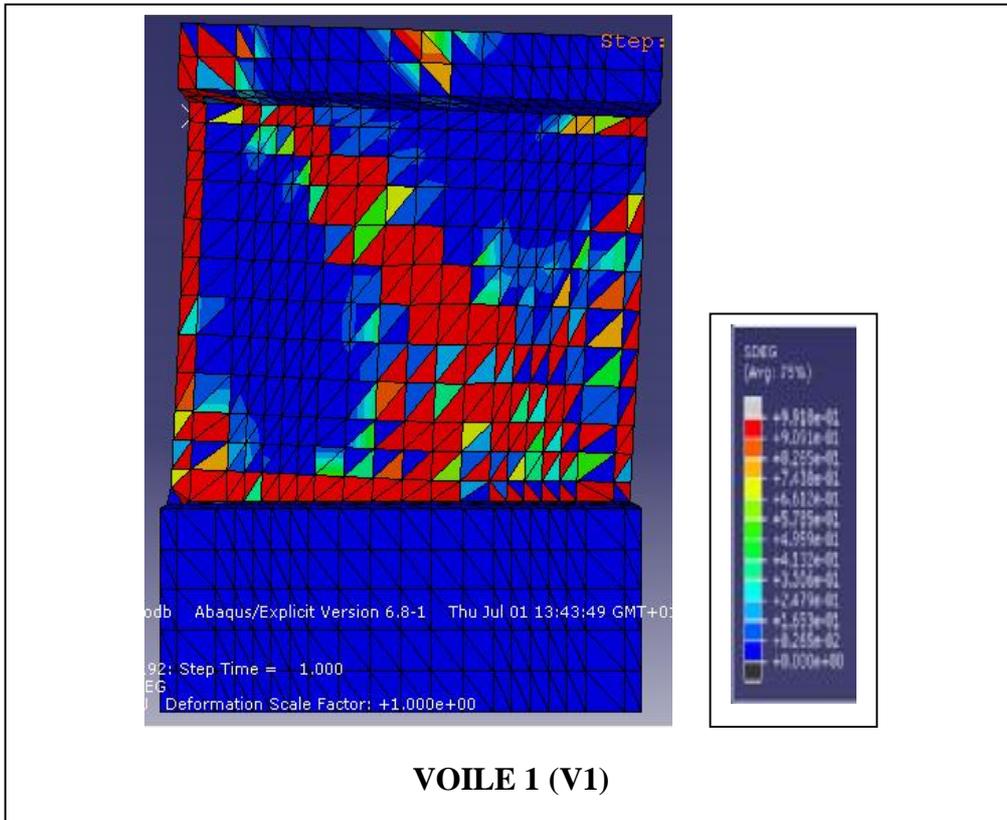


Fig : IV.27 : comparaison de la dégradation de la rigidité dans le béton des trois voiles.

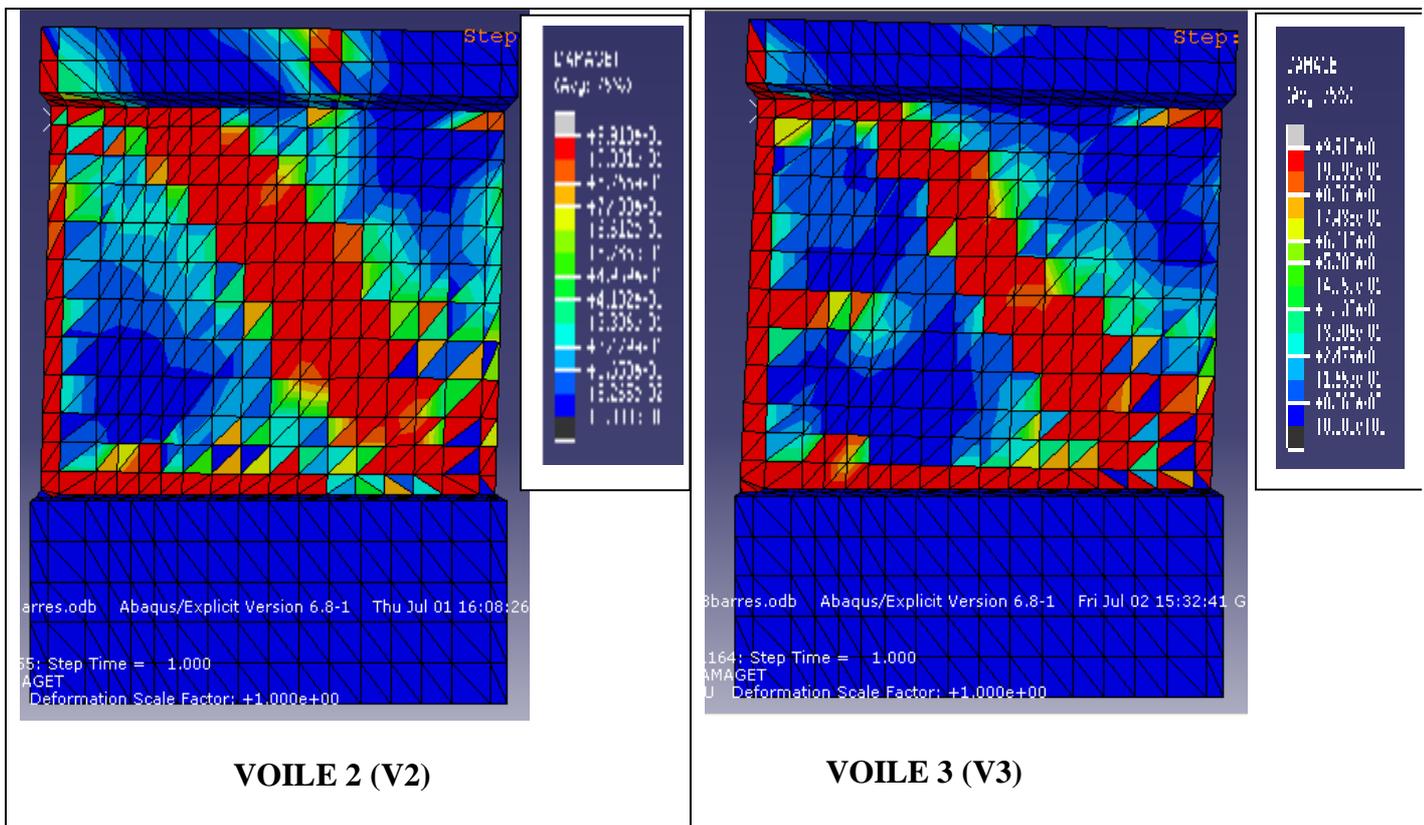
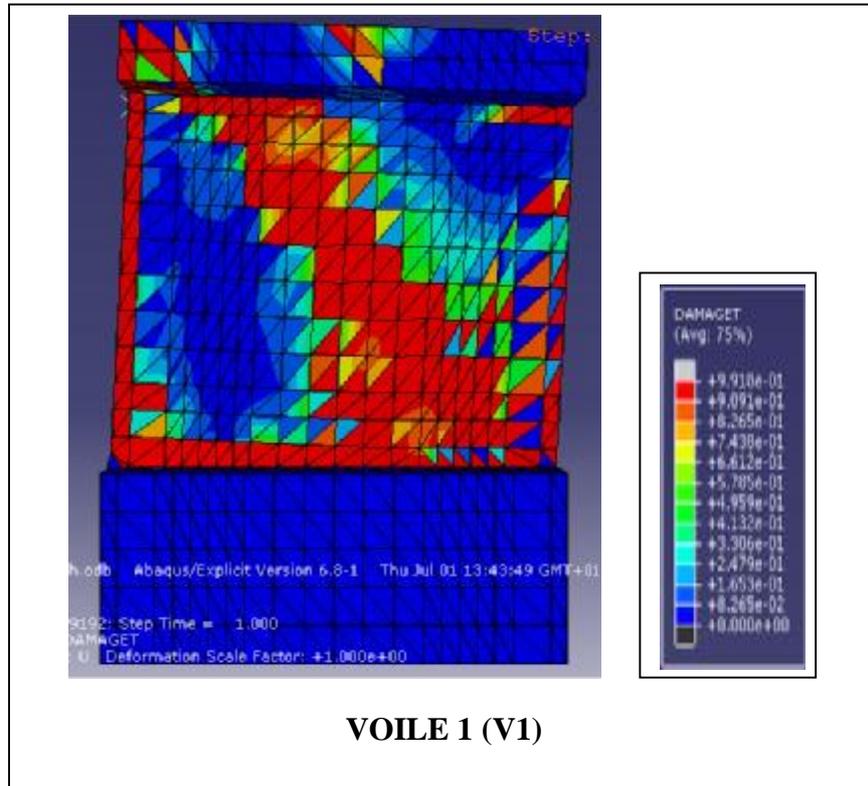


Fig : IV.28 : Comparaison de l'endommagement du béton dans les trois voiles.

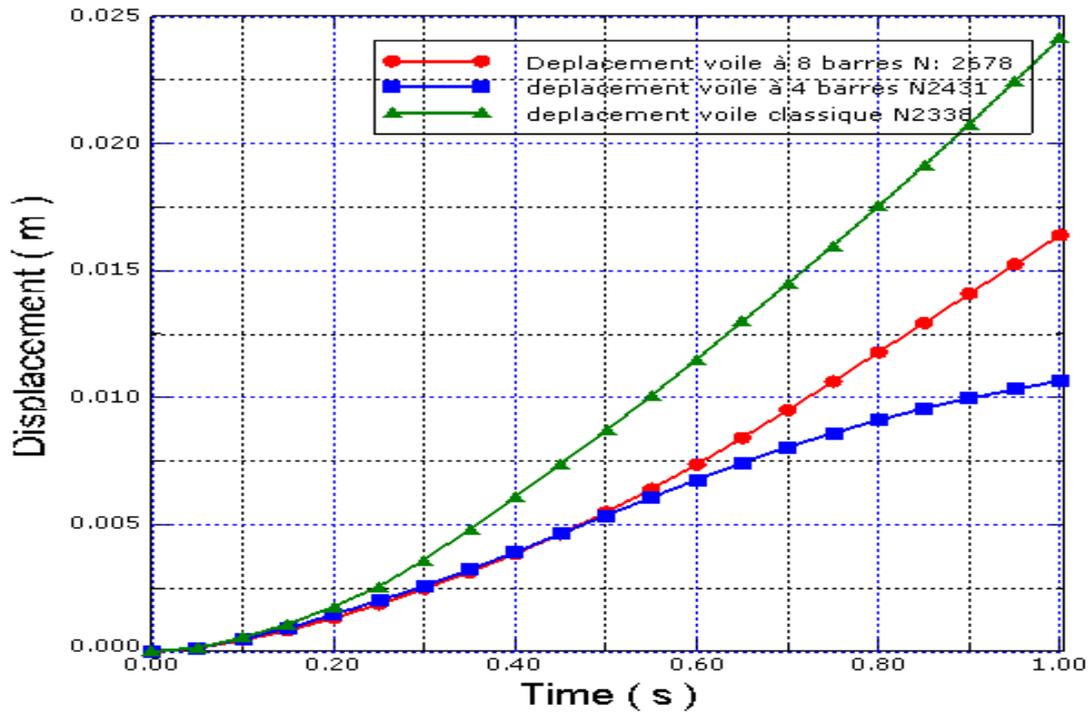


Fig : IV.29 : Déplacement de nœud central de l'âme des voiles.

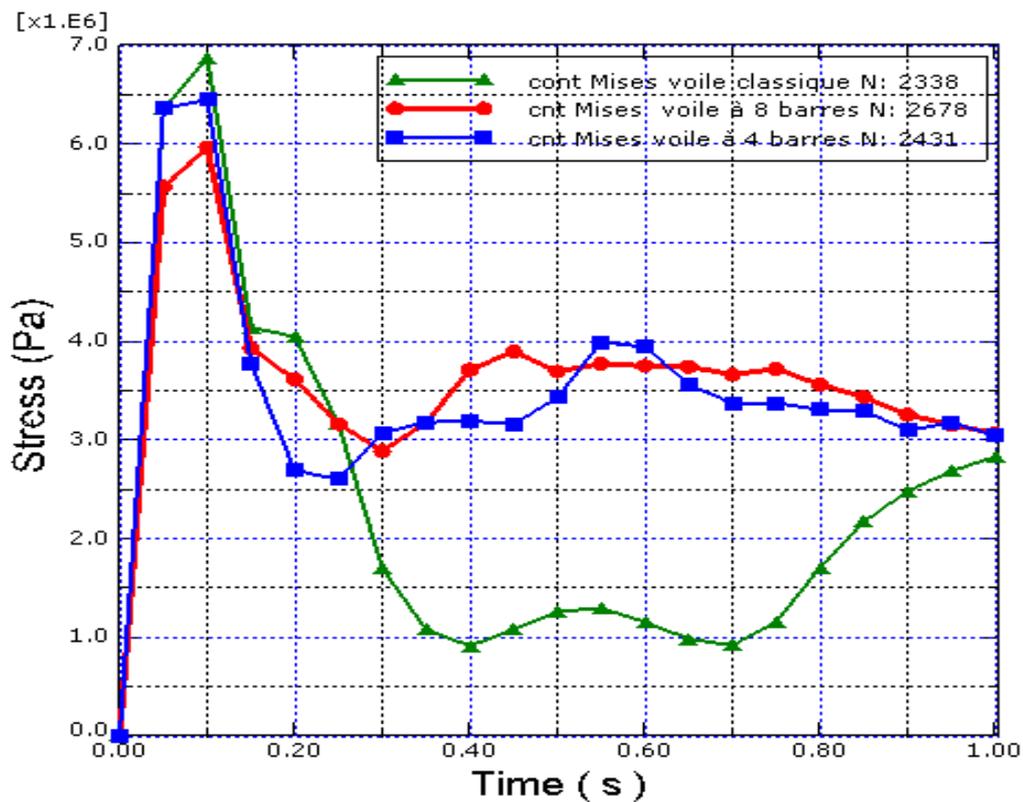


Fig : IV.30 : Contraintes de nœud central de l'âme des voiles.

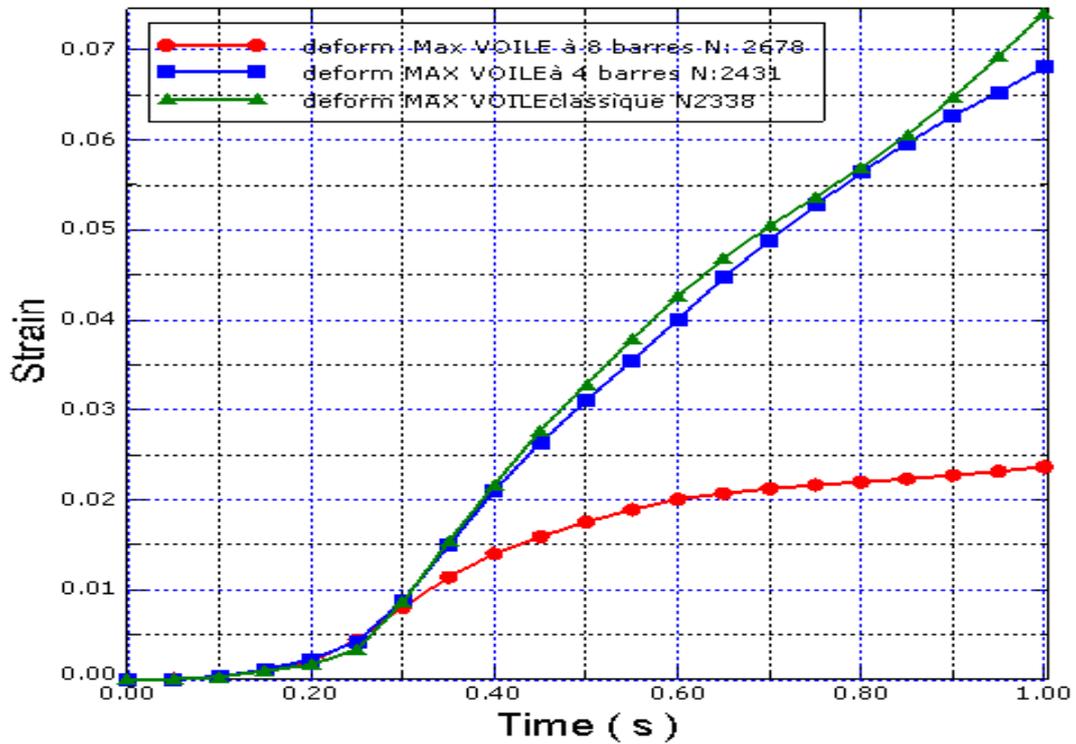


Fig : IV.31 : Déformations de nœud central de l'âme des voiles.

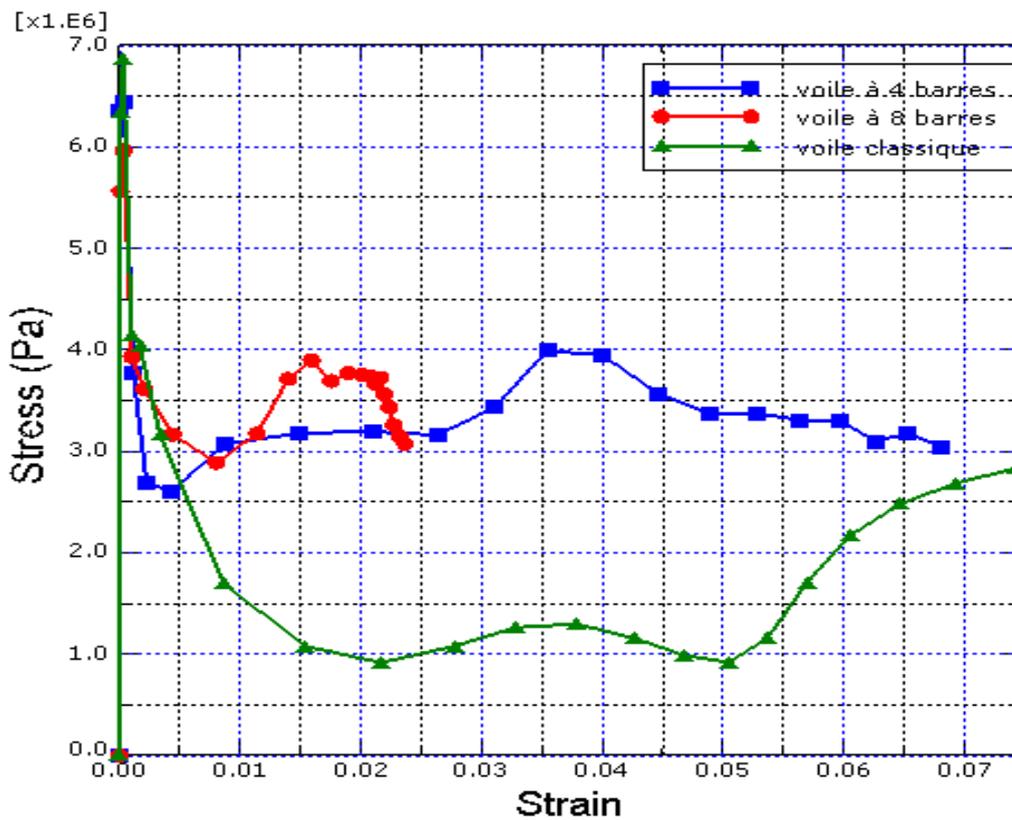


Fig : IV.32 : Courbes contraintes-déformations du nœud central de l'âme des voiles.

Le renforcement suivant les bielles de compression et de traction (en diagonale) modifie fortement le comportement du voile. Ainsi, par rapport au modèle classique on note une réduction du déplacement maximale de 52% pour le modèle (V2), et de 30.45% pour le modèle (V3). (**Fig. IV.24**).

Sous la force horizontale, le modèle (V1) se déforme en prenant la forme d'un losange. Ce comportement provoque une rupture par traction à l'extrémité gauche de l'encastrement, et, un écrasement du béton à l'extrémité droite de celui-ci (**Fig. IV.25**). Dans la région centrale de l'âme, les valeurs des contraintes dans le voile classique atteignent les 30.1 [Mpa]. Par contre dans les modèles renforcés, les valeurs des contraintes sont moindres. Ainsi dans le modèle (V2) la valeur maximale enregistrée est de 21.72 Mpa, alors qu'elle n'est que de 16.17 Mpa pour le modèle (V3). Le renfort de 4 barres diagonales a permis une réduction de contrainte de 27%, et celui de 8 barres de 46.2%.

Les déformations dans la région centrale du voile classique (V1) sont de l'ordre de 10^{-1} , par contre dans les voiles renforcés elles sont de l'ordre de 10^{-2} . Ces déformations se propagent suivant une bielle de compression qui très claire dans les trois modèles (**Fig. IV.26**). Le renforcement en barres diagonales réduit les déformations suivant les bielles de compression. A l'encastrement, le béton des trois voiles est écrasé à des degrés différents sous l'effet de grand chargement latéral.

On relève que le voile avec ferrailage classique (V1) est fortement endommagé ; que ce soit à la base ou globalement dans l'âme du voile (sous l'effet de grand chargement). L'âme du voile se déforme en losange engendrant la fissuration du béton en diagonale (illustrée par La bande « rouge » diagonale sur la figure IV.27). L'intégration des renforts a permis de réduire considérablement les dommages. En effet on remarque que ceux-ci sont annihilés progressivement par l'introduction du premier modèle de renfort (V2). Le renfort a mobilisé les efforts principalement suivant sa localisation et sa direction diagonale. Le processus des dommages est confirmé par les illustrations de la figure IV.28 représentant la dégradation de la rigidité au niveau des trois modèles de voile considérés.

A partir de la **figure IV.30**, on remarque que le béton présente un comportement linéaire, en termes de contrainte de $T=0s$ jusqu'à $T=0.1s$ dans les trois modèles différents, avec une petite différence au niveau des pics. A partir de $T=0.1s$, la contrainte diminue dans le béton pour les trois voiles. Mais elle continue de diminuer pour le voile classique (V1), ce qui se justifierait par une création des microfissures dues aux forces de cisaillement de traction (dans la zone diagonale), ce qui engendre une diminution de contraintes au niveau des fissures et plastifications de toutes les barres verticales et horizontales au niveau de la bielle de compression (**Fig. IV.8**). Par contre, le béton des voiles renforcés 2 et 3 a récupéré à l'instant $T=0.25s$ une quantité de contraintes (récupération de rigidité), ce qui signifie que le béton dans ces deux modèles n'est pas endommagé.

D'après la **fig. IV.24** et **29**, on remarque que dans le deuxième voile (V2), le déplacement au centre est de 1.1 cm, et de 1.6 cm dans le troisième voile (V3) par rapport au premier (V1) qui est de 2.3 cm. Les déformations dans le béton des trois voiles se propagent de la même manière jusqu'à $T=0.4s$ (**fig. IV.31**) où l'on remarque une propagation légère

pour le voile3 ; elle atteint une valeur de 0.02 par rapport au voile classique qui est de 0.07, donc un gain de déformation de 65%.

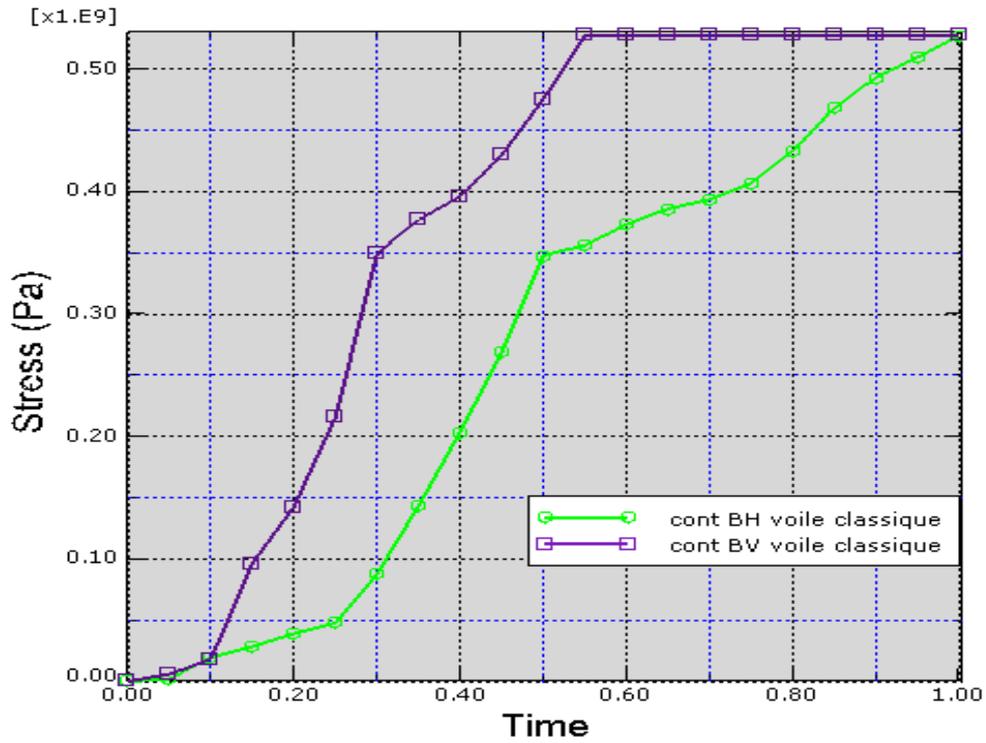


Fig : IV.33 : Contraintes dans les aciers du premier voile (classique).

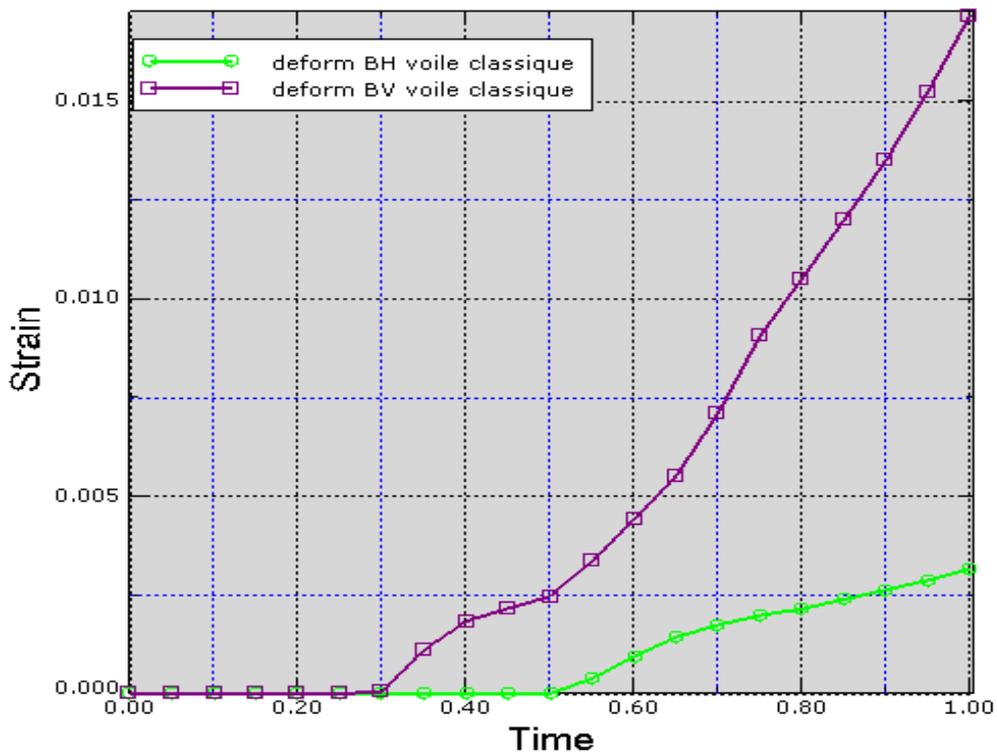


Fig : IV.34 : Déformations dans les aciers du premier voile.

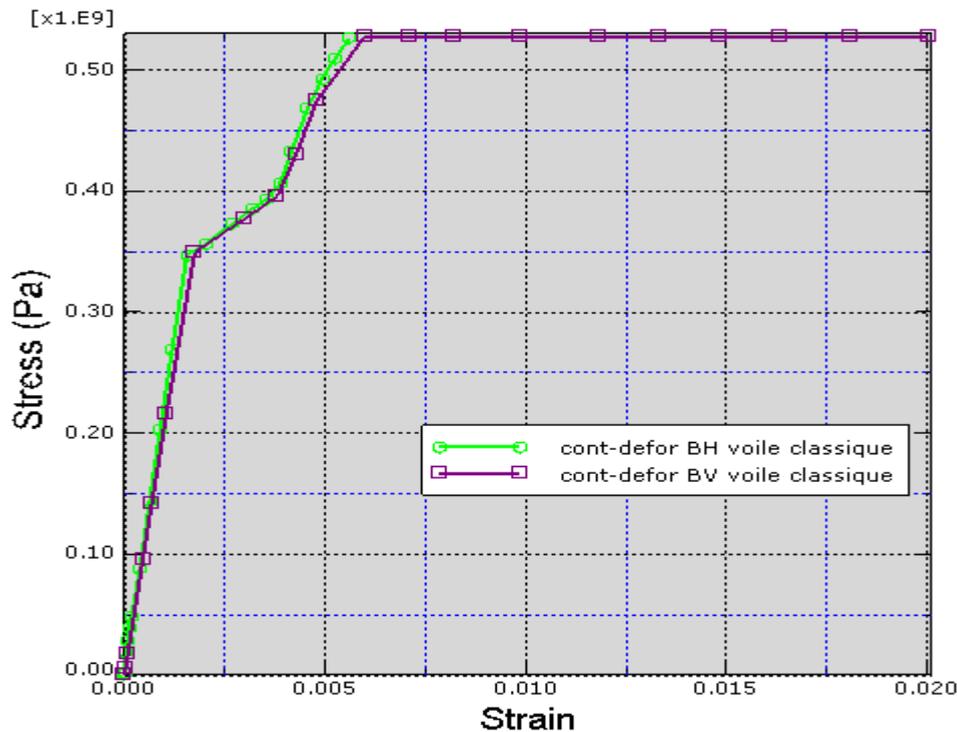


Fig : IV.35 : courbe contraintes-déformations des aciers du voile 1.

Dans la **figure IV.33** on remarque que les barres verticales et horizontales reprennent au même temps ($T=0s$) les contraintes. À partir de $T=0.1s$, les contraintes dans les barres verticales augmentent fortement pour atteindre la limite plastique à $T=0.55s$ à cause de la flexion de ces barres au centre du voile par rapport aux barres horizontales qui atteignent cette limite à la fin du teste. La zone centrale qui est plastifiée en premier lieu, donc la création des fissures (dans le béton) débute dans cette zone. Les déformations dans les barres verticales sont apparentes et commencent à $T=0.3s$ (dûes à la flexion de ces barres) pour atteindre une valeur de 0.02 (**fig. IV.33**). Alors que les barres horizontales se déforment à partir de $T=0.5s$ avec une déformation maximale de 0.003.

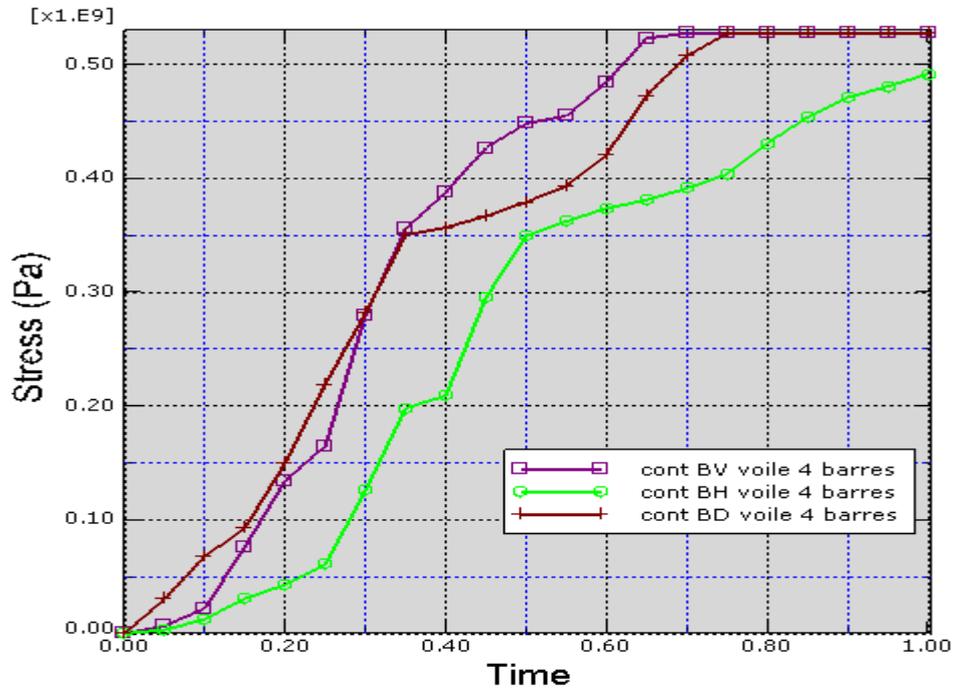


Fig : IV.36 : Contraintes dans les aciers de deuxième voile (à 4 barres)

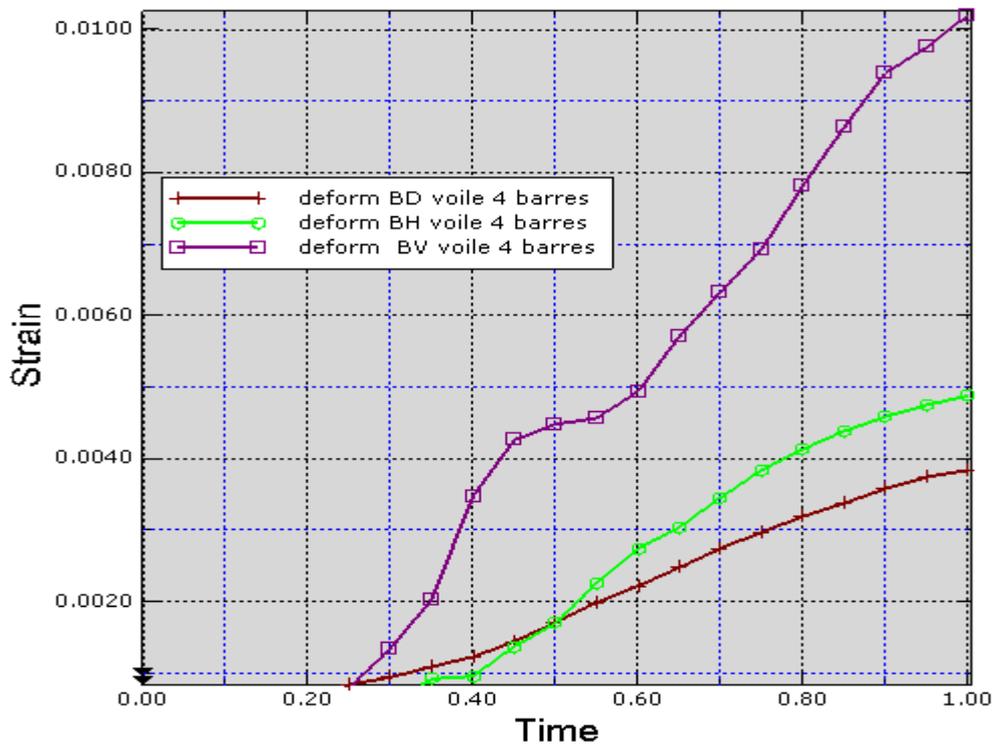


Fig : IV.37 : Déformations dans les aciers du deuxième voile.

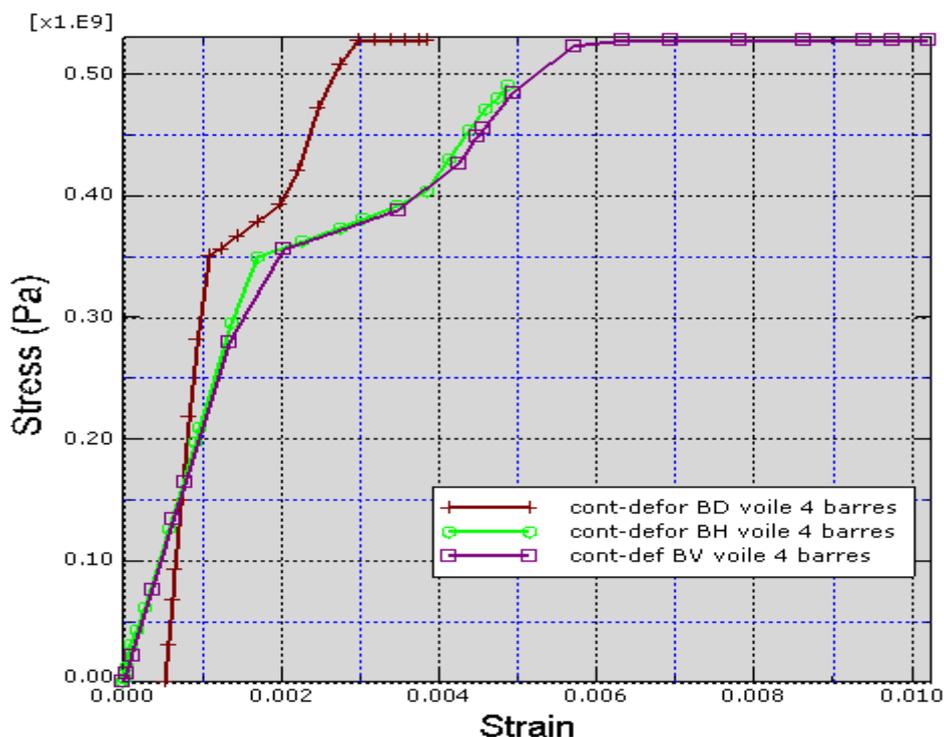


Fig : IV.38 : courbe contraintes-déformations des aciers du voile 2.

Dans le voile (V2), on remarque qu'à l'instant $T=0.65s$, la limite plastique pour les barres verticales est atteinte (présence d'un moment de flexion élevé provoqué par le chargement), et les barres horizontales ne sont pas plastifiées (**fig. IV.36**). Donc, grâce à la présence des barres diagonales qui atteignent la limite plastique à $T=0.75s$, les barres horizontales ne sont pas plastifiées malgré l'augmentation de la déformation dans ces barres (0.004).

La déformation dans les barres verticales est diminuée (0.01) grâce à la présence des barres diagonales (**fig. IV.37**) jouant un rôle de contreventement dans ce cas-là.

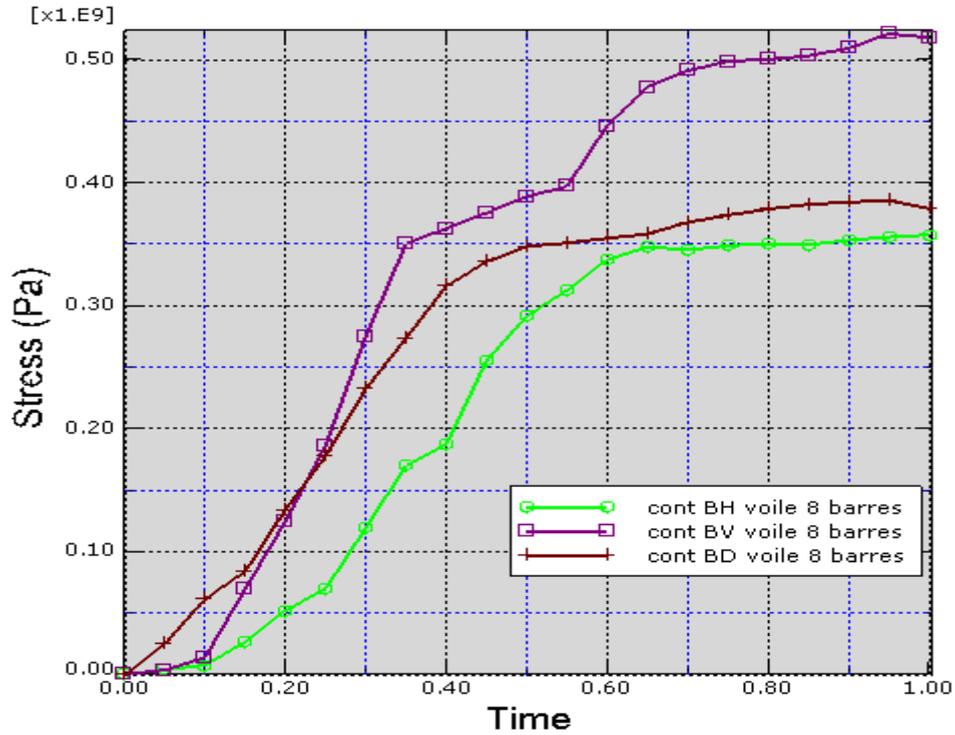


Fig : IV.39 : Contraintes dans les aciers du troisième voile (à 8 barres).

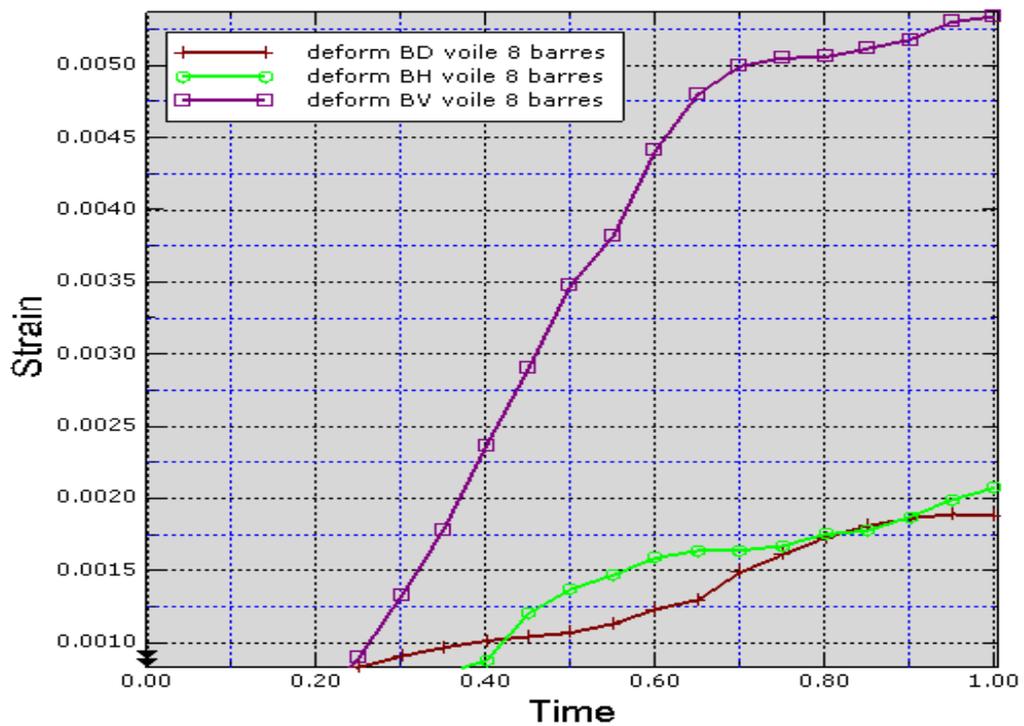


Fig : IV.40 : Déformations dans les aciers de troisième voile.

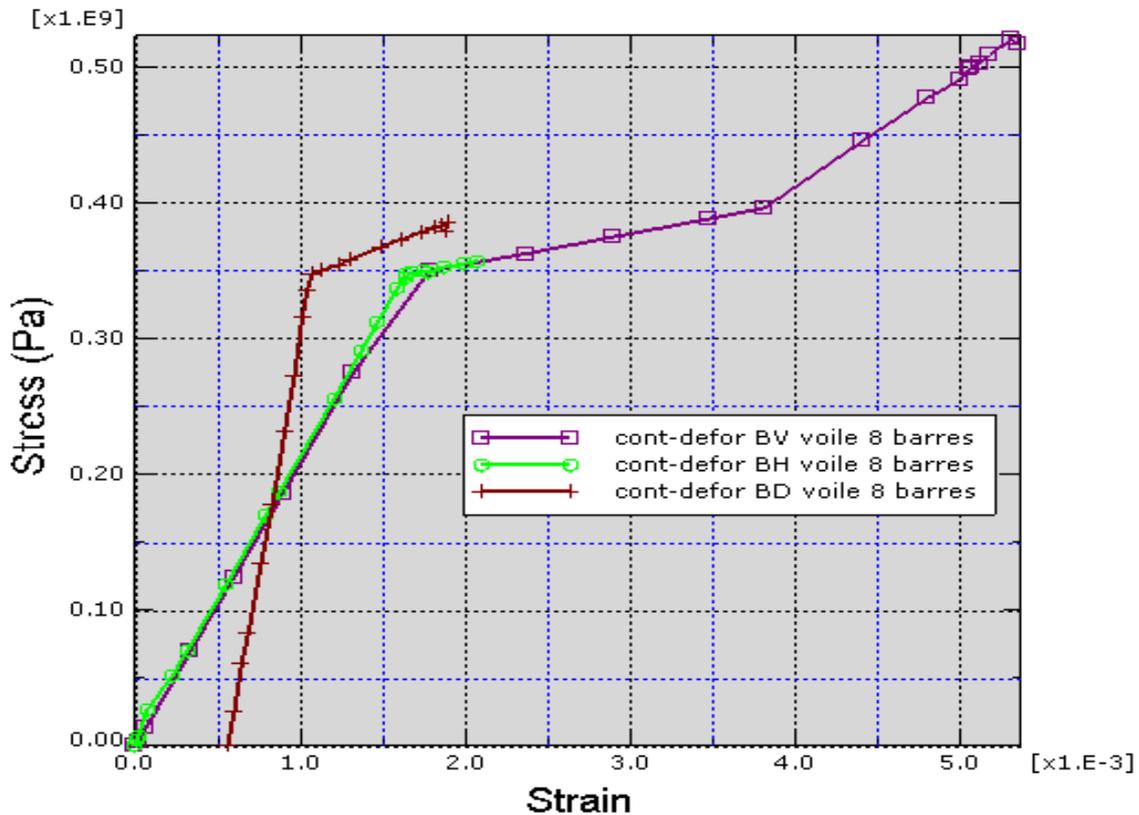


Fig : IV.41 : courbe contraintes-déformations des aciers de voile 3.

Dans le modèle renforcé à 8 barres (voile 3), la plastification des barres verticales est à l'instant $T=0.95s$, par contre pour les barres horizontales et diagonales elles atteignent les 355 Mpa et 375 Mpa respectivement sans plastification.

La présence des barres diagonales fait travailler les barres horizontales dans le domaine élastique. Les déformations dans les barres verticales et horizontales se sont diminuées grâce à la présence des barres diagonales.

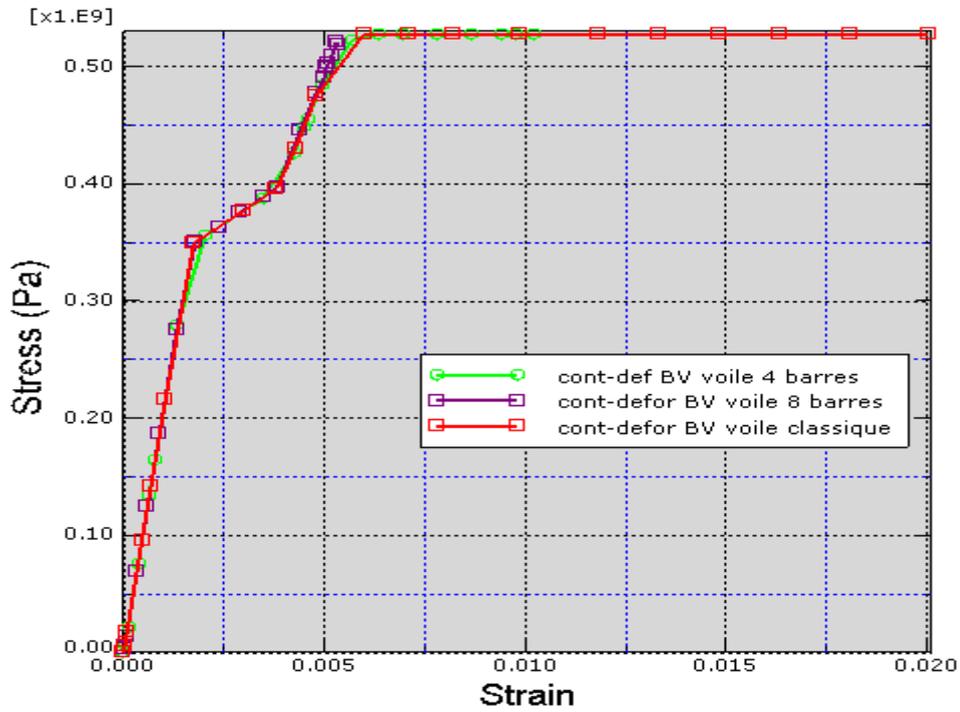


Fig : IV.42 : Courbes contraintes-déformations dans les aciers verticaux des trois voiles.

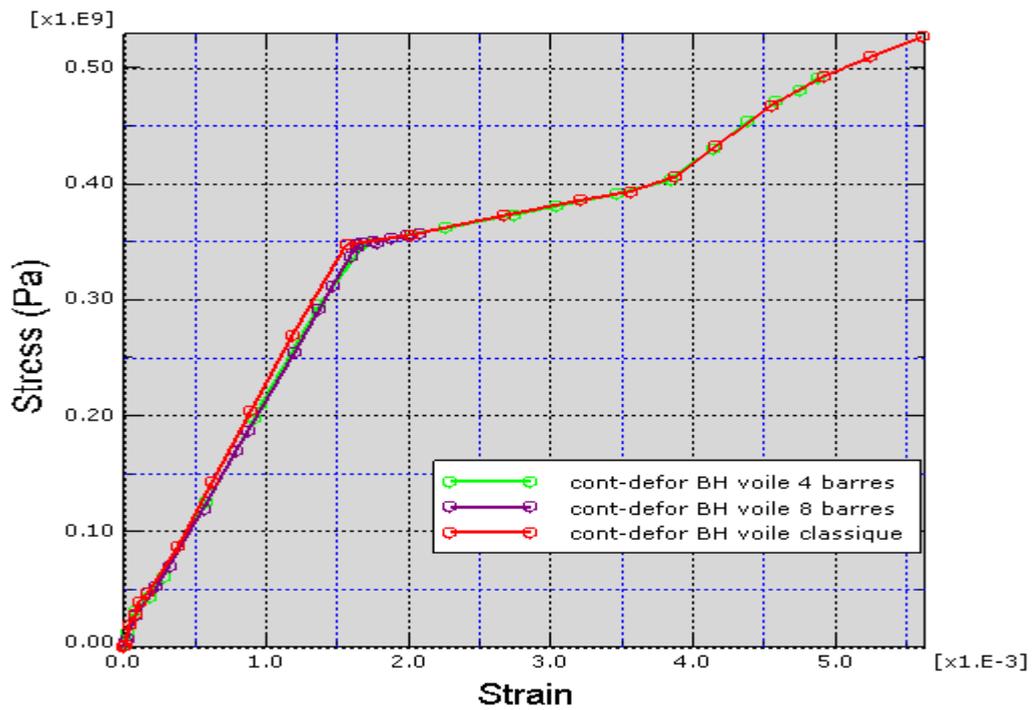


Fig : IV.43 : Courbes contraintes-déformations dans les aciers horizontaux des trois voiles.

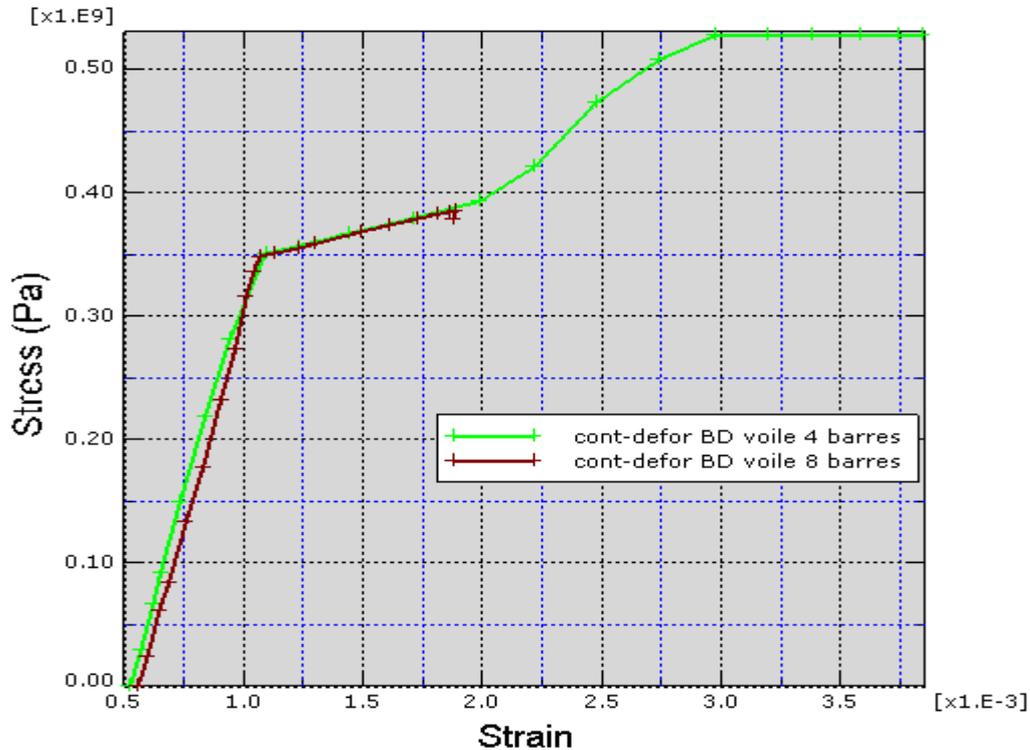


Fig : IV.44 : Courbes contraintes-déformations dans les barres diagonales des voiles 2 et 3.

Dans la figure IV.42, on remarque que les barres d'aciers verticales dans les trois modèles sont plastifiées, mais avec une déformation qui diminue de 0.02 dans le voile classique jusqu'à 0.006 dans le modèle renforcé à 8 barres. Par contre, pour les barres horizontales (**Fig. IV.43**) on voit que cette limite de plastification n'est pas atteinte dans les voiles 2 et 3. Une déformation qui diminue dans ces barres de 0.007 dans le voile classique à 0.002 dans le renfort à 8 barres. Pour les barres diagonales des deux voiles renforcés (**Fig. IV.44**), on voit que celles du renfort à 8 barres elles atteignent une contrainte d'une valeur de 375 MPa sans plastification. La contrainte dans les voiles renforcés est partagée dans toutes les barres soient verticales, horizontales ou diagonales ce qui a empêché la plastification des barres horizontales dans ces modèles (diminution de contraintes dans les bielles de compression (**Fig. IV.22**)).

Conclusion générale

Conclusion générale

Cette étude a abouti aux résultats suivants :

1-Comparaison des modèles renforcés en diagonale par rapport à un ferrailage classique des voiles.

2-Voir l'apport de ce renforcement en termes de contraintes, déformations et de déplacements.

Une fois ces résultats obtenus, des conclusions pertinentes se sont dégagées :

- Pour le premier voile (ferrailage classique) :
 - un déplacement de 2.3 cm au centre de l'âme.
 - une contrainte dans la bielle de compression de 30.1 Mpa.
 - une déformation de 0.12
- Pour le deuxième voile (renforcé par 4barres) :
 - un déplacement de 1.1 cm.
 - une contrainte dans la bielle de compression de 21.72 Mpa.
 - une déformation de 0.085
- Pour le troisième voile (renforcé par 8 barres) :
 - un déplacement de 1.6 cm.
 - une contrainte de 16.27 Mpa.
 - une déformation de 0.075.

Ces conclusions nous amènent à dire que le renfort des voiles en diagonale est efficace soit en termes de déplacement, de contrainte, et de déformation. Toute fois, pour réussir à tirer des conclusions représentatives et explicatives. Il ya lieu de pousser l'étude et regarder ce qui se passe au niveau de l'encastrement, de l'extrémité libre et de faire étude sur plusieurs voiles. Il ne suffit pas de se limiter aux résultats de la simulation numérique mais, ce travail doit être complété bien entendu, sur des exemples pratiques plus variés pour valider et faire tirer des conclusions fiables. Il conviendrait donc de poursuivre et d'enrichir les recherches aussi bien dans la voie numérique que dans la voie expérimentale.

Bibliographie

[1] : Victor DAVIDOVICI. « Séisme de BOUMERDES – 21 mai 2003 ». Rapport préliminaire, Ministère de l'Habitat, République Algérienne Démocratique et Populaire. 8 juin 2003

[2] : Thèse de doctorat sous titre « Modélisation du comportement et de l'endommagement des structures en béton sous chargements monotones et cycliques ». Présenté par Labadi Youcef en 2006.

[3] : Thèse de Majester sous titre « confinement du béton pour une technique de conversion des efforts ». Présenté par Bouamara Youcef en 2009.

[4] : Thèse de Majester sous titre « Modélisation par la mécanique de l'endommagement du comportement non linéaire du béton armé ». présenté par Smahi Rebiha en 2008.

[5] : Béton armé aux états limites «BAEL 91 ».

[6] : Thèse de doctorat, sous titre « Vulnérabilité des structures en béton armé à voiles porteurs: expérimentation et modélisation ». Institut national polytechnique de Grenoble, présenté par Xuan Huy NGUYEN en 2006.

[7]: Help>Abaqus analysis user's manual>19. Inelastic Mechanical_Properties> 19.6.3 Concrete damaged plasticity .

[8] : Règlement parasismique algérien (RPA 99 version 2003).

[9] : Thèse de doctorat, sous titre « contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique : Apport de l'expérimentation et de la modélisation à la conception ». Présenté par Nicolae ILE le 18 septembre 2000.

[10]: Thèse de doctorat, sous titre « Fissuration des voiles courts en béton armé soumis à des sollicitations sismiques –évaluation des ouvertures de fissures contribution à l'amélioration des connaissances, des données expérimentales aux pratiques d'ingénierie ».Présenté par Etienne gallitre à L'Institut National des Sciences Appliquée de Lyon en 2008.

[11] : Le règlement de construction PS92.

[12]: proceedings of the international multiconference of engineers and computer scientist's 2009 vol II. Sous titre « Analysis modeling of seismic behaviour of lightweight concrete shear walls». présenté par Werazak Raongjant et Meng Jing.

[13] : Article de 7^{ème} colloque national AFPS 2007 de l'école centrale de paris, sous titre «comportement de structures en béton armé renforcées par matériaux composite vis -à-vis de leur mise en conformité sismique». Présenté par E.Ferrier, F.Colomb et P. Hamelin.