

**REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE
LA RECHERCHE SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI-OUZOU
FACULTE DE GENIE DE CINSTRUCTION
DEPARTEUMENT DE GENIE CIVIL**



MEMOIRE DE FIN D'ETUDES

**En vue de l'obtention du diplôme de Master académique en génie
civil**

Option : structures

THEME :

**INFLUENCE DE LA DISPOSITION DU FERRAILLAGE
SUR LE COMPORTEMENT DES VOILES EN BETON
ARME SOUS CHARGEMENT SISMIQUE**

Proposé et dirigé par :

M^{me} BELAIDI Ourdia

Présenté par :

SI HADJ MOHAND Nadjjet

2015-2016

Remerciements

Au terme de ce travail, je tiens à exprimer mes vifs remerciements à M^{me} BELAIDI Ourdia ainsi à M^r OULD OUALI Mohand pour avoir accepté de diriger ce travail, et pour leur aide, leur disponibilité, leurs orientations, leurs conseils et leur volonté.

Je remercie plus particulièrement M NEKMOUCHE Amin pour son aide précieux, pour sa disponibilité, ses encouragements et le soutien qu'il m'a accordé tout au long de cette étude et pour sa sollicitude particulier à mon égard.

Je remercie M^{elle} BESSAD Dalia et M^{elle} KHEDACHE Lynda pour leurs soutien et leurs encouragement.

Nos vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui nous ferons l'honneur de juger et d'enrichir ce travail par leurs propositions.

Je remercie également tous les enseignants de GENIE CIVIL qui m'ont suivi inlassablement durant tout mon cursus universitaire. Nous tenons également à remercier toutes les personnes qui ont participées de près ou de loïs à la réalisation de ce projet.

Merci.

DEDICACES

Je dédie se modeste travail :

A mes très chers parents.

A Ma très chère sœur DALLAL

A Mes très chers frères TAHAR et ABD NOUR

A mes amis : LOLA , LILA , MERIEM , MELLISSA , MADJID .

A toute la promotion 2015/2016

A tous ceux que je connais de près ou de loin

NADJET

Résumé :

Le présent travail traite une étude comparative du comportement entre un voile avec ferrailage classique (FC), et quatre autres voiles ferrillées avec une nouvelle technique (ferrailage diagonale) en gardant la même quantité d'armature.

Le FC est validé numériquement sous chargement statique monotone, le résultat numérique est superposé à celui obtenu par Maier [28]. Une bonne concordance est observée entre les courbes, d'où la performance du code de calcul Abaqus dans la modélisation de ce type de voiles est visualisée. Un accélérogramme est appliqué à la base du voile dans le but d'évaluer le comportement sismique de ce dernier sous ce type de sollicitation. Une comparaison entre le FC qui est considéré comme étant un modèle de référence et quatre autres modèles où les ferrillages sont inclinés en plusieurs orientations différentes des armatures (FR45°, FR50°, FR60°, FR70°) est effectuée. Le résultat obtenu montre que le voile FR70° est l'angle le plus performant, ce dernier est le plus proche de la direction des contraintes principales développées.

Mots clés : simulation numérique, voile, béton armé, ferrailage diagonale, dommages Accélérogramme.

Liste des figures

Chapitre I

Figure I.1:	comportement de béton en compression simple.....	5
Figure I.2:	comportement cyclique de béton en compression simple	6
Figure I.3:	test triaxial de compression de béton.....	7
Figure I.4:	compression hydrostatique de béton.....	8
Figure I.5:	comportement fragile du béton en traction.....	9
Figure I.6:	Comportement cyclique du béton en traction	9
Figure I.7:	Comportement du béton sous chargement cyclique traction compression	10
Figure I.8:	Comportement de l'acier en traction simple	11
Figure I.9:	représentation de la loi « élasto-plastique parfait » pour l'acier	11
Figure I.10:	Coupe en élévation d'un voile	13
Figure I.11:	Epaisseur minimal des voiles	13
Figure I.12:	Structure mixte avec des voiles couplées à des portiques	14
Figure I.13:	Structure à noyau central	15
Figure I.14:	Structure uniquement à voile.....	15
Figure I.15:	Mode de la rupture des voiles élancés	18
Figure I.16:	Mode de rupture des voiles élancés.....	18
Figure I.17:	Mode de rupture des voiles courts.....	19
Figure I.18:	Mode de rupture des voiles courts	20
Figure I.19:	Disposition du ferrailage dans un voile plein.....	21
Figure I.20 :	Diagramme des contraintes du voile en flexion composé.....	22
Figure I.21:	Déformation des voiles dans une structure	24
Figure I.22:	Déformation des voiles seules sous séisme	24

Chapitre II

Figure II.1:	Représentation de l'élément de volume endommagé	27
Figure II.2:	Principe d'équivalence en déformation	29
Figure II.3:	Evolution des variables d'endommagement traction et compression	31
Figure II.4:	Réponse du modèle d'endommagement de Mazars en traction simple (a) et en compression simple (b)	31

Figure II.5: réponse en traction –compression du modèle de La borderie	32
Figure II.6: Représentation schématiquement de l'évolution de la surface de.....	35
Figure II.7: Ecrouissage cinématique (translation du domaine de réversibilité).....	36
Figure II.8: Schéma de fonctionnement d'ABAQUS.....	39
Figure II.9: Efforts appliqués au solide, structure en équilibre	40
Figure II.10: comportement du béton en traction simple	43
Figure II.11: Comportement du béton en compression simple	43
Figure II.12: Récupération de rigidité en compression	45
Figure II.13: courbe du kupfer pour le béton de classe B50.....	47
Figure II.14: Illustre différentes valeurs du « K_C ».	48
Figure II.15: a) Géométrie et dimensions des voiles des trois modèles, b) ferrailage du voile (MC) classique (CM).....	50
Figure II.16: a)Ferrailage du voile (MR4), b) Ferrailage du voile MR8	51
Figure II.17: Comparaison des dommages et des déplacements	51
Figure II.18: Comparaison des contraintes dans les aciers.....	52
Figure II.19: Courbe contraintes déformation dans les barres : (a) horizontales, (b) verticales.....	52
Figure II.20: (1) dimension et géométrie, (2) ferrailage du model classique (CM)	54
Figure II.21: Résultats en termes de déplacement global	54
Figure II.22: Résultats en termes de déplacement global	55
Figure II.23: Résultats en termes de dommage compression.	55
Figure II.24: Résultats en termes de dommage Traction.....	56
Figure II.25: Résultats en termes courbe charge-déplacement.....	56
Figure II.26: a)modèle expérimental, b)modèle élément fini	57
Figure II.27: accélérogramme appliqués à la maquette CAMUS III	58
Figure II.28: a) résultats expérimentale ,b) résultats numérique	58
Figure II.29: Perspective d'emplacement des plaques composites(1).....	59

Chapitre III

Figure III.1: Dimensions et géométrie des voiles.	63
Figure III.2: Le chargement appliqué.....	64
Figure III.3: Détail de signal sismique du séisme Boumerdès	64
Figure III.4: Ferrailage classique du modèle de voile (Maier 1985).	66
Figure III.5: Courbe force-déplacements du voile FC donnée par l'expérimental	66

Figure III.6: Module PART	69
Figure III.7: Module PROPERTY	69
Figure III.8: Module ASSEMBLAY	70
Figure III.9: Module STEP	70
Figure III.10: Module INTERACTION	71
Figure III.11: Module Boundary condition	72
Figure III.12: Module MESH	72
Figure III.13: Module JOB	73
Figure III.14: Module VISUALISATION	73
Figure III.15: Illustration de la disposition des armatures dans le modèle «MC» et dans les modèles «MI»	74
Figure III.16: Détails du chargement	75
Figure III.17: Superposition des courbes expérimentale et numérique	76
Figure III.18: Accélérogramme utilisé	77
Figure III.19: La courbe déplacement-temps de voile FC	77
Figure III.20: Evolution des déplacements dans le FC.	78
Figure III.21: Evolution des dommages dus à la traction pour FC.	79
Figure III.22: Evolution des dommages dus à la compression pour FC	80
Figure III.23: Evolution des contraintes dans le béton pour FC	81
Figure III.24: Evolution des contraintes dans les aciers pour FC	82
Figure III.25: Représentation des déplacements dans les différents voiles étudiée.	83
Figure III.26: Représentation des dommages dus à la traction	84
Figure III.27: Représentation des dommages dus à la compression	85
Figure III.28: Propagation des contraintes dans les armatures des voiles	86
Figure III.29: Propagation des déformations dans les armatures des voiles	87
Figure III.30: superposition des courbes déplacement-temps pour FC et FR 45°	88
Figure III.31: Superposition des courbes déplacement-temps pour FC et FR 50°	89
Figure III.32: Superposition des courbes déplacement-temps pour FC et FR 60°	90
Figure III.33: Superposition des courbes déplacement-temps pour FC et FR 60°	91

Table des matières

Remerciements	i
Dédicaces	ii
Résumé	iii
Liste des figures	iv
Table des matières	v
Introduction générale	1
Chapitre I	
Etude du comportement des voiles en béton armé	
I.1 Introduction.....	3
I.2 Composition du béton	3
I.2.1 Le ciment.....	3
I.2.2 Les granulats	4
I.2.3 l'eau.....	4
I.3. Comportement mécanique du béton	5
I.3.1. Comportement en compression.....	5
I.3.1.1 Comportement en compression uni axiale.....	5
I.3.1.2 Comportement en compression cyclique.....	6
I.3.1.3 Comportement à une contrainte de confinement.....	7
I.3.1.4 Comportement sous charge hydrostatique.....	8
I.3.2 Comportement en traction.....	9
I.3.2.1 Comportement en traction simple.....	9
I.3.2.2 Comportement en traction cyclique.....	10
I.3.2.3 Comportement cyclique traction- compression.....	10
I.4 Les aciers	11
I.4.1 Comportement en traction et en compression	11
I.5. Les voiles en béton armé.....	13
I.5.1. définition	13
I.5.2. Constructions à voiles	13
I.5.2.1. Les différentes catégories de constructions en voile	15
I.5.2.1.1. Structures mixtes avec des voiles associés à des portiques	15
I.5.2.1.2. Structures à noyau central.....	15

I.5.2.1.3.Structures uniquement à voiles	16
I.5.3 Comportement des voiles en béton armé	17
I.5.3.1 Les principales caractéristiques du comportement des voiles	17
I.5.3.2.Modes de fonctionnement des voiles.....	17
I.5.3.2.1.Mode de fonctionnement des voiles élancés.....	17
I.5.3.2.2.Mode de fonctionnement des voiles courts.....	17
I.5.3.3.Modes de rupture des voiles	17
I.5.3.3.1.Modes de rupture des voiles élancés.....	18
I.5.3.3.2 Mode de rupture des voiles courts	20
I.5.4 Ferrailage des voiles.....	22
I.5.4.1.Présentation des méthodes de ferrailage.....	23
I.5.5 Déformation d'un voile sous action sismique	24
Concluions :.....	24

Chapitre II

Modélisation théorique du béton armé

II.1. Introduction	26
II.2 Modalisation numérique de comportement du béton	26
II.2.1 la mécanique de l'endommagement.....	26
II.2.1.1 Définition de la variable l'endommagement au sens de kachanov	27
Kachanov (1958).....	27
II.2.2 Modèles d'endommagement isotrope	29
II.2.2.1 Modèle d'endommagement de Mazars	29
II.3.2 Modèle de La Borderie (1991).....	31
II.3 Modélisation numérique du comportement de l'acier	33
II.3.1 Modèle élastoplastique.....	33
II.3.2.Formulation de base des lois élastoplastique	33
II.3.3 Le critère de Von Mises	34
II.3.4 Loi d'écoulement plastique.....	34
II.3.5 Ecrouissage isotrope	34
II.3.6 Ecrouissage cinématique.....	35
II.4 Présentation et modélisation dans le logiciel ABAQUS	36
II.4.1 Présentation du logiciel.....	36
II.4.1.1 ABAQUS/Explicite.....	37

II.4.1.2 ABAQUS /standard.....	38
II.5.1.3 Le CAE (Complète Abaqus Environnement).....	38
II.4.2. Formulation numérique d'un problème en dynamique.....	39
II.4.3 Loi de comportement dans Abaqus.....	41
II.4.3.1 Le modèle d'endommagement pour le béton (CDP).....	42
II.4.3.1 .1 Comportement uni axial en traction	42
II.4.3.1.2 Comportement uniaxial en compression	43
II.4.3.1.4 Identification des paramètres constitutifs du modèle (CDP).....	45
Concluions :	49

PARTIE II : TRAVAUX ANTERIEURES

I. Introduction.....	50
I.1 Conception d'un ferrailage de voiles courts, soumis à un effort sismique	50
Prépondérant	50
I .2 résultats.....	51
I.3 Conclusion.....	53
II. Simultion numérique d'une Nouvelle technique de ferrailage des voiles courts (élancement h/l)	53
II .2 Les résultats :	54
II .3 Conclusion	57
III. Modélisation des ouvrages en béton armé sous sollicitations sismique.....	57
III.1 Introduction	57
III.2 Présentation de l'essai CAMUS III	57
III.2 Résultats.....	58
IV Etude de la réponse sismique des murs de contreventement en béton arme réhabilites par des matériaux composites.....	59
IV.1 Introduction	59
IV .2.Résultats obtenus	61
Conclusion.....	62

Chapitre III

Simulation et discussion des résultats

III.1 Introduction	63
III.2 Présentation de modèle à simuler	63

III.2.1 Maillage	64
III.2.2 Chargement.....	64
III.2.3 Caractéristiques mécanique des matériaux utilisés :	66
III.2.4 Présentation des ferrailages	66
III.2.5 Les étapes de la modélisation	69
III.3 Présentation des différentes dispositions des armatures dans les voiles	75
III.4 Résultats et discussions	76
III.4.1 Validation du comportement du voile par rapport à l'expérimental	76
III.4.2Analyse dynamique	78
III.4.2.1 Evolution des contraintes et des déplacements dans le FC.....	78
III.4.2.2 Distribution de l'endommagement dans le béton	84
Conclusion.....	92

Le séisme est un phénomène naturel qui engendre des destructions importantes et cause des pertes considérables en vie humaines et d'importantes dégâts dans les ouvrages de génie civil. Pour toutes ces raisons, la prévention et la connaissance du comportement des ouvrages sont indispensables.



Figure : 1 Illustration de différents dégâts causés par le séisme[8]

De graves séismes survenus en Algérie ces dernières années (El Asnam 1980, Tipaza 1989, Mascara 1994 et Boumerdes 2003) ont mis en évidence l'importance du génie parasismique dans la protection des populations et des biens matériels. Cela conduit à la révision du Règlement parasismique Algérien (RPA) à plusieurs reprises (RPA 81, RPA 88, RPA 99, RPA 2003) tenant compte à chaque fois du retour d'expérience de près de trois décennies de pratique. Des études par les organismes du génie civil sont parvenues à démontrer que les systèmes constructifs tels que les portiques, les structures en voiles en béton armé présentent particulièrement en zone sismique plusieurs avantages.

L'utilisation des voiles en béton armé pour la construction des structures devient de plus en plus fréquente. La raison est que les voiles, outre leur rôle vis-à-vis des charges horizontales auxquelles y sont appliquées, sont pratiquement efficaces pour assurer la résistance aux charges verticales. En général, les voiles dans les constructions conditionnent le comportement structural et jouent un rôle primordial pour la sécurité de la construction.

Certains inconvénients constatés dans les voiles courts, les fissures se propagent suivant l'angle des contraintes principales développées. Ces dernières changent de direction selon les caractéristiques des voiles, la quantité d'armatures ainsi que leur orientation d'où le choix du

ferraillage incliné peut être justifié avec variation de l'angle d'inclinaison afin d'approcher la direction des contraintes principales.

Le travail de mémoire est développé en trois chapitres :

Le premier chapitre traite le comportement mécanique des matériaux fréquemment utilisé dans le génie civil (béton, acier). Par la suite, une description des typologies des constructions à voiles en béton armé dans une structure en région sismique ainsi que les méthodes réglementaires du calcul des ferraillages des voiles en béton armé sont exposées.

Le deuxième chapitre est consacré à la présentation de la mécanique de l'endommagement et les différents modèles numériques de comportement du béton et de l'acier. Dans ce chapitre, le logiciel de calcul ABAQUS a été présenté ainsi que les modèles numériques choisis pour la modélisation de béton et de l'acier.

Le troisième chapitre est consacré à la présentation et discussion des résultats des simulations numériques effectuées avec les lois de comportement implantées dans ABAQUS.

Nous terminons ce travail par une conclusion générale qui nous a fourni des éléments de perspective.

PROBLEMATIQUE

La résistance d'un voile est liée à son ferraillage, et l'efficacité d'un ferraillage est directement liée à sa disposition et à son orientation dans la structure. Expérimentalement, les voiles en béton armé sous chargement horizontal, cyclique et sismique ont un comportement plus performant lorsque les barres d'acier sont orientées suivant les directions des contraintes principales. Celles-ci sont directement reliées à un angle d'inclinaison qui est souvent à rechercher afin d'améliorer la performance mécanique de ces voiles.

OBJECTIF DU TRAVAIL

- L'objectif essentiel de notre travail consiste à étudier le comportement du voile de Maier [28] sous sollicitation sismique.
- Différents angles d'inclinaison des armatures par rapport à l'horizontal sont choisis afin d'évaluer la performance de chaque angle comparant au FC.
- Recherche de l'angle le plus proche des contraintes principales développées.

I.1 Introduction

Le béton est l'un des matériaux de construction dont l'utilisation est très répandue dans le monde. Son comportement diffère d'un état de sollicitation à l'autre. Le béton présente des résistances à la compression relativement élevées. Toutefois, sa faible résistance à la traction et sa fragilité font que le béton doit être renforcé ainsi, on utilise des armatures en acier, le matériau résultant de cette association est le béton armé.

Après l'invention du béton armé, les chercheurs ont développé son utilisation dans les différentes structures, dans la construction comme les poteaux, les poutres, les ponts, et également dans les voiles en béton armé. Il est désigné par un voile en béton, des parties d'ouvrages verticales supportant principalement des charges verticales et résistant aux charges horizontales.

Dans ce chapitre, nous allons présenter un aperçu du comportement mécanique du béton, de l'acier et des voiles en béton armé sous divers types de sollicitations.

I.2 Composition du béton

Le béton est un composé multiphasique constitué d'un mélange de granulats et de pâte, elle-même constituées de ciment et d'eau. La pâte de ciment représente 25 à 40 % du volume total du béton. Chaque constituant a un rôle bien défini. Le ciment joue le rôle de liant, les granulats jouent le rôle de remplissage atténuateur de variation volumique, ils sont choisis de manière à avoir un béton moins poreux et plus compacte.

I.2.1 Le ciment

Le ciment est le constituant fondamental de béton, il a le rôle de liant hydraulique, qui se présente sous forme d'une poudre minérale fine, il a la propriété de se transformer par hydratation à une pâte faisant prise qui durcit progressivement à l'air ou dans l'eau, selon la composition et la finesse de la poudre.

I.2.2 Les granulats

Les granulats forment un ensemble des grains de dimensions compris entre 0 à 125mm, pouvant être d'origine naturelle (sable, gravier), artificielle (argile), ils constituent l'ossature du béton et occupent 60 à 80% environ du volume de ce dernier.

Les granulats sont classés en fonction de leurs grosseurs, déterminées par criblage sur des tamis à mailles dont la dimension intérieure est exprimée en millimètres.

On distingue trois types de granulat dans le béton :

- Le sable $d = 0$ $1 < D \leq 6.3mm$
- Les gravillons $d = 0$ $D > 6.3mm$

Avec d : le plus petit diamètre

D : le plus grand diamètre

I.2.3 l'eau

De façon générale, l'eau de gâchage joue un rôle primordial au cours de l'hydratation du ciment.

I.2.4 les adjuvants

Sont des produits chimiques incorporés au béton frais en faibles quantités à un dosage inférieur ou égal à 5% en masse du poids de ciment du béton, et a d'améliorer les propriétés du mélange à l'état frais et /ou à l'état durci. Ils se présentent sous forme de poudre ou de liquide leur efficacité est liée à l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton.

Les principaux types d'adjuvants sont :

- **Les plastifiants**

Ils jouent un double rôle. Ils permettent d'une part, d'obtenir des bétons frais à consistance parfaitement liquide, donc très maniable, par défloculation des grains de ciment. A maniabilité donnée, ils offrent, la possibilité de réduire la quantité d'eau nécessaire à la fabrication et à la mise en place du béton. La résistance du béton durci peut ainsi être notablement augmentée. La durée d'action de ces adjuvants est de 1 à 3 heures.

- **Les super plastifiants**

Ces adjuvants permettent de réduire fortement la teneur en eau d'un béton frais.

- **Les accélérateurs de prise**

Ces adjuvants dont la fonction principale est d'accélérer le début et la fin de prise de ciment et diminuer la résistance finale du béton.

- **Les accélérateurs de durcissement**

Ces adjuvants ont la fonction principale d'accélérer le développement des résistances initiale de béton avec ou sans modification du temps de prise.

- Les hydrofuges

Ces adjuvants sont des produits qui améliorent l'étanchéité de béton et assuré la protection contre l'humidité.

I.3. Comportement mécanique du béton

I.3.1. Comportement en compression

I.3.1.1 Comportement en compression uni axiale

L'essai de compression uni axiale est utilisé pour connaître la résistance et le comportement du béton. En général les essais sont effectués sur des éprouvettes cylindriques avec une hauteur normalisée en diamètre respectivement de 16 et 32 cm. L'allure générale de la courbe contrainte déformation est donnée par la figure I.1[1].

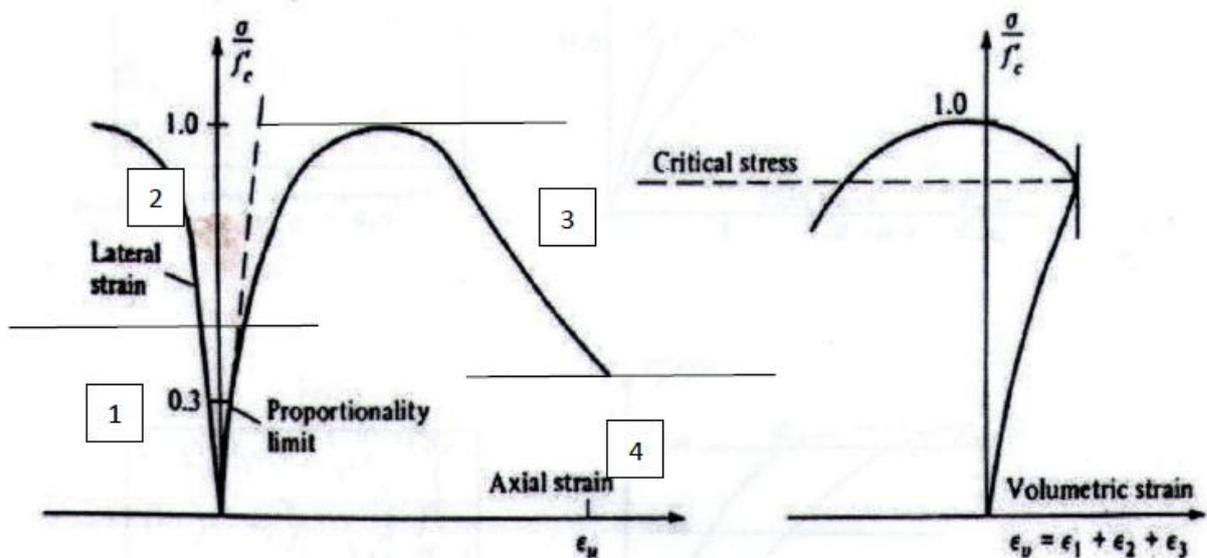


Figure I.1: comportement de béton en compression simple[1]

Nous observons les quatre phases suivantes :

- **Phase 1** : Une phase linéaire jusqu'à 30 % - 50% de la limite en compression f_c .
- **Phase 2** : la courbe prend une forme non linéaire (comportement inélastique) autour de 70% à 90% de la résistance ultime. Apparition des déformations permanentes
- **Phase 3** : la courbe présente un pic suivi d'une branche post-pic correspond à un comportement adoucissant. Le coefficient de poisson évolue.

- **Phase 4** : la rupture apparaît progressive au-delà du pic par coalescence de microfissure et augmentation de volume ($\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ sont les déformations principale figure I.1).

I.3.1.2 Comportement en compression cyclique

L'essai en chargement cyclique (figure I.2) montre une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau de plus, nous distinguons clairement l'apparition des boucles d'hystérésis lors de cycle charge-décharge, ce phénomène est dû au frottement et au glissement des lèvres des microfissures lorsque celles-ci s'ouvrent et se referment.

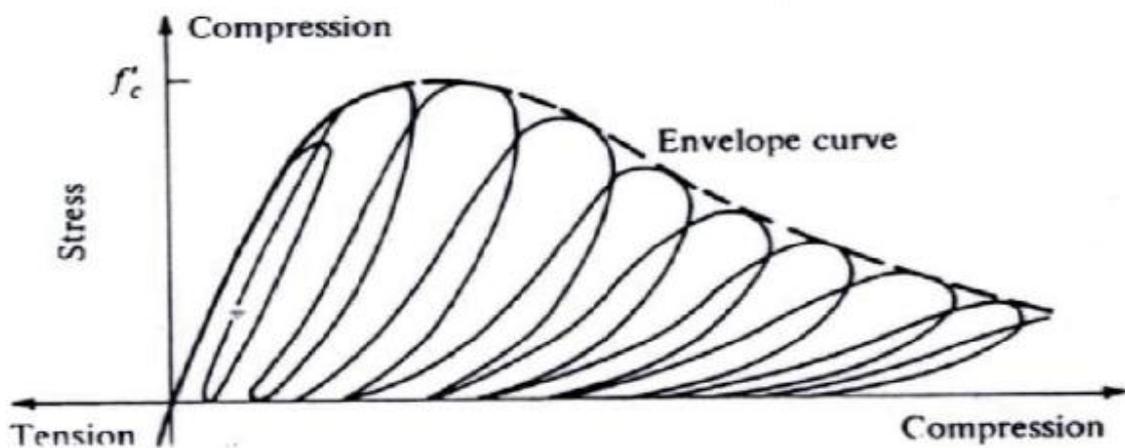


Figure I.2: comportement cyclique de béton en compression simple[2]

I.3.1.3 Comportement à une contrainte de confinement

D'après les recherches qui ont été faites par Richard [3], on constate que le béton enregistre un comportement ductile, ce comportement peut être constaté sur la figure I.3 pour des niveaux des contraintes élevés, on remarque que plus les contraintes de confinement sont élevés, plus les déformations enregistrées sont importantes.

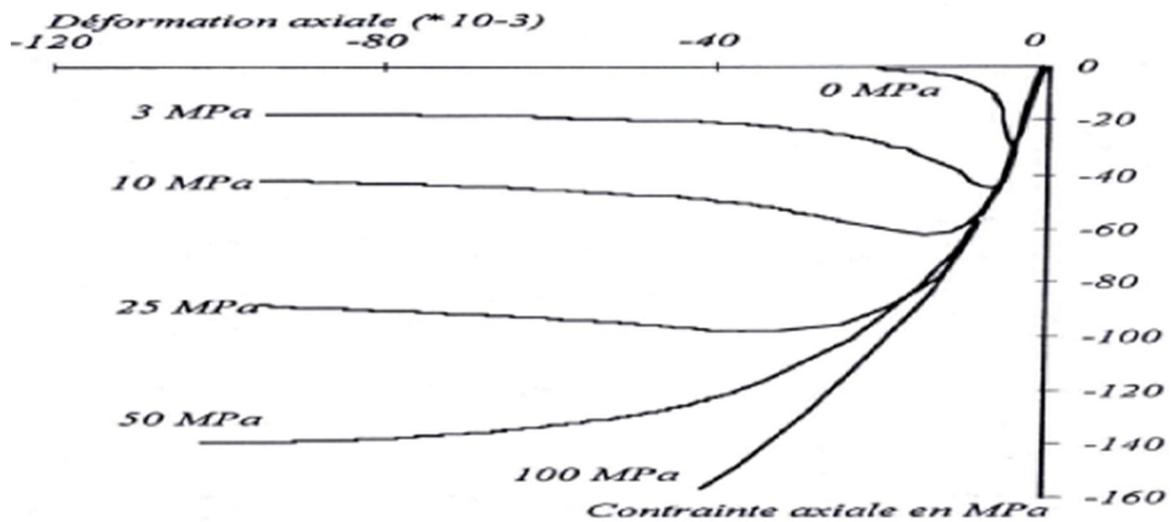


Figure I.3: Test triaxial de compression de béton[3]

I.3.1.4 Comportement sous charge hydrostatique

Sous chargement hydrostatique, le béton présente un comportement non linéaire. Sur la figure I.4. Il est très facile de remarquer trois phases suivantes :

- Une première phase élastique linéaire.
- Une deuxième phase où le comportement non linéaire correspond à la constitution des pores dans le matériau.
- Une troisième phase de raidissement dû à la destruction des pores.

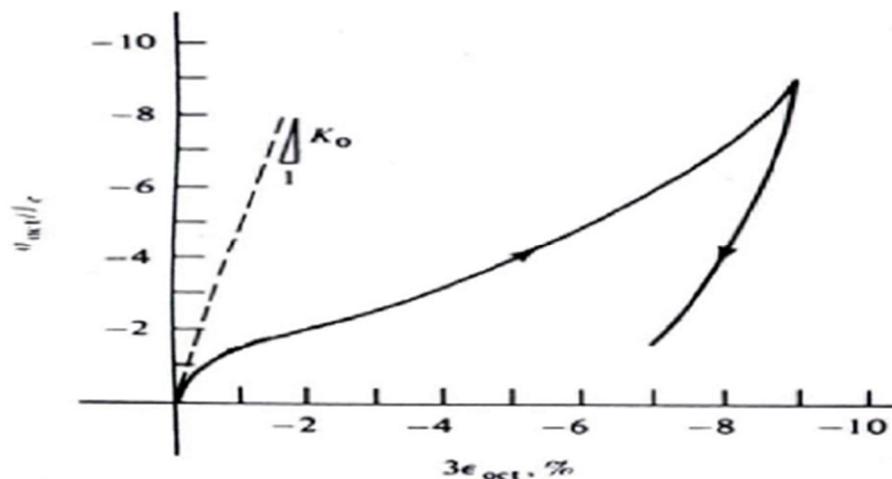


Figure I.4: Compression hydrostatique de béton[2]

I.3.2 Comportement en traction

La résistance en traction plutôt une des grandes faiblesses du béton. Donc l'étude de ce comportement est essentielle afin d'approfondir la connaissance de ce matériau en vue de sa

modélisation. Il est souvent admissible de considérer la résistance en traction du béton entre 7% et 10% de sa résistance en compression.

I.3.2.1 Comportement en traction simple

A partir de la figure I.5, nous pouvons distinguer les deux phases importantes du comportement du béton.

- En première phase, nous avons une courbe presque linéaire présentant une pente de raideur juste avant le pic ($\sigma < f_t$)
- En deuxième phase, on remarque une chute brutale de la contrainte avant de se stabiliser cette chute se prolonge jusqu'à l'apparition des déformations permanentes.

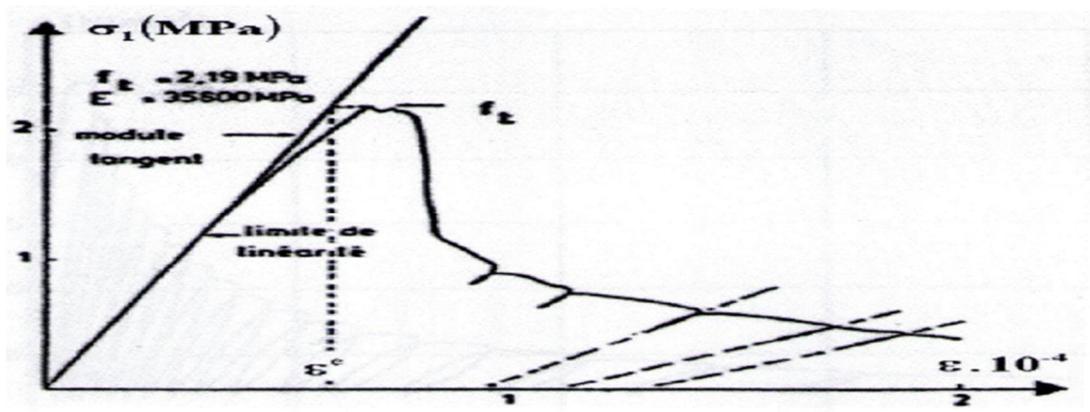


Figure I.5: comportement fragile du béton en traction [3]

I.3.2.2 Comportement en traction cyclique

L'essai en traction cyclique illustré dans la figure I.6 permet de confirmer le rôle des microfissures qui est de provoquer la dégradation des caractéristiques élastiques du matériau. On remarque sur la (figure I.6) que les boucles d'hystérésis sont très faibles ceci s'explique par le fait que le frottement entre les lèvres des microfissures est moins important en compression.

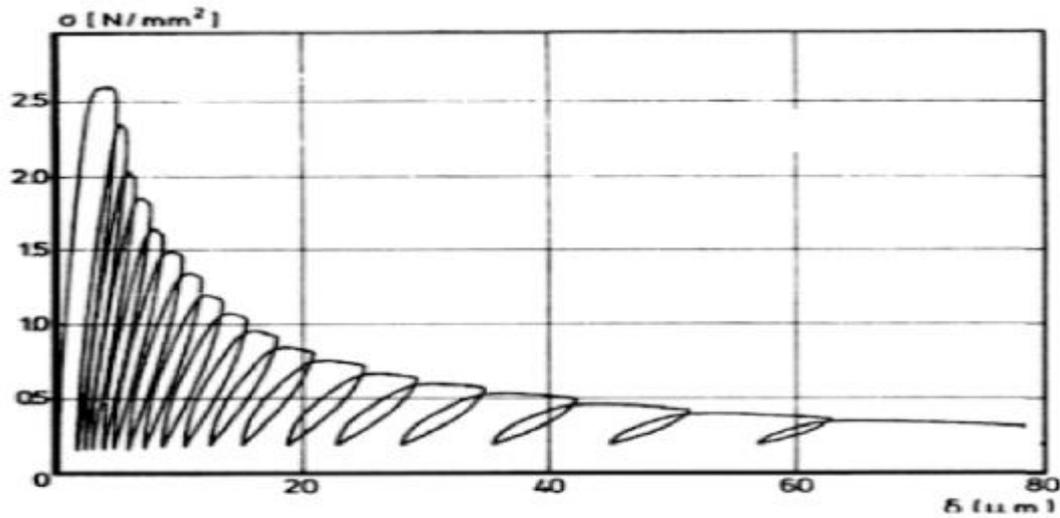


Figure I.6: Comportement cyclique du béton en traction [4]

I.3.2.3 Comportement cyclique traction- compression

Les essais cycliques de traction compression permettent de mettre en évidence le caractère unilatéral du comportement du béton. Il consiste en une restauration de la raideur lors du passage d'un changement en traction, ou cette raideur est initialement endommagée du fait de la fissuration, à un chargement en compression.

Le béton retrouve sa raideur initiale grâce à la refermeture des fissures (figure I.7).

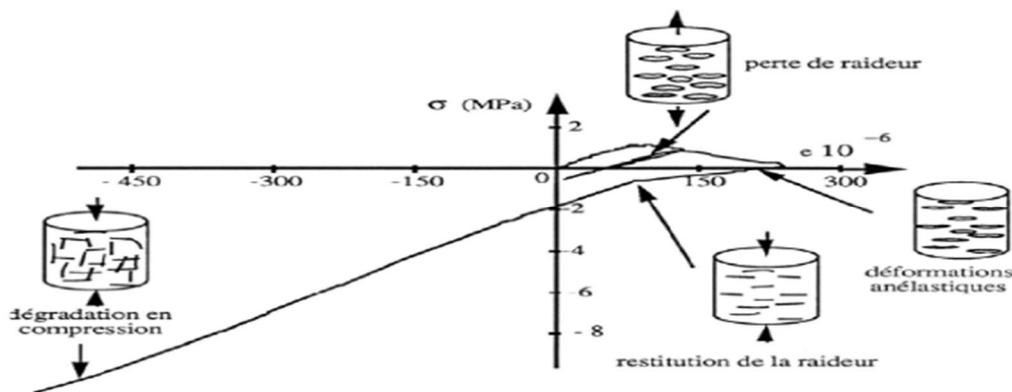


Figure I.7: Comportement du béton sous chargement cyclique traction compression [5]

I.4 Les aciers

L'acier est utilisé dans le béton armé afin de compenser la faiblesse du béton à reprendre les efforts de traction. Il est habituellement considéré que les armatures ne sont sollicitées

qu'après la fissuration du béton .Elles présentent une importante ductilité après l'atteinte de la limite élastique, ce qui permet aux éléments de béton armé fléchis et fissurés d'atteindre l'ultime sans rupture catastrophique.

I.4.1 Comportement en traction et en compression

Contrairement au béton, le comportement de l'acier est quasi identique en traction et en compression .La courbe de la figure I .8 montre l'allure du comportement de l'acier soumis à un essai de traction. Nous y constatons clairement deux comportements [6] :

- Tant que nous restons au –dessous du point de la limite élastique, le comportement reste élastique.
- Quand le chargement dépasse la limite d'élasticité, il subsiste des déformations permanentes dans le matériau après décharge.

L'acier des armatures actuelles à « adhérence améliorée » possède une limite élastique généralement égale à 500MPA, ainsi qu'un allongement à la rupture compris entre 15% et 20% (pour les barres malminées à chaud).

Suivant les besoins de l'analyse, on peut utiliser :

- Une idéalisation représentant fidèlement l'allure générale de la courbe de l'essai de traction comme montrée à la figure I.8.
- Une idéalisation de cette courbe par une loi simplifiée « élasto-plastique parfait » avec déformation limite ε_u comme sur la figure I.9 .Cette formulation nécessite la connaissance quatre grandeurs caractéristique ;

F_Y = limite d'écoulement (Mpa) ;

E_s = module d'youngue ;

ε_Y = déformation élastique ;

ε_U = déformation ultime ;

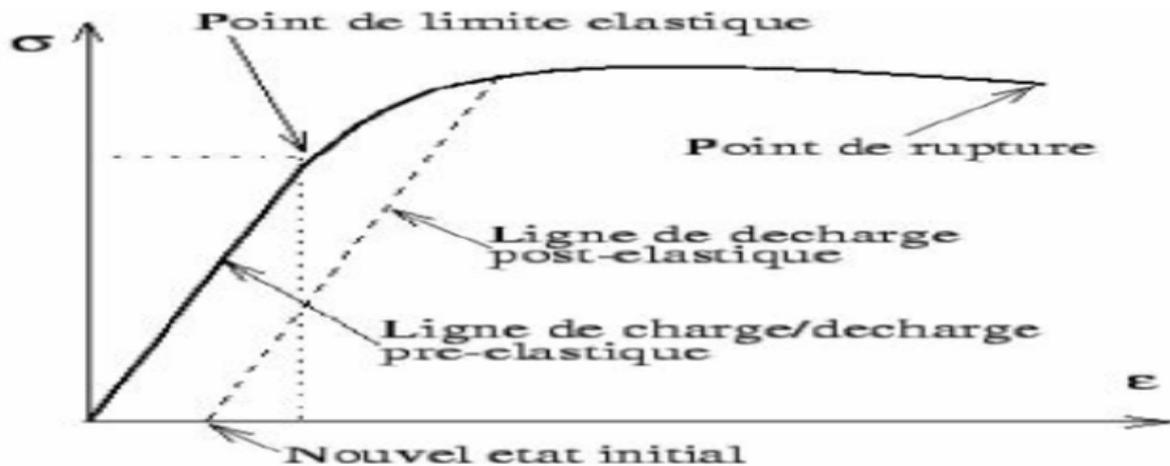


Figure I.8: Comportement de l'acier en traction simple [6]

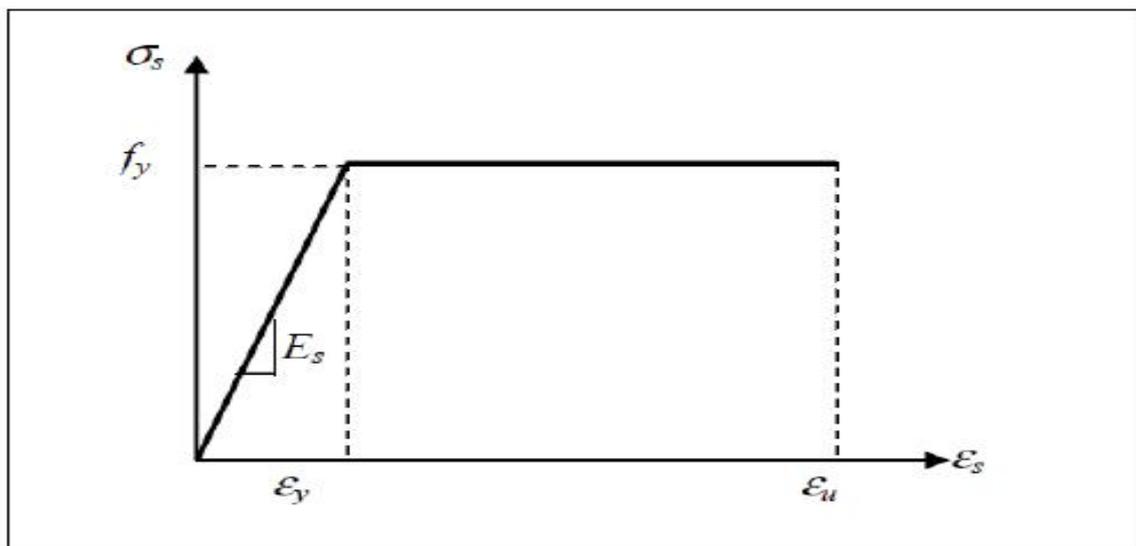


Figure I.9: représentation de la loi « élasto-plastique parfait » pour l'acier [6]

I.5. Les voiles en béton armé

I.5.1. définition

Les voiles en béton armé sont des parties d'ouvrages verticaux supportant principalement des charges verticales et résistant aux charges horizontales. Reprenant la plus grande partie des d'efforts sismiques grâce à leur grande rigidité, ils permettent également de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux, et aussi jouent un rôle primordial pour la sécurité par rapport à d'autre typologie de structures. Notons pour cela les avantages importants que présente leur utilisation par rapport aux constructions :

- Augmentation de la rigidité de l'ouvrage.

- L'utilisation des voiles diminue l'influence des éléments non porteurs sur le comportement de la structure.
- Rend le comportement de la structure plus fiable que celui d'une structure ne comportant que les portiques.
- Apaisent les conséquences psychologiques sur les habitants de hauts bâtiments dont les déplacements horizontaux sont importants lors des séismes.

I.5.2. Constructions à voiles

Tout d'abord il faut préciser qu'un élément est considéré comme étant un voile s'il satisfait la condition suivante : $L \geq 4a$ [7]. Comme montré sur la Figure I.10.

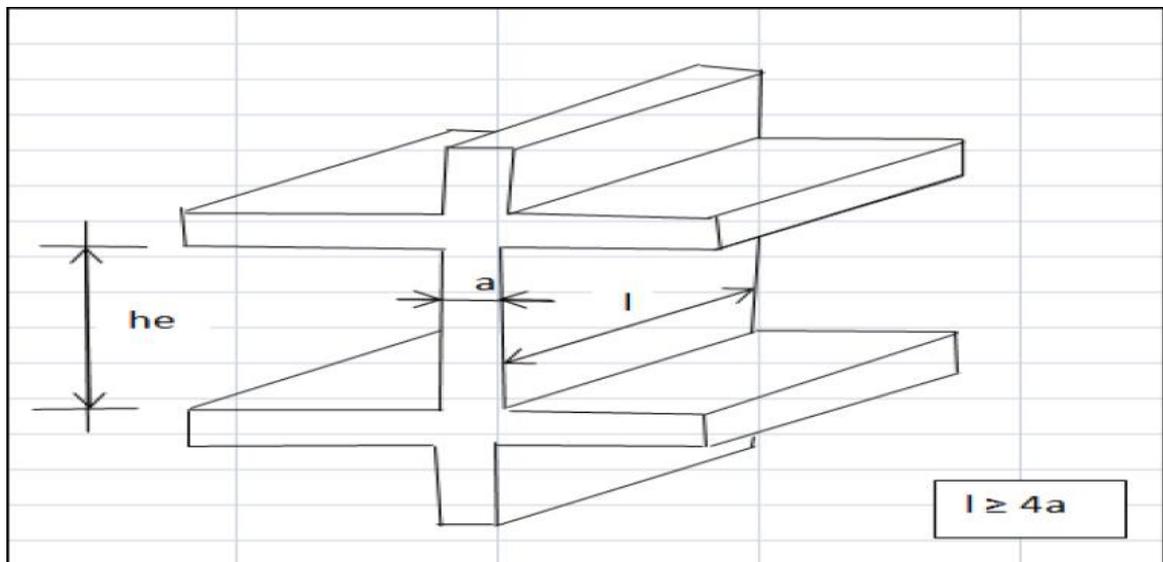


Figure I.10: Coupe en élévation d'un voile [7]

L : La longueur du voile

a : l'épaisseur du voile

L'épaisseur minimale est égale à 15cm. Elle est fonction de la hauteur libre « he » et des conditions de rigidité aux extrémités. La Figure I.11 suivante illustre l'épaisseur minimale des voiles imposée par le règlement parasismique algérien[7].

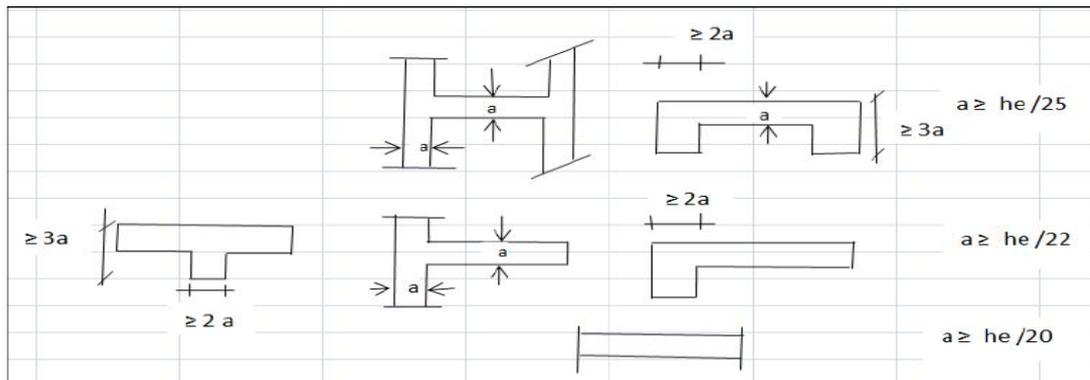


Figure I.11: Epaisseur minimal des voiles[7]

I.5.2.1. Les différentes catégories de constructions en voile

Tout en étant conscient de la grande variété des constructions à voiles. Nous pouvons les classer en trois grandes catégories.

I.5.2.1.1. Structures mixtes avec des voiles associés à des portiques

Le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales est assuré par les poteaux et les poutres (80% des charges verticales et les 20% restant repris par les voiles), tandis que les voiles assurent la résistance aux forces horizontales Figure I.12.

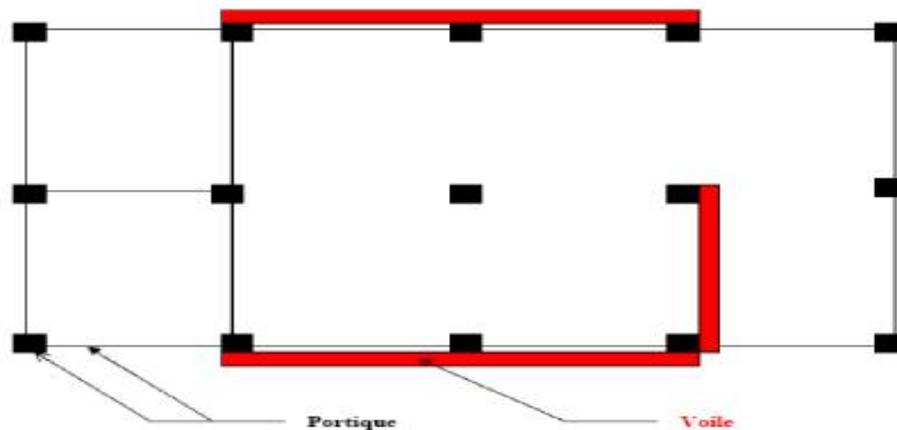


Figure I.12: Structure mixte avec des voiles couplées à des portiques [7]

I.5.2.1.2. Structures à noyau central

Un noyau central formé de deux murs en U couplés à chaque étage tout au long de la structure par des poutres (Figure I.13), assure majoritairement la résistance aux forces

horizontales. Une certaine résistance supplémentaire peut-être apporté par les portiques extérieurs.

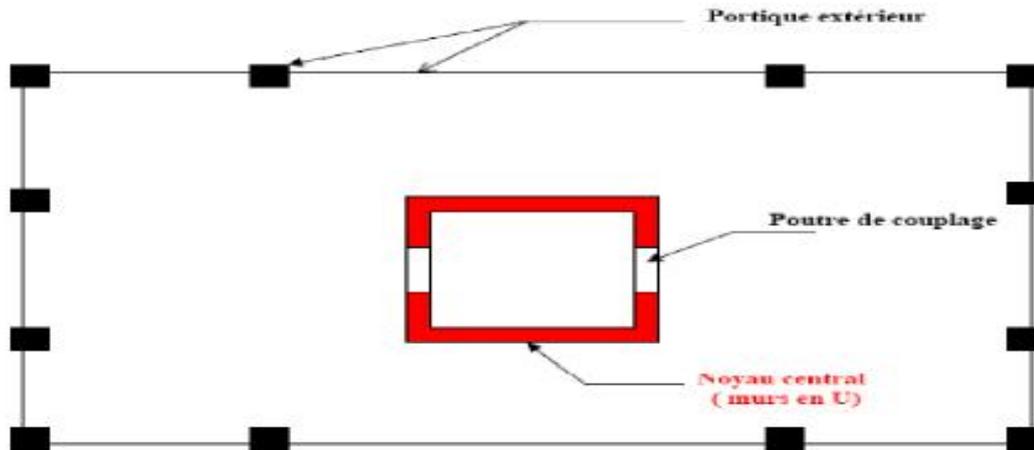


Figure I.13: Structure à noyau central [7]

I.5.2.1.3. Structures uniquement à voiles

Ce sont des voiles qui assurent en même temps le rôle porteur vis-à-vis des charges verticales et le rôle de résistance aux forces horizontales (Figure I.14). Ce système garanti la stabilité de l'ouvrage par son apport en rigidité, mais ce contreventement est souvent réservé aux ouvrages de grande importance.

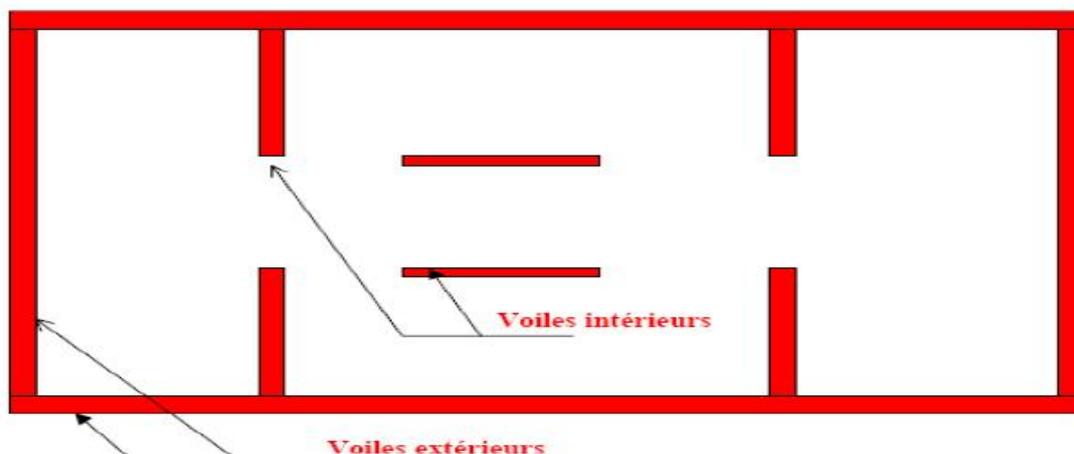


Figure I.14: Structure uniquement à voiles [7]

I.5.3 Comportement des voiles en béton armé

I.5.3.1 Les principales caractéristiques du comportement des voiles

Les principaux paramètres influents sur le comportement des voiles en béton armé selon Davidovici. Al 1985 [8] sont :

- L'élancement défini comme le rapport de La hauteur par la largeur du voile ($\frac{h}{L}$ qui varie de 0.25 et 3.4).
- Les caractéristiques géométriques de la section des éléments (section rectangulaires, en U ou en I).
- La désposition et le pourcentage des armatures.
- L'intensité de l'effort normal
- Type du chargement : chargement statistique, statique monotone, statique cyclique alterné ou dynamique.

I.5.3.2. Modes de fonctionnement des voiles

I.5.3.2.1. Mode de fonctionnement des voiles élancés

Le comportement des voiles élancés est assimilé à celui des poutres, il est gouverné essentiellement par la flexion. La résistance est assurée par les armatures longitudinales concentrées au bord et celles réparties vis-à-vis de l'effort tranchant, la résistance est assurée par les armatures transversales.

I.5.3.2.2. Mode de fonctionnement des voiles courts

Dans ce cas, le comportement n'est plus celui d'une poutre et il est régi par l'effort tranchant. La résistance à la flexion est assurée par l'ensemble des armatures longitudinales réparties et concentrées. Les armatures réparties transversalement perdent leur efficacité à la résistance à l'effort tranchant au profit des armatures réparties longitudinalement lorsque l'élancement décroît.

I.5.3.3. Modes de rupture des voiles

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

I.5.3.3.1. Modes de rupture des voiles élancés

Dans ce cas, la rupture peut être obtenue par flexion, par effort tranchant ou même par combinaison des deux (flexion- effort tranchant).les principaux mode de rupture sont représentées sur la figure I.15.

- **Rupture en flexion.**

- **Mode f1** : rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé, d'où à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation de l'énergie. On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés soumis à un effort normal important.
- **Mode f2** : rupture par écrasement du béton, ce mode de ruine se rencontre pour les voiles assez fortement armés soumis à un effort normal important.
- **Mode f3** : rupture fragile par rupture des armatures verticales tendues, c'est le mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités.

- **Rupture en flexion effort tranchant**

- **Modes $\frac{f}{t}$** : ce mode de rupture produit dans les voiles moyennement élancées ou la flexion n'est plus prépondérante et ou les armatures horizontales sont insuffisantes. Ce mode de rupture est causé par plastification des armatures verticales de flexion et les armatures transversales.

- **Rupture par effort tranchant**

- **Mode t** : rupture des bielles de compression développées dans l'âme du voile. On observe ce cas de rupture dans les voiles munis de raidisseurs fortement armés longitudinalement et transversalement et soumis à des cisaillements élevés.
- **Mode g** : rupture par glissement au niveau des reprises du bétonnage. Ce type de rupture peut apparaître lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes, la qualité de reprise du bétonnage est mauvaise et la valeur de l'effort normal est faible. Ce mode de rupture est observé aussi dans le cas des voiles moyennement élancés.

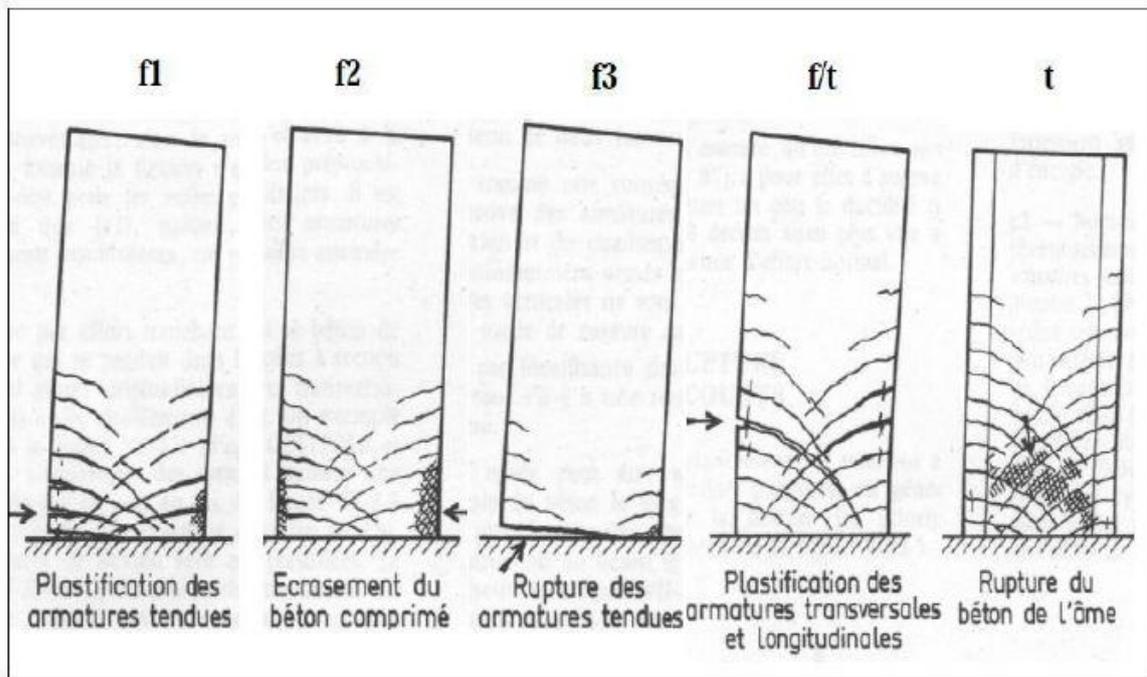


Figure I.15: Mode de la rupture des voiles élancés [9]

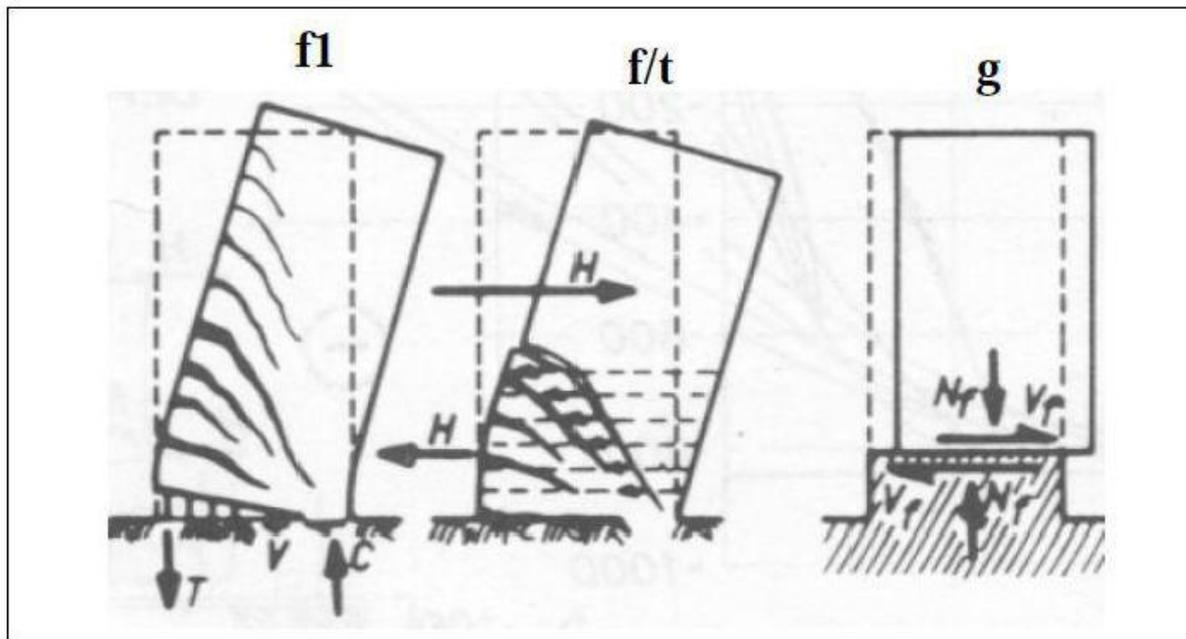


Figure I.16: Mode de rupture des voiles élancés [9]

I.5.3.3.2 Mode de rupture des voiles courts

Dans ce cas, la rupture est pratiquement toujours obtenue par effort tranchant. On distingue trois modes (figure I.17) (figure I.18).

- **Mode T1** : la rupture par glissement à l'encastrement, ce mode de rupture est dû à la 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 et aussi par une perte de raideur. Il apparaît souvent pour des chargements cycliques.
- **Mode T2** : rupture diagonale « diagonal tension failleur » avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales. C'est un cas aussi fréquent dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal.
- **Mode T3** : rupture par écrasement « diagonal compression failleur » du béton de l'âme, à la base bielles transmettant les efforts de compression. C'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés surtout s'ils sont associés à des raidisseurs sur leur bord.

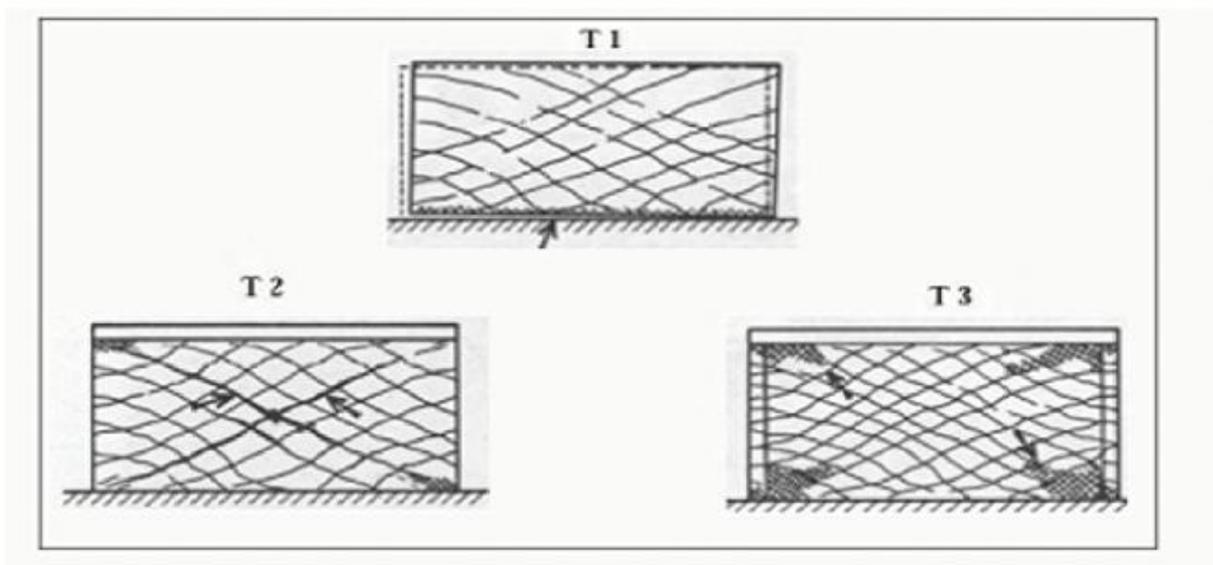


Figure I.17: Mode de rupture des voiles courts [9].

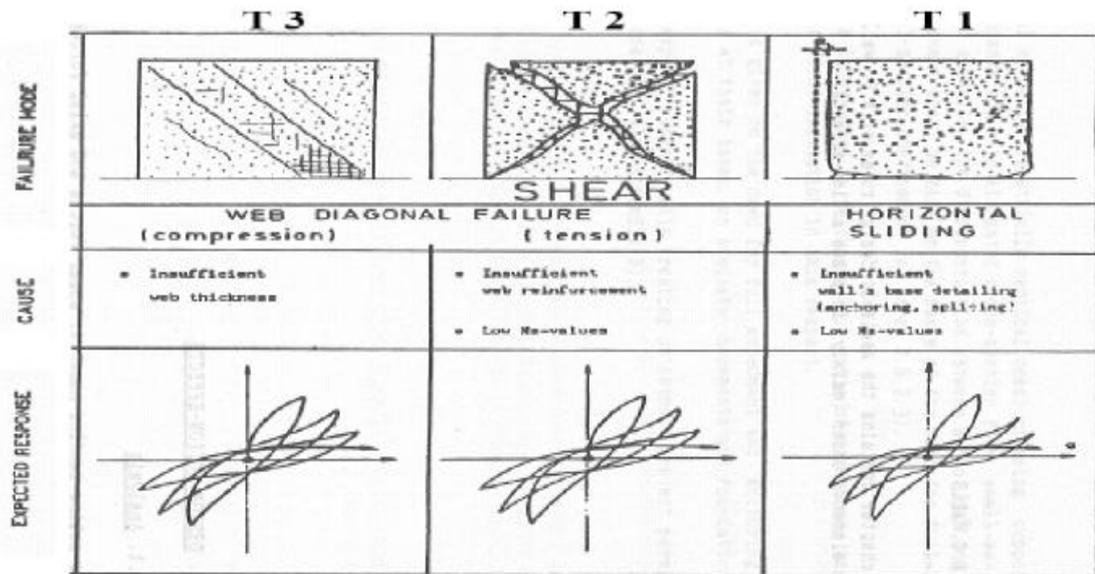


Figure I.18: Mode de rupture des voiles courts [10]

I.5.4 Ferrailage des voiles

Les voiles travaillent en flexion composée. Ils sont sollicités par un effort normal N , un effort tranchant V constant sur toute la hauteur et un moment fléchissant qui est maximal dans la section d'encastrement.

Le ferrailage est composé d'armatures verticales uniformément réparties ($p\%$) et des armatures horizontales ($p_t\%$) les armatures verticales extrêmes sont soumis à d'importante force de traction compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué. Autour de ces armatures verticales, des cadres sont disposés afin d'assurer le rôle de la résistance à l'effort tranchant. (Figure I.19)

Dans le règlement parasismique algérien RPA [7], il est indiqué que le pourcentage minimal des armatures verticales sur la zone tendue doit être au moins égale à 20% de la section tendue du béton.

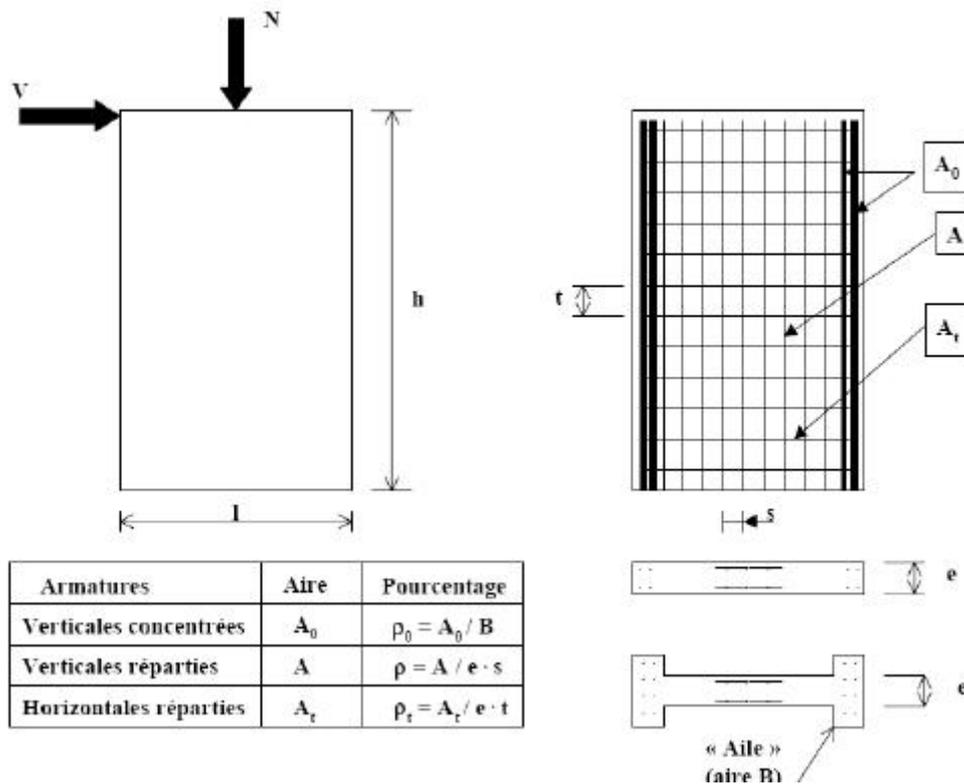


Figure I.19: Disposition du ferrailage dans un voile plein[7]

I.5.4.1. Présentation des méthodes de ferrailage

Le calcul du ferrailage des voiles en béton armé se fait généralement avec les deux méthodes suivantes :

- **La méthode classique (MC) (BAEL 1991)**

Le ferrailage des voiles par la méthode classique du béton armé aux états limites (BAEL 1991) [7] se fait en flexion composé avec effort tranchant. Ils sont alors sollicités par un effort N et un moment fléchissant M . Cette méthode tient compte non seulement des efforts statiques mais aussi des effets dynamiques, de vitesse, de déformation, de fatigue et autres.

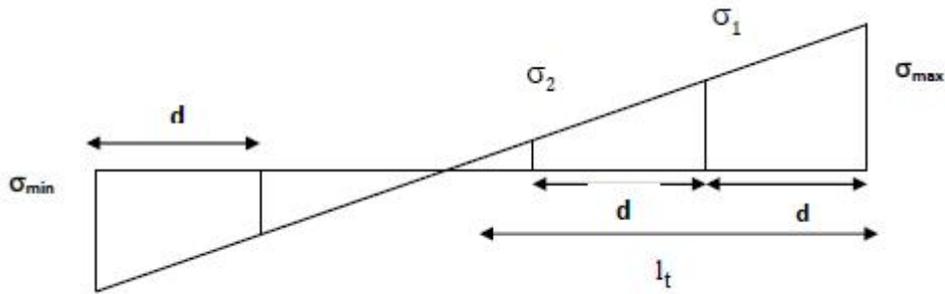
- **La méthode des bandes (MDB)**

La méthode des bandes (MDB) est une méthode de résistance des matériaux, qui ne tient pas compte des phénomènes d'amplification dynamiques dus aux séismes. Les efforts sont résumés en une résultante verticale équivalente à la situation la plus défavorable (M, N) qui est sensé être reprise par les armatures verticales. Le calcul se fera pour des bandes de largeur d . la largeur de la bande doit satisfaire la condition suivante :

$$d = \min\left(\frac{h_e}{2}; \frac{2l_c}{3}\right) \quad (\text{I.1})$$

Avec h_e : la hauteur du voile

l_c : la longueur de la zone comprimée.



Figures I.20 : Diagramme des contraintes du voile en flexion composé

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{MV}{I} \quad (\text{I.4})$$

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} - \frac{MV}{I} \quad (\text{I.5})$$

B : Section du béton

I : Inertie du voile.

Les efforts normaux sont définis dans les différentes sections en fonction des diagrammes des contraintes obtenus

Les efforts donnés par la méthode sont alors :

$$N_i = \frac{N_i - Bf_{bc}}{2} d \cdot e \quad (\text{I.6})$$

$$N_{(i+1)} = \frac{N_{(i+1)} - Bf_{bc}}{2} d \cdot e \quad (\text{I.7})$$

Avec

e : épaisseur du voile

f_{bc} : Contrainte limite du béton en compression.

- La section entièrement comprimée :

$$AV_i = \frac{N_i - B_{fbc}}{\sigma_s} \quad (I.8)$$

- La section entièrement tendue :

$$AV_i = \frac{N_i}{\sigma_s} \quad (I.9)$$

C'est le cas le plus défavorable pour le béton qui est très vulnérable en traction.

σ_s : Contrainte limite des aciers

I.5.5 Déformation d'un voile sous action sismique

- **Déformation des voiles dans une structure.**

Dans un premier temps, les voiles présentent généralement une grande résistance et une grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, reprennent la plus grande partie de l'effort sismique. Les déformations restent faibles, avec l'apparition de zones plastifiées sur les voiles, un report de charges se fait sur les portiques dont la ductilité permet une dissipation d'énergie importante. La figure I.21 suivante montre la déformation des voiles dans une structure :

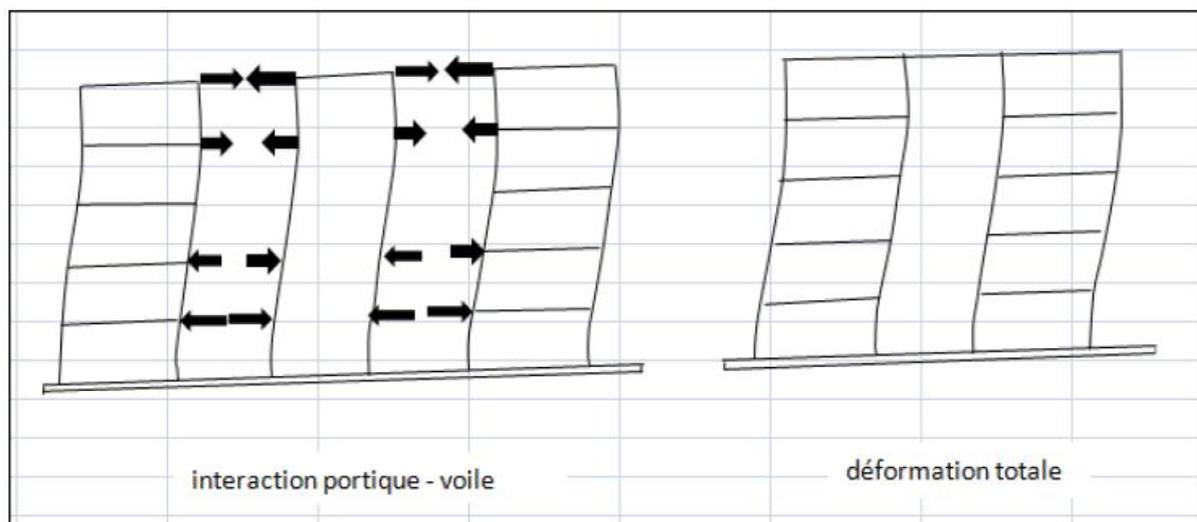


Figure I.21 : Déformation des voiles dans une structure [11]

- **Déformation d'un voile indépendant**

Les voiles ont une déformation de console verticale comme illustré dans la figure I.22. On remarque que les déformations des étages inférieurs sont très faibles par rapport aux étages supérieurs.

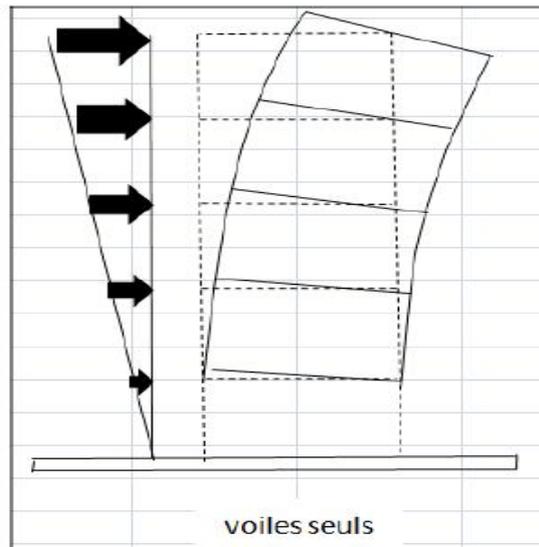


Figure I.22 : Déformation des voiles seules sous séisme [11]

Conclusion

Nous avons présenté dans ce chapitre une synthèse bibliographique, sur le comportement mécanique du béton et de l'acier. Des essais en compression, en traction au sous chargement cyclique ont permis de mettre en évidence les phénomènes physique et les principales caractéristiques intervenant lors de la dégradation de ces matériaux.

Nous avons consacré une autre étape dans ce chapitre au rôle capital que joue un voile en béton armé dans une construction, leur comportement sous différents type de chargement, leur mode de rupture et les différentes méthodes de ferrailage.

II.1. Introduction

La modélisation macroscopique du comportement mécanique du béton et de l'acier a beaucoup évoluée, de nombreux modèles ont été proposés par différents auteurs, qui permettent de prendre en compte des phénomènes de plus en plus complexes comme la plasticité, la rupture et l'endommagement.

Le développement rapide des modèles d'endommagement permet de modéliser l'évolution des propriétés d'un matériau entre son état sain (initial) et l'amorçage d'une microfissure ayant la taille d'un volume élémentaire représentatif. En 1958, le premier modèle d'endommagement a été proposé par Kachanov, [12]. Il décrit la détérioration des matériaux en introduisant une variable cachée continue d'endommagement. Cette notion a été reprise dans les années 70, principalement en France par P. Bazant [13], et généralisée au cas tridimensionnel isotrope dans le cadre de la thermodynamique des processus irréversibles. Sur la base de cette théorie, de nombreux modèles d'endommagement associés avec d'autres phénomènes comme la plasticité ont été développés. Parmi ces modèles on peut citer le modèle de Mazars [14], Kachanov, [12].

Dans la première partie de ce chapitre, quelques classes de modèle de comportement du béton et de l'acier seront présentées.

La deuxième partie est consacrée à la présentation du logiciel de calcul Abaqus et les deux modèles utilisés pour la simulation.

II.2 Modélisation numérique de comportement du béton

II.2.1 la mécanique de l'endommagement

Le but de la théorie de l'endommagement est disposer d'un outil capable de modéliser via les variations des caractéristiques élastiques, la dégradation progressive du matériau en fonction du chargement.

Cette théorie permet une approche systématique pour décrire l'apparition et l'évolution des micros défauts et des micros vides dans le matériau endommagé, ainsi que ses effets sur le comportement global.

La rupture finale d'un solide est le résultat d'une succession de phénomènes complexes :

- La naissance d'une fissure macroscopique,
- La progression lente ou la propagation rapide de cette fissure dans le solide.

II.2.1.1 Définition de la variable l'endommagement au sens de kachanov

Kachanov (1958)

La définition d'une variable d'endommagement est nécessaire, ceci afin de pouvoir l'utiliser dans une loi de comportement. Cette variable doit représenter l'état de détérioration du matériau. Kachanov (1958) [12] a considéré une structure endommagée dont il isole l'élément de volume auquel il appliquera la mécanique de l'endommagement (Figure II.1).

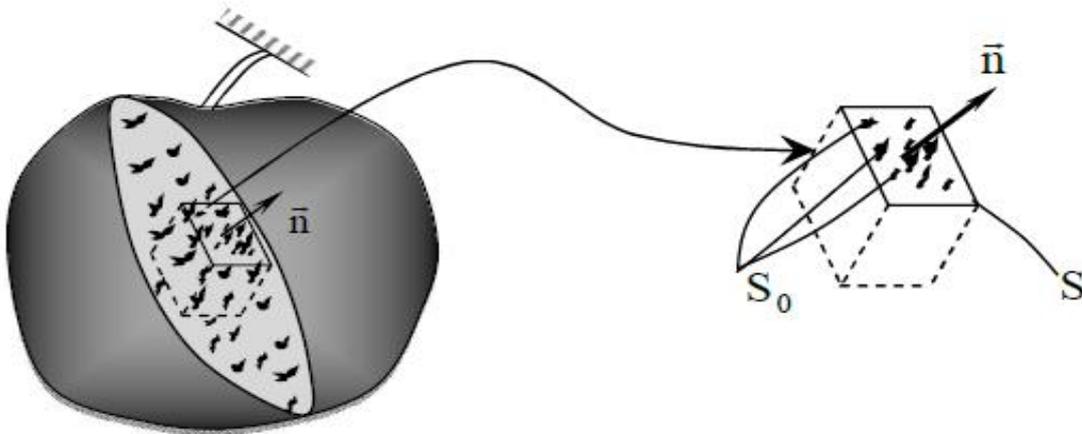


Figure II.1: Représentation de l'élément de volume endommagé [12]

Soit S l'aire d'une section du volume élémentaire représentatif repéré par sa normale \vec{n} , dans cette section, les fissures et les cavités qui constituent laissent des traces de formes diverses. Soit \tilde{S} l'aire résistante effective ($\tilde{S} < S$) tenant compte de l'aire de ces traces, des concentrations de contraintes au voisinage des discontinuités et des interactions entre défauts voisins, et soit S_D la différence qui représente l'aire totale des traces des défauts corrigée des effets de concentration de contrainte et d'interaction.

Nous écrivons

$$S_D = S - \tilde{S} \quad (\text{II.1})$$

S_D : L'aire totale de l'ensemble des traces des défauts

\tilde{S} : L'aire résistante

S : L'aire du solide

L'endommagement D_n en un point M dans une direction \vec{n} est défini par la relation

$$\text{suivante : } D_n = \frac{D_n}{S} \quad (\text{II.2})$$

D'un point de vue physique la variable endommagement D_n est donc l'aire relative (corrigé) des fissures et cavités coupées par le plan normal à la direction \vec{n} .

D'un point de vue mathématique, en faisant tendre S vers 0, la variable D_n est la densité surfacique (corrigée) des discontinuités de la matière dans le plan normal à \vec{n}

Par conséquent :

$D_n = 0$ correspond à l'état vierge (sain).

$D_n = 1$. correspond à l'élément de volume rompu selon le plan \vec{n}

$0 \leq D_n \leq 1$ caractérise l'état de l'endommagement.

a) Concept de la contrainte effective

La notion de contrainte effective introduite par Kachanov [12], désigne que toute loi de comportement d'un matériau endommagé s'écrit de la même manière que pour ce matériau vierge en remplaçant la contrainte usuelle par la contrainte effective .

Dans le cas particulier d'un élément de volume soumis à un état de traction pure par un effort F la contrainte usuelle est celle qui satisfait les équations d'équilibre

$$\sigma = \frac{F}{S} \quad (\text{II.3})$$

En présence d'un endommagement isotrope, on notera la variable d'endommagement sous forme D

$$D(\vec{n}) = D \quad (\text{II.4})$$

Par définition de la contrainte effective

$$\tilde{\sigma} = \frac{F}{S - S_D} = \frac{F}{S(1 - D)} \quad (\text{II.5})$$

Donc

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{(1 - D)} \quad (\text{II.6})$$

$D \rightarrow 0 \Leftrightarrow \tilde{\sigma} = \sigma$ matériau vierge de tout endommagement.

$D \rightarrow 1 \Leftrightarrow \tilde{\sigma} \rightarrow \infty$ l'élément tend vers la rupture.

b) Hypothèses d'équivalence en déformation

Le principe d'équivalence en déformation traduit le fait que l'on obtient la même déformation sur le matériau en lui appliquant la contrainte effective $\tilde{\sigma}$ et celle du matériau endommagé en lui appliquant la contrainte usuelle.

La déformation de l'élément endommager est :

$$\varepsilon = A^{-1} : \tilde{\sigma} = A^{-1} : \frac{\sigma}{(1-D)} = [\tilde{A}^{-1}] \quad (\text{II.7})$$

Où

$\tilde{A} : (1-D)A$: est le tenseur de rigidité d'ordre quatre du milieu endommagé

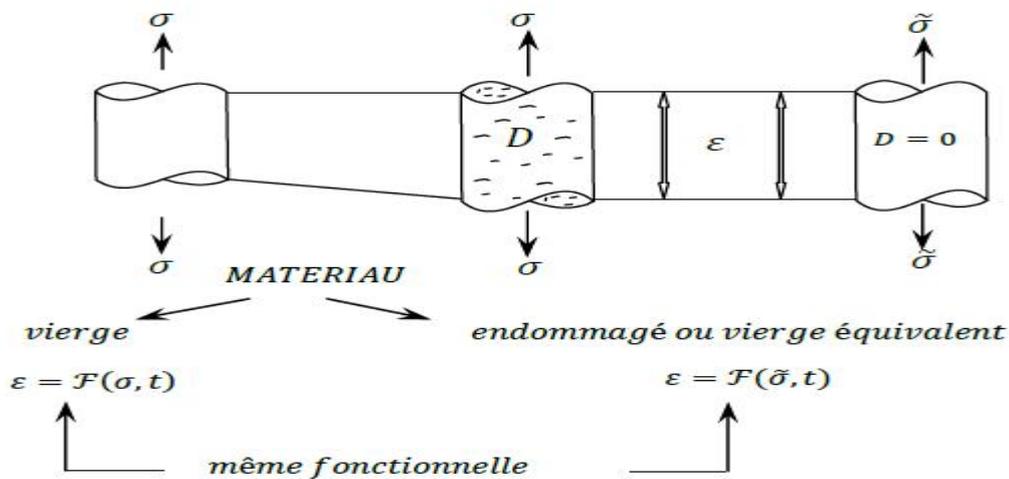


Figure II.2: Principe d'équivalence en déformation [12] .

II.2.2 Modèles d'endommagement isotrope

II.2.2.1 Modèle d'endommagement de Mazars

Le modèle de comportement Mazars est un modèle basé sur la mécanique de l'endommagement[14], qui permet de décrire la diminution de la rigidité du matériau sous l'effet de la création de micro-fissures dans le béton. Il s'appuie sur un couplage élasticité et endommagement, il prend en compte la dissymétrie du comportement du béton. Cependant, ce modèle ne permet pas de prendre en compte des autres phénomènes liés au comportement du béton comme l'irréversibilité de la déformation, l'anisotropie l'effet unilatérale. L'endommagement agit directement sur la raideur du matériau du façon suivante :

$$\bar{\sigma} = \frac{E(1-D)}{1+\nu} \left[\bar{\varepsilon} + \frac{\nu}{1-2\nu} \text{tr}(\bar{\varepsilon}) \bar{I} \right] \quad (\text{I.8})$$

Où

ν : est le coefficient de poisson

I : est la matrice d'unité

σ et ε sont respectivement les composantes des tenseurs des contraintes et de déformations.

D : est la variable d'endommagement

On considère que les extension suivant les directions principales du tenseur des déformations sont à l'origine de l'endommagement, Mazars a introduit la notion de la déformation équivalente. La progression de l'endommagement est guidé par l'évaluation de la déformation équivalente $\tilde{\varepsilon}$. si l'on note $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ les déformation principales et $\langle \varepsilon_1 \rangle_+, \langle \varepsilon_2 \rangle_+, \langle \varepsilon_3 \rangle_+$ les extension (des déformation principales positives), le critère de Mazars s'exprime par :

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 \langle \varepsilon_i \rangle_+^2} \quad (II.9)$$

$$\langle \varepsilon_i \rangle = \varepsilon_i \quad \text{si } \varepsilon > 0$$

$$\langle \varepsilon_i \rangle = 0 \quad \text{si } \leq 0$$

Pour représenter le comportement dissymétrique du béton, Mazars [14] propose deux modes d'endommagement, D_t en traction et D_c en compression. La combinaison linéaire de ces deux endommagements donne l'endommagement global isotrope :

$$D = \alpha_t^\beta D_t + (1 - \alpha_t)^\beta D_c \quad (II.10)$$

Avec

$\alpha_t = 1, \alpha_c = 0$ pour une traction simple pure

$\alpha_t = 0, \alpha_c = 1$ pour une compression pure

β est un coefficient traduisant le couplage entre les deux endommagement

Si $\beta \neq 1$ alors $(\alpha_t^\beta + \alpha_c^\beta \neq 1)$

L'évaluation de D_t et D_c est de la forme :

$$D_c = 1 - \frac{\varepsilon_{D0}(1-A_c)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_c}{\exp[\beta_c(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{D0})]} \quad (II.11)$$

$$D_t = 1 - \frac{\varepsilon_{D0}(1-A_t)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_t}{\exp[\beta_t(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{D0})]} \quad (II.12)$$

Les coefficients $A_t, A_c, \beta_t, \beta_c$ sont identifiés à partir des essais en compression et en traction sur des éprouvettes cylindrique [14]

ε_{D^0} : Seuil d'endommagement initial qui est identifié à l'aide de la contrainte en traction et du module d'élasticité $\left[\varepsilon_{D^0} = \frac{F_t}{E} \right]$. $\tilde{\varepsilon}$ est la déformation équivalente maximale atteinte au cours de l'histoire du chargement.

La figure II.3 suivante montre l'évolution des variables d'endommagement en traction et en compression

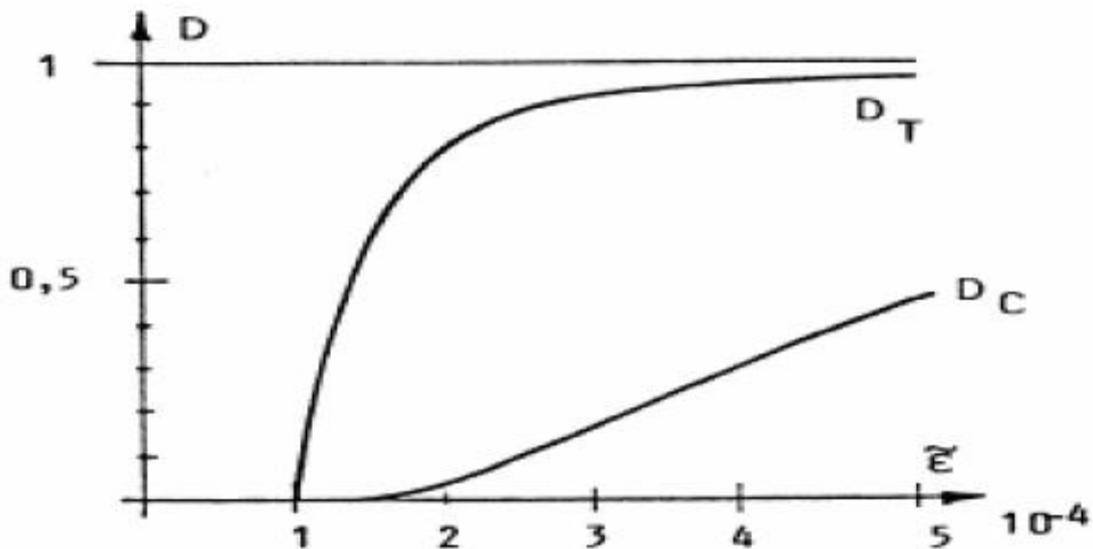


Figure II.3: Evolution des variables d'endommagement traction et compression [14]

La figure II.4 représente la réponse du modèle de Mazars dans les tests de traction et dans les tests de compression.

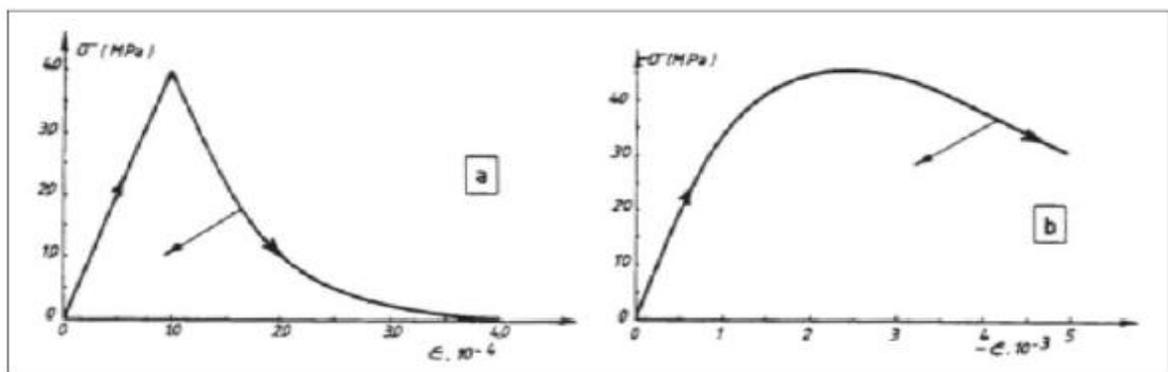


Figure II.4: Réponse du modèle d'endommagement de Mazars en traction simple (a) et en compression simple (b) [14]

II.3.2 Modèle de La Borderie (1991)

Le Modèle de la Borderie [15] est adapté à la description de certains phénomènes observés au cours de chargement cycliques (ou alternés) tel que : la diminution de la raideur du matériau (endommagement), la restauration progressive de la raideur qui se produit à la fermeture de la fissuration et les déformations irréversible (ou permanentes) ε^{an} , induites par l'endommagement (figure 1.6). Afin de simuler ce comportement, deux variables scalaires utilisées, D_1 pour l'endommagement en traction et D_2 pour l'endommagement en compression. L'écriture 3D pour un endommagement fixe (D_1, D_2 constants), conduit à la loi de comportement suivante

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^{an} \quad (\text{II.13})$$

$$\varepsilon^e = \frac{\sigma^+}{E(1-D_1)} + \frac{\sigma^-}{E(1-D_2)} \frac{\nu}{E} (\sigma - \text{tr}(\sigma) \cdot I) \quad (\text{II.14})$$

$$\varepsilon^{an} = \frac{\beta_1 D_1}{E(1-D_1)} F(\sigma) + \frac{\beta_2 D_2}{E(1-D_2)} I \quad (\text{II.15})$$

Où

E : est le module d'young, ν est le coefficient de poisson et I est le tenseur unité d'ordre 2.

β_1 et β_2 sont des paramètres des matériaux à identifier, permettant de décrire l'évolution des déformations anélastiques.

σ^+ et σ^- sont respectivement le tenseur des contraintes de traction et le tenseur des contraintes de compression (composés respectivement, dans le repère principal des termes positifs de la diagonale pour l'un et négatifs pour l'autre).

$F(\sigma)$ est la fonction qui permet de gérer les effets d'ouverture et de refermeture de fissures.

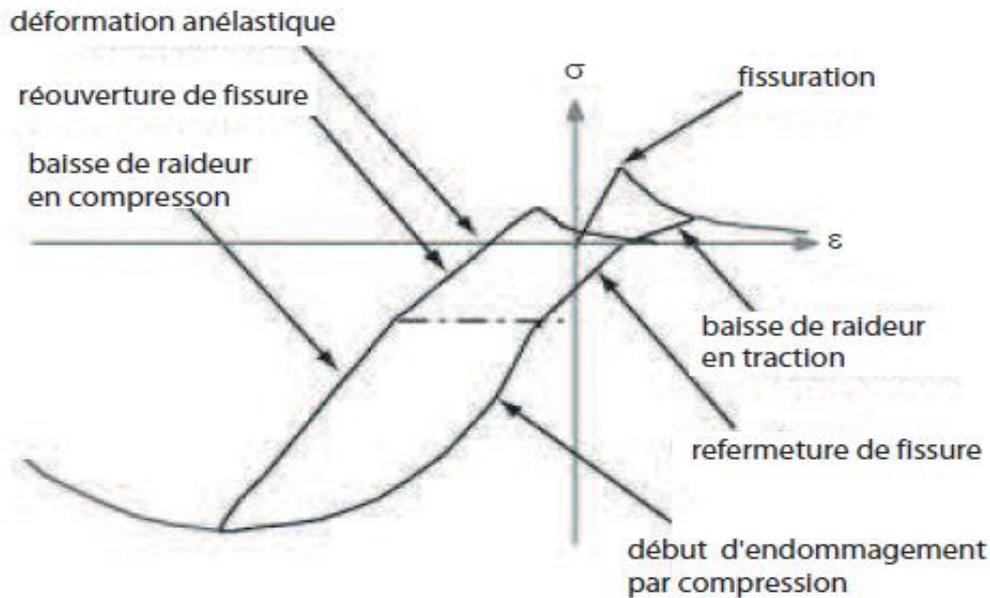


Figure II.5: réponse en traction –compression du modèle de La borderie [15]

II.3 Modélisation numérique du comportement de l'acier

II.3.1 Modèle élastoplastique

Les modèles de plasticité trouvent une justification physique dans la mécanique des métaux. À l'origine, les modèles de comportement élasto-plastiques ont été développés pour modéliser le comportement des métaux [16].

II.3.2. Formulation de base des lois élastoplastique

Les modèles élastoplastiques sont basés essentiellement sur deux hypothèses :

- La décomposition de la déformation totale en deux composantes : une composante élastique réversible et une composante plastique irréversible ;
- le comportement plastique qui est supposé indépendant de la vitesse de déformation.

La vitesse de déformation $\dot{\epsilon}$ totale se compose de la somme de deux vitesses de déformation, plastique $\dot{\epsilon}_p$ et élastique $\dot{\epsilon}_e$

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_p + \dot{\epsilon}_e \quad (\text{II.16})$$

Où $\dot{\epsilon}_e$ et $\dot{\epsilon}_p$ désignent respectivement le tenseur des vitesses de déformation élastique et plastique.

Par ailleurs, le tenseur de la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}$ est défini comme la partie symétrique du gradient du champ de vitesse V , comme indiqué ci-dessous :

$$\dot{\epsilon} = \frac{1}{2} \text{grad} (u) + \text{grad}^t (u) \quad (\text{II.17})$$

Dans le cadre général de la plasticité, on définit localement à un instant t la vitesse de déformation plastique au sens de Von Mises :

$$P = \sqrt{\frac{2}{3}} \dot{\epsilon}_p : \dot{\epsilon}_p \quad (\text{II.18})$$

La déformation équivalente au sens de Von Mises est :

$$\epsilon_p = \int_0^t \dot{\epsilon}_p \, d\tau \quad (\text{II.19})$$

On peut déduire la vitesse de déformation plastique en dérivant le tenseur potentiel plastique F par rapport au tenseur de contrainte σ :

$$\dot{\epsilon}_p = \dot{\lambda}_{pl} \frac{\partial F}{\partial \sigma} \quad (\text{II.20})$$

Où $\dot{\lambda}_{pl}$ est un multiplicateur plastique

II.3.3 Le critère de Von Mises

Le critère de Von Mises est souvent utilisé pour décrire la plasticité des matériaux métalliques ductiles [17]. Il est défini en considérant l'écoulement comme insensible à la pression hydrostatique. En notant σ_y la limite d'élasticité en traction, le critère s'écrit :

$$f(\sigma) = J - \sigma_y \quad (\text{II.21})$$

Où J est le second invariant des contraintes, appelé aussi contrainte équivalente de Von Mises. Il peut également s'exprimer en fonction des contraintes principales $\sigma_1, \sigma_2, \sigma_3$ comme suit :

$$J = \sqrt{\frac{3}{2} S_{ij} S_{ij}} = \sqrt{\left(\frac{1}{2}((\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_3 - \sigma_1)^2)\right)} \quad (\text{II.22})$$

Et le déviateur S est défini en enlevant à la contrainte la pression hydrostatique :

$$S = \sigma - \frac{I_1}{3} I \quad (\text{II.23})$$

Le domaine d'élasticité correspond aux valeurs négatives de f . Donc le comportement du système se résume alors aux équations suivantes :

-Domaine d'élasticité si : $f < 0$

-Ecoulement plastique si : $f = 0$

II.3.4 Loi d'écoulement plastique

A présent il s'agit de préciser la loi d'évolution de la déformation plastique. Le domaine de réversibilité a été introduit pour introduit le fait que la déformation plastique n'évolue pas tant que les contraintes restent à l'intérieur du domaine. On va le traduire par la condition :

$$\dot{\varepsilon}^p = 0 \text{ si } f(\sigma) < 0 \quad (\text{II.24})$$

L'écoulement plastique peut être régi par une ou plusieurs surfaces, la présentation du cas de la plasticité associée qui signifie une seule surface décrit à la fois le domaine élastique et l'écoulement plastique. Le principe de normalité, selon lequel la vitesse de déformation plastique, déformation lors d'un écoulement est normale à la surface de charge, est généralement admis pour un grand nombre de matériaux métalliques. Il s'écrit dans le cas de la plasticité associée :

$$\dot{\varepsilon}_p = \dot{\lambda} \frac{\partial f}{\partial \sigma} = \dot{\lambda} \mathbf{n} \quad (\text{II.25})$$

$\dot{\lambda}$: est le multiplicateur plastique.

II.3.5 Ecrouissage isotrope

Si on considère un écrouissage isotrope, la surface de plasticité évolue de façon homothétique. Lors de l'écoulement plastique, elle conserve sa forme initiale ainsi que son orientation. Cette évolution est schématisée sur la figure II.6.

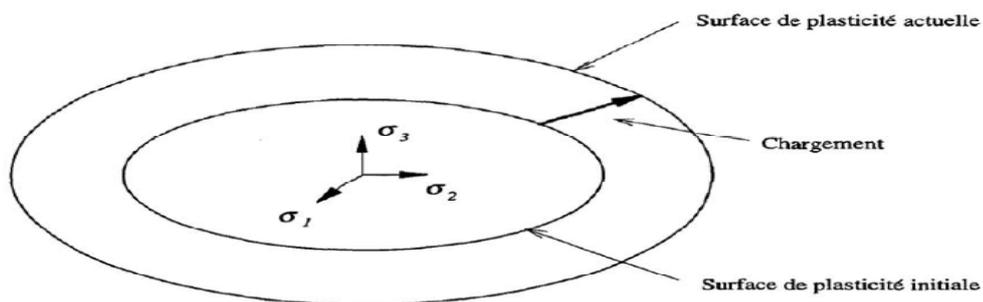


Figure II.6: Représentation schématiquement de l'évolution de la surface de Plasticité, lors d'un écrouissage isotrope [18]

Le gonflement de la surface de charge peut être traduite par l'évolution du rayon R auquel on associer, comme variable d'écrouissage, la déformation plastique cumulée P qui est définie par

$$P(t) = \int_0^t \sqrt{\frac{2}{3} \dot{\varepsilon}_p : \dot{\varepsilon}_p} \quad (\text{II.26})$$

II.3.6 Ecrouissage cinématique

Le domaine de réversibilité se translate dans l'espace des contraintes sans se déformer. On peut alors écrire de façon générale :

$$S = X + S_0 \quad (\text{II.27})$$

Où X est un tenseur représentant la translation du domaine initial S_0 . En terme de la fonction seuil cela s'écrit :

$$f(\sigma - X) \leq 0 \quad (\text{II.28})$$

Cette translation dépend du temps et il reste sans évolution. Un cas particulièrement simple est celui dit d'écrouissage cinématique linéaire où X est proportionnel à la déformation plastique, c'est-à-dire :

$$X = H : \varepsilon^P \quad (\text{II.29})$$

H étant le tenseur du quatrième ordre s'appelant le tenseur d'écrouissage.

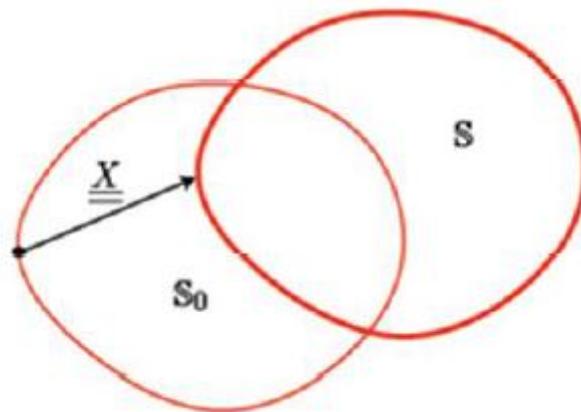


Figure II.7: Ecrouissage cinématique (translation du domaine de réversibilité)

II.4 Présentation et modélisation dans le logiciel ABAQUS

En rendant la complexité des calculs une chose du passé, l'avènement de l'ordinateur a révolutionné les sciences de l'ingénieur, des problèmes, autre fois considérés insolubles avec les méthodes classiques, sont maintenant facilement accessibles avec les méthodes numériques. Une de ces méthodes est la méthode des éléments finis. De ce point de vue, elle constitue un outil formidable à la disposition de l'ingénieur.

ABAQUS [19] est un ensemble de programmes puissants des logiciels de simulation technique créé en 1978, basé sur la méthode des éléments finis, pour la simulation des divers problèmes rencontrés en ingénierie, capable de résoudre un large éventail de problèmes allant des analyses linéaires les plus simples aux problèmes non linéaires les plus complexes. ABAQUS contient une très riche bibliothèque d'éléments qui peut virtuellement modéliser n'importe quelle géométrie. Il a aussi une large bibliothèque des modèles matériels de la plupart des matériaux typique de technologie comprenant de métaux, les polymères, les composites le béton armé et les matériaux géotechnique comme les sols et la roche [20].

II.4.1 Présentation du logiciel

Par définition Abaqus est une suite puissante des programmes de simulation technique créé en 1978, basée sur les méthodes numériques approchées par éléments finis. La gamme de logiciels d'Abaqus est particulièrement réputée pour sa technologie, sa qualité et sa fiabilité. Abaqus offre les meilleures solutions pour des problèmes linéaires non linéaires, explicites et dynamiques.

Le cœur du logiciel ABAQUS est donc ce qu'on pourrait appeler son "moteur de calcul" à partir d'un fichier de données (caractérisé par le suffixe.inp), qui décrit l'ensemble du problème mécanique, le logiciel analyse les données, effectue les simulations demandées et fournit les résultats dans un fichier .odb. Deux tâches restent à accomplir : générer le fichier de données (cela s'appelle aussi effectuer le prétraitement), et exploiter les résultats contenus dans le fichier .odb (ou post traitement). La structure du fichier de données peut se révéler rapidement complexe : elle doit contenir toutes les définitions géométriques, les descriptions des maillages, des matériaux, des chargements, etc... Le logiciel Abaqus travaille sans unités, il est donc préférable de les définir et en tenir compte tout au long du calcul.

ABAQUS se divise en trois grands codes [20].

ABAQUS/Standard : résoudre par un algorithme statique implicite.

ABAQUS/Explicite : résolution par un algorithme explicite.

ABAQUS/CAE : fournit un environnement complet de modélisation et de visualisation pour des produits d'analyse d'abaqus.

II.4.1.1 ABAQUS/Explicite

C'est un module d'analyse spécial qui utilise une formulation par éléments finis dynamique explicite. Bien que l'analyse soit dynamique, elle peut être utilisée moyennant quelques précautions pour accomplir des analyses quasi-statiques. L'algorithme explicite

assure une robustesse, il est plus efficace, conduit à des temps de calcul réduit comparé à l'algorithme implicite[20].

ABAQUS /Explicit met en œuvre un schéma d'intégration par différences centrales exprimés par les équations (II.30) et (II.31)

$$\frac{du(i+1)}{dt} = \frac{du(i-1/2)}{dt} + [(\Delta t(i+1) + \Delta t(i))/2] * \frac{d^2u(i)}{dt^2} \quad (\text{II.30})$$

$$u(i+1) = u(i) + [(\Delta t(i+1) * \frac{du(i+1/2)}{dt})] \quad (\text{II.31})$$

Où $\frac{du}{dt}$ est la vitesse et $\frac{d^2u(i)}{dt^2}$ l'accélération. L'exposant (i) indique le numéro de l'incrément.

La clef de l'efficacité calculatoire de la procédure explicite provient de l'utilisation d'une matrice de masse diagonale. Une telle forme un calcul rapide de l'inverse de cette matrice notamment utilisée pour la détermination de l'accélération de l'équation (II.31)

$$\frac{d^2u(i)}{dt^2} = M^{-1} * (F(i) - I(i)) \quad (\text{II.32})$$

Où: M est la matrice de masse diagonale. F est le vecteur des charge appliquées et I est le vecteur des forces interne.

II.4.1.2 ABAQUS /standard

C'est un module d'analyse général qui peut résoudre un large éventail de problèmes linéaires ou non linéaire impliquant la réponse statique, dynamique et électrique des composantes. L'algorithme de calcul se base sur des calculs itératifs visant à atteindre l'équilibre global du système à chaque incrément de temps, ce qui lui confère une grande stabilité et une certaine inertie. Généralement, c'est la méthode de Newton qui est utilisée pour résoudre les problèmes non linéaires [20], son but est d'obtenir une valeur approchée de l'équation $F(u)=0$, ce qui signifie que l'équilibre par rapport à la variable nodale est considéré.

L'équation $F(u)=0$ peut s'écrire sous la forme d'une série de Taylor

$$F[u(i)] + (\frac{\partial F[u(i)]}{\partial u(i)} * c(i+1)) + (\frac{\partial^2 F[u(i)]}{\partial u(i)^2} * c^2(i+1)) + \dots = 0 \quad (\text{II.33})$$

Où $u(i)$ est la solution approximative après i itérations sur l'incrément du temps et $c(i+1)$ la différence entre la solution exacte et $u(i)$.

Si l'approximation est proche de la solution $u(i)$, alors $c(i+1)$ est l'équation peut être réduite à ces premiers termes donnant ainsi :

$$(\frac{\partial F[u(i)]}{\partial u(i)} * c(i+1)) = -F[u(i)] \quad (\text{II.34})$$

Avec cette méthode la matrice jacobienne $\frac{\partial F[u(i)]}{\partial u(i)}$ peut présenter des problèmes d'existence et de singularité ce qui rend la dernière équation insoluble.

II.5.1.3 Le CAE (Complète Abaqus Environnement)

ABAQUS/CAE est un module d'interface graphique interactif. Il permet la création facile et rapide de modèles, l'affectation des propriétés physique et matérielles, le maillage, l'analyse, la visualisation et l'interprétation des résultats.

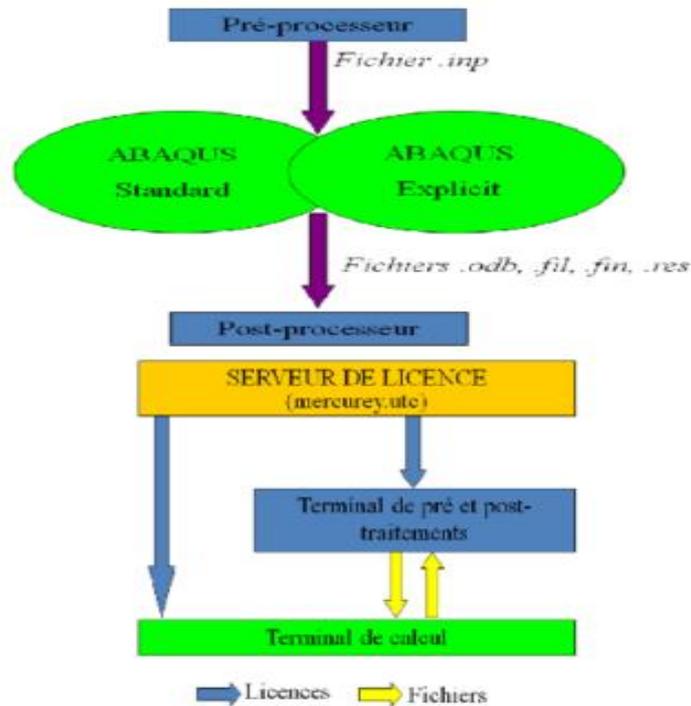


Figure II.8: Schéma de fonctionnement d'ABAQUS [20]

II.4.2. Formulation numérique d'un problème en dynamique

❖ Problème mécanique : principe de puissances virtuelles

Considérons un solide de volume V , de frontière Γ en équilibre à un instant donné, comme le montre la figure II.10. Ce solide soumise à des forces volumiques F_v et à des forces surfacique F_s appliquées sur la partie Γ_s de sa frontière Γ et à des efforts de contact F_c exercés sur la portion Γ_c de Γ . Des conditions aux limites en déplacement $U = U^*$ sont imposées au solide.

Le problème consiste à déterminer les champs de contrainte $\sigma(x, y)$ et du déplacement U (problème dynamique) à tout instant t et en tout point x du solide en connaissant les conditions initiales et les conditions aux limites formulées comme suit :

- Condition aux limites en déplacement.

$$U = U^* \text{ sur } \Gamma_u$$

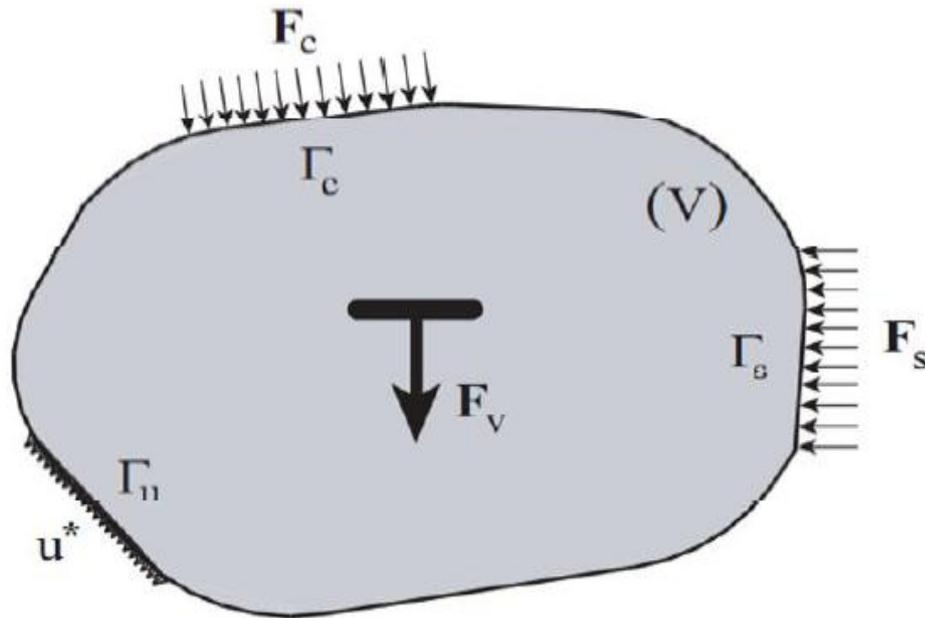


Figure II.9: Efforts appliqués au solide, structure en équilibre

$$\sum n = F_s \text{ sur } \Gamma_s \tag{II.35}$$

$$\sum n = F_c \text{ sur } \Gamma_c$$

Les champs mécanique et les variable d'états doivent vérifier en chaque point du solide V ,le principe des puissances virtuelles formulé par :

$$-\int_V \varepsilon : \delta \dot{E} \, dv + \int_V \delta \dot{u} \, dv + \int_{\Gamma_s} F_s \delta \dot{u} \, d\Gamma_s + \int_{\Gamma_c} F_c \delta \dot{u} \, d\Gamma_c = \int_V \delta \ddot{u} \, \delta \dot{u} \, dv \tag{II.36}$$

Où :

\dot{u} : la vitesse

\ddot{u} : l'accélération.

$\delta \dot{E}$: est l'accroissement virtuel des taux de déformations, lié à $\delta \dot{E}$ par les relations de compatibilités :

$$\dot{E} = \frac{1}{2} [\text{grad } \dot{u} + \text{grad } \dot{u}] \tag{II.37}$$

La fonctionnelle (II.36) est une équation non linéaire, qui doit être résolue par une méthode itérative en utilisant la méthode des éléments finis.

Les déplacements réels et virtuels de tout point du solide V sont reliés aux déplacements des nœuds adjacents par des fonctions appropriées.

$$\{u^e\} = [N_n] \{u_n^e\} \tag{II.37}$$

$$\{\delta u^e\} = [N_n] \{\delta u_n^e\}$$

$[N_n]$: Sont les fonctions d'interpolation nodales sur l'élément (e).

$\{u_n^e\}$: désigne le vecteur contenant les déplacements de chaque nœud de l'élément.

Les vitesses réelles et virtuelles ainsi que l'accélération sont interpolées en dérivant les équations précédentes.

$$\{\dot{u}^e\} = [N_n] \{\dot{u}_n^e\} \quad (\text{II.38})$$

$$\{\delta \dot{u}^e\} = [N_n] \{\delta \dot{u}_n^e\} \quad (\text{II.39})$$

$$\{\ddot{u}^e\} = [N_n] \{\ddot{u}_n^e\} \quad (\text{II.40})$$

En introduisant les approximations (II.35) et (II.36) , dans l'équation(II.36) ,la fonctionnelle élémentaire prend la forme :

$$I_e = ([M^e] \{\dot{u}^e\} + \{F_{int}^e\} - \{F_{ext}^e\}) \{\delta \dot{u}^e\} \quad (\text{II.41})$$

$$[M^e] = \int_v \rho T N_n N_n dv$$

$$\{F_{int}^e\} = \int_v \rho^T [B_n^e] \sigma dv$$

$$\{F_{ext}^e\} = \int_{v_e} \rho^T N_n F_n dv + \int_{\Gamma_s^e} \rho^T N_n F_s d\Gamma_s + \int_{\Gamma_c^e} \rho^T N_n F_c d\Gamma_c$$

Où $[M^e]$ est la matrice masse élémentaire cohérente, $\{F_{int}^e\}$ vecteur élémentaire des efforts internes, $\{F_{ext}^e\}$ vecteur élémentaire des efforts externes.

Et $[B_n^e]$ la matrice d'interpolation de déformation –déplacement s'écrit comme suit :

$$[B_n^e] = \frac{\partial N_n}{\partial X_n} \quad (\text{II.42})$$

Le système algébrique traduisant l'équilibre mécanique global du solide est obtenu en assemblant les fonctionnelles élémentaires I_e sur toute la structure, et s'écrit sous la forme :

$$I = \sum I_e = [\sum ([M^e] \{\dot{u}^e\} + \{F_{int}^e\} - \{F_{ext}^e\})] \delta \dot{u} \quad (\text{II.43})$$

Ou encore :

$$I = [M^e] \{\dot{u}^e\} + \{F_{int}^e\} - \{F_{ext}^e\} = 0 \quad (\text{II.44})$$

Le système algébrique précédant est non linéaire, il exprime l'équilibre dynamique de la structure, sa résolution incrémental par linéarisation sur chaque incrément de temps peut être envisagé par plusieurs méthodes.

II.4.3 Loi de comportement dans Abaqus

Dans ce travail, le modèle qui va être simulé est en béton armé, deux modèles alors seront utilisés pour la simulation avec Abaqus l'un est pour le béton, et l'autre est pour l'acier.

II.4.3.1 Le modèle d'endommagement pour le béton (CDP)

Pour notre simulation numérique nous avons utilisé le modèle concrete damaged plasticity (CDP) qui a été développé dans le code des éléments finis ABAQUS. Ce dernier est basé sur la plasticité et l'endommagement du matériau béton. Il suppose que les deux mécanismes majeurs de rupture sont la fissuration en traction et l'éclatement en compression. Ce modèle a pour but de capturer les effets irréversibles de l'endommagement associés avec les mécanismes de rupture se produisant dans le béton sous des pressions de confinements relativement petites. Ces effets sont représentés au niveau macroscopique par :

- Différentes résistances plastiques en compression et en traction, avec la contrainte initiale de plastification en compression égale à dix fois celle en traction.
- Un comportement adoucissant en traction alors qu'en compression on a un comportement raidissant initial suivi par une branche adoucissante.
- Effet unilatéral durant le chargement cyclique

II.4.3.1.1 Comportement uni axial 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_{to} , au delà de la contrainte de rupture, il y'a une chute de contrainte qui correspond à l'apparition de microfissures dans le matériau béton et le comportement devient non linéaire et se résume en un écrouissage avant la contrainte au pic σ_{cu} puis continue avec un adoucissement jusqu'à sa rupture.

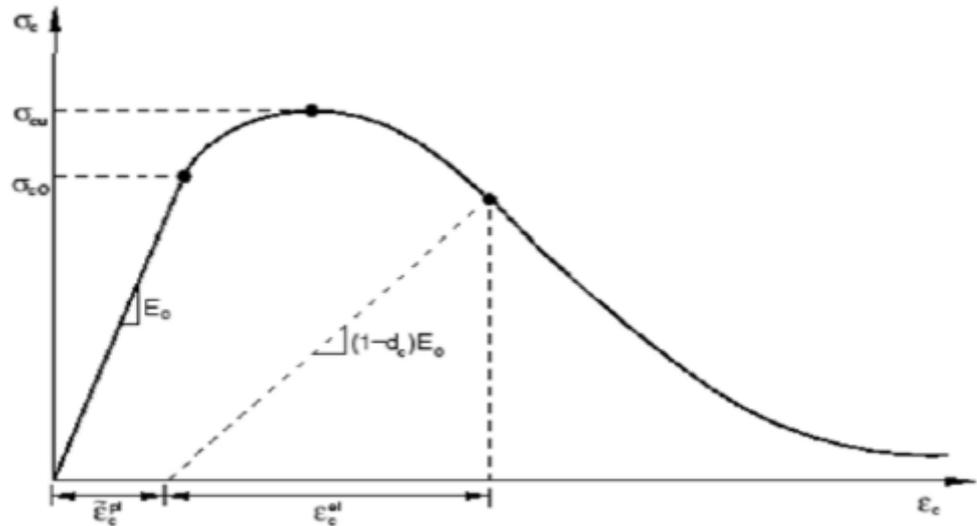


Figure II.10: comportement du béton en traction simple [19]

II.4.3.1.2 Comportement uniaxial en compression

Dans le cas de compression simple uniaxiale la réponse est linéaire jusqu'à la valeur de la limite élastique σ_{c0} . Dans le domaine plastique, la réponse est généralement caractérisée par un écrouissage suivi d'un adoucissement au-delà de la contrainte de rupture σ_{c0} (figure II.11)

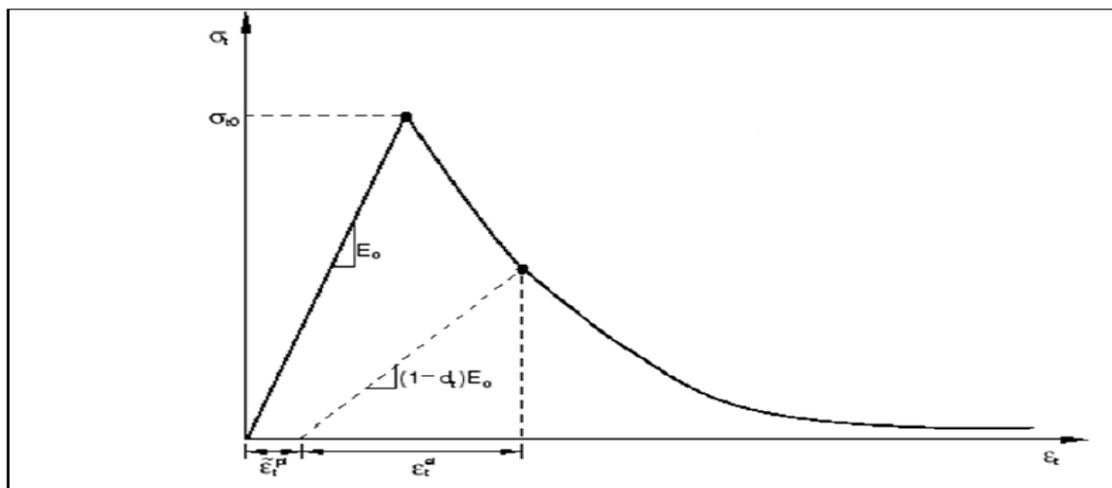


Figure II.11: Comportement du béton en compression simple [19]

Comme indiqué sur la figure II.10 et II.11, lorsque l'échantillon du béton est déchargé de tout point de l'adoucissement, la rigidité du matériau est dégradée. La dégradation de la

rigidité est significativement différente en traction et en compression ; pour chaque cas la dégradation est plus importante avec l'accroissement de la déformation plastique .La dégradation de la rigidité élastique est caractérisées par deux variables d'endommagement d_t (traction) et d_c (compression).

$$d_t = d_t(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \theta, f_i) ; \quad 0 \leq d_t \leq 1 \quad (\text{II.45})$$

$$d_c = d_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \theta, f_i) ; \quad 0 \leq d_c \leq 1 \quad (\text{II.46})$$

Si E_0 est la rigidité élastique initiale non endommagée du matériau, les relations contraintes-déformations sous chargements uniaxiaux de traction et de compression sont données par

$$\sigma_t = (1 - d_t) E_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (\text{II.47})$$

$$\sigma_c = (1 - d_c) E_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (\text{II.48})$$

Les contraintes effectives de traction et de compression sont :

$$\tilde{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1 - d_t)} = E_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (\text{II.49})$$

$$\tilde{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1 - d_c)} = E_0 (\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (\text{II.50})$$

II.4.3.1.3 Comportement cyclique uni axial

Sous conditions uniaxiales cycliques de chargement les mécanismes de dégradation sont assez complexes, impliquant aussi bien l'ouverture et la fermeture des microfissures antérieures que leur interaction .Expérimentalement, il a été observé un certain reprise de la rigidité élastique lorsque le chargement change de signe durant un essai cyclique uniaxial. Cet effet est connu sous le nom d'effet "unilatéral", est un aspect important du comportement du béton sous chargement cyclique.

La récupération de rigidité observée dans l'expérimental est donnée comme suit :

$$E = (1 - d) E_0 \quad (\text{II.49})$$

où E_0 est le module du matériau en bon état

La dégradation de la rigidité est en fonction de l'état de contraintes et deux variables d'endommagements uniaxiaux d_t et d_c :

$$(1 - d) = (1 - s_t d_c)(1 - s_c d_t) \quad (\text{II.50})$$

Où s_t et s_c sont des fonctions de l'état de la contrainte, qui sont introduites pour représenter l'effets de récupération de la raideur associées à l'inversion de la contrainte. Elles sont définies par :

$$s_c = 1 - w_c (1 - r^*(\sigma_{11})); \quad 0 \leq w_c \leq 1 \quad (\text{II.51})$$

$$s_t = 1 - w_t r^*(\sigma_{11}); \quad 0 \leq w_t \leq 1 \quad (\text{II.52})$$

$$r^*(\sigma_{11}) = H(\sigma_{11}) = \begin{cases} 1 & \text{si } \sigma_{11} > 0 \\ 0 & \text{si } \sigma_{11} < 0 \end{cases} \quad (\text{II.53})$$

Les paramètres w_c et w_t , contrôlent la récupération de la rigidité durant le passage d'un chargement de traction à un chargement compression. Ceci est schématisé sur la figure II.12

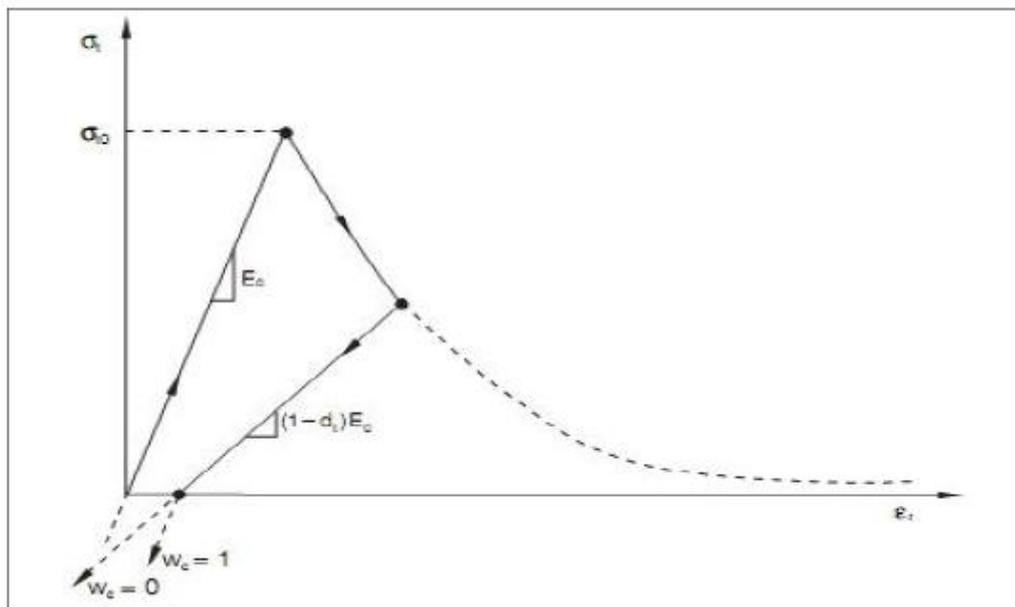


Figure II.12: Récupération de rigidité en compression [19]

si $w_c = 1$, le matériau a récupéré sa rigidité et retrouve son module d'élasticité initial E_0 ;

si $0 < w_c < 1$, la récupération est partielle ;

si $w_c = 0$, la récupération est nulle

II.4.3.1.4 Identification des paramètres constitutifs du modèle (CDP)

Le modèle concrete damaged plasticity comporte trois paramètres (ψ , $\frac{f_{b0}}{f_c}$, ϵ et K_C) qui sont identifiés à l'aide des résultats des essais de compression et de traction effectués au laboratoire [19].

Identification de $\frac{f_{b0}}{f_c}$ et K_C

La formulation de modèle CDP est basé sur la théorie d'endommagement proposé par Kachanov [16] et développée par Rabotnov [24]. Les relations contraintes déformation sont contrôlées par l'élasticité de l'endommagement scalaire :

$$\sigma = (1 - d)D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = D^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad (\text{II.54})$$

Où σ : est le tenseur de Cauchy.

D_0^{el} est la rigidité élastique initial (non endommagée) du matériau ;

$$D^{el} = (1 - d)D_0^{el} \quad (\text{II.55})$$

où D^{el} est la rigidité élastique endommagée ; et d est la variable d'endommagement scalaire de la rigidité, qui peut prendre des valeurs dans l'intervalle de zéro (matériau non endommagé) à un (matériau complètement endommagé).

Les états d'endommagement en traction et en compression sont indépendamment caractérisés par deux variables $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$ et $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$ qui sont les contraintes équivalentes en traction et en compression respectivement. L'évaluation de ces variables est donnée par une expression de la forme :

$$\tilde{\varepsilon}^{pl} = \begin{pmatrix} \tilde{\varepsilon}_c^{pl} \\ \tilde{\varepsilon}_t^{pl} \end{pmatrix} \text{ et } \tilde{\varepsilon}^{pl} = h(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \quad (\text{II.56})$$

Dans la formule (II.55), il est nécessaire de proposer l'évolution de la variable d'endommagement scalaire $d = (\bar{\sigma} - \varepsilon^{pl})$ qui est en fonction de la contrainte effective $\bar{\sigma}$ et la déformation plastique $\tilde{\varepsilon}^{pl}$

$$\text{Où } \bar{\sigma} = D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl})$$

dans le contexte de la théorie de l'endommagement scalaire, la dégradation de la rigidité est isotrope et caractérisée par une seule variable d'endommagement d . Enfin, le tenseur de cauchy est lié au tenseur de contrainte effective $\bar{\sigma}$ à travers le paramètre d'endommagement scalaire $(1 - d)$:

$$\sigma = (1 - d) \bar{\sigma}$$

La condition de plastification de modèle (CDP) est basé sur la fonction de plastification proposée par Lubliner et al [21] et prend en considérations les modifications proposées par Leeand Fenves [26] pour tenir compte de l'évolution différente de la résistance en traction et en compression. La fonction de plastification exprimés en fonction des contraintes effectives est donnée par la formule suivante :

$$F = \frac{1}{1-a} (\bar{q} - 3.a.\bar{p} + \theta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \langle \bar{\sigma}_{max} \rangle - \gamma \langle -\bar{\sigma}_{max} \rangle) - \bar{\sigma}_c (\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (\text{II.57})$$

$\bar{\sigma}_{max}$: est la valeur propre maximum du tenseur $\bar{\sigma}$

Tandis que la fonction $\theta(\tilde{\epsilon}^{pl})$ est défini par :

$$\theta(\tilde{\epsilon}^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\epsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad (II.58)$$

Où $\bar{\sigma}_c$ et $\bar{\sigma}_t$ sont les contraintes de cohésion en traction et en compression respectivement

α : paramètre calculé sur la base de la courbe de kupfer (figure II.14) et défini par la formule suivante :

$$\alpha = \frac{\left(\frac{f_{b0}}{f_c}\right)^{-1}}{2\left(\frac{f_{b0}}{f_c}\right)^{-1}} \quad (II.59)$$

$\frac{f_{b0}}{f_c}$: est le rapport entre la résistance à la compression du béton sous chargement biaxiale et la résistance à la traction sous chargement uniaxial représenté dans la courbe de Kupfer [22]. La courbe de kupfer est illustrée dans la figure II.13

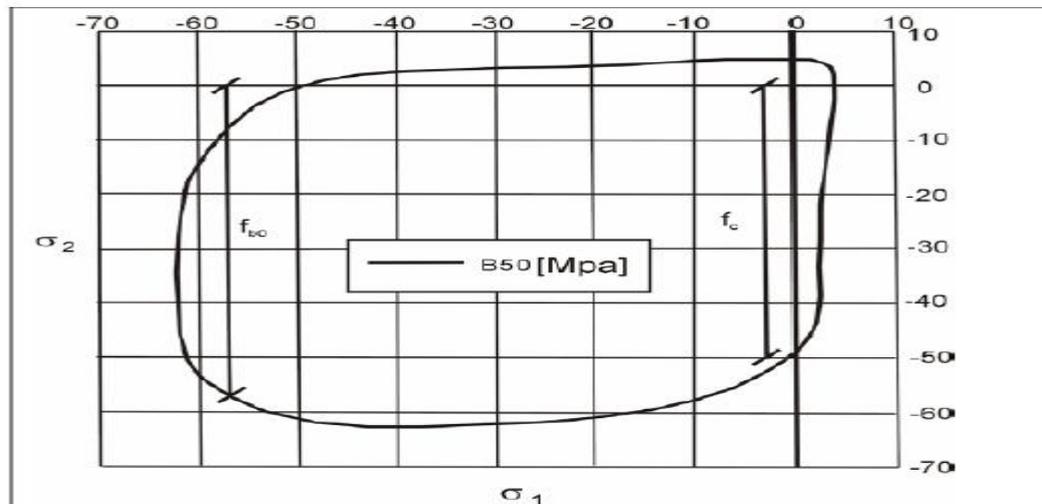


Figure II.13: Courbe du kupfer pour le béton de classe B50 [22]

K_C : est le rapport du second invariant de la contrainte déviatorique des méridiennes de traction et de compression. Par définition, le méridien de traction (TM) est le lieu de l'état de contrainte satisfaisant la condition $\bar{\sigma}_1 > \bar{\sigma}_2 = \bar{\sigma}_3$, et la compression méridienne (CM) est le lieu de l'état de contrainte de tel sorte $\bar{\sigma}_1 = \bar{\sigma}_2 > \bar{\sigma}_3$, ou $\bar{\sigma}_1, \bar{\sigma}_2, \bar{\sigma}_3$ sont des valeurs propres du tenseur de contraintes effectives.

Le paramètre K_C est la forme suivante :

$$K_C = \frac{3(1-\rho)}{2\rho+3} \tag{II. 60}$$

Avec : $\rho = \frac{(\sqrt{J_2})_{TM}}{(\sqrt{J_2})_{CM}}$

J_2 : est le second invariant de la contrainte dévatorique des méridiens de traction et de compression.

La figure II.15 illustre différentes valeurs du paramètre « K_C ».

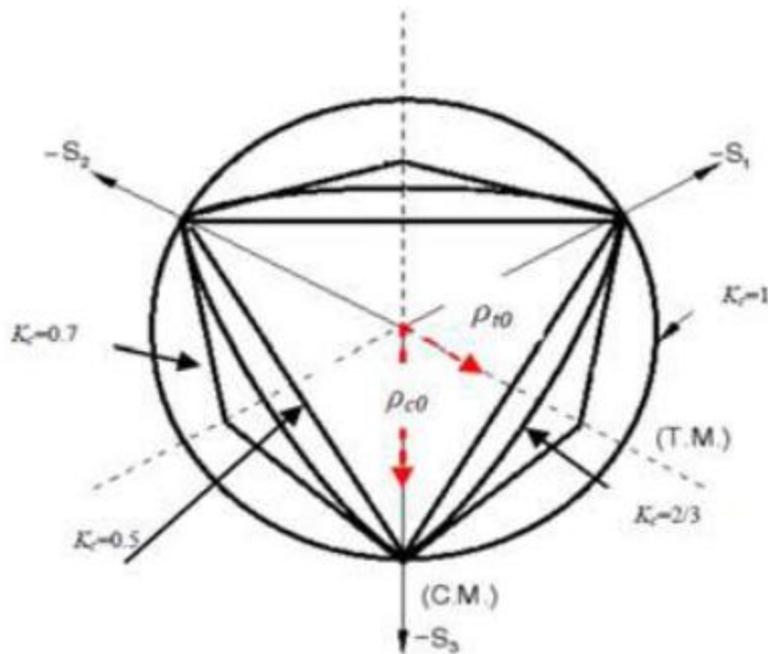


Figure II.14: illustre différentes valeurs du « K_C ».[23]

Identification « ψ » « ϵ »

La vitesse de déformation plastique est dirigée par une fonction potentielle de flux $G(\bar{\sigma})$ selon une règle non associative de flux :

$$\dot{\epsilon}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \tag{II. 61}$$

Où $\dot{\lambda}$ est un multiplicateur plastique non négatif.

Le potentiel d'écoulement choisi pour ce modèle est la fonction hyperbolique de Drucker-prager [22] :

$$G = \sqrt{(\epsilon \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \tag{II. 62}$$

Où

ψ est l'angle de dilatation mesuré dans le plan p-q sous haute pression de confinement ; σ_{t0} est la résistance uniaxiale en traction à la rupture. ϵ est une excentricité de la surface potentielle dans le domaine plastique.

$\bar{p} = -\frac{1}{3} \sigma : I$ est la pression hydrostatique effective.

$\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2}} \bar{S} \cdot \bar{S}$ est la contrainte effective de Von Mises, Alors que \bar{S} est la partie déviatorique du tenseur des contraintes effectives.

Conclusions :

A travers de ce chapitre nous avons présenté quelques modèles basés sur la mécanique de l'endommagement qui offre un large champ d'action et un outil commode pour décrire la dégradation et l'altération des matériaux endommageables. Cette partie, de l'étude bibliographique est consacrée à l'analyse des différents modèles numériques existants pour le béton et pour l'acier. Dans la suite de ce travail, nous avons choisi le modèle "Concrete Damaged Plasticity" (CDP) pour le béton, par le code de calcul ABAQUS ainsi que le modèle élasto-plastique pour les aciers.

PARTIE II : TRAVAUX ANTERIEURES

I. Introduction

A présent les chercheurs se focalisent sur le développement des nouvelles techniques de ferrailage afin de remédier aux multiples défauts et défautsités que présenter un ferrailage classique lors d'un éventuel séisme.

I.1 Conception d'un ferrailage de voiles courts, soumis à un effort sismique

Prépondérant [24]

Une simulation numérique a été conduite par l'équipe de recherche [24], afin d'élaborer une nouvelle technique de ferrailage qui consiste à l'incorporation de l'armature suivant les diagonales (figure I.15)

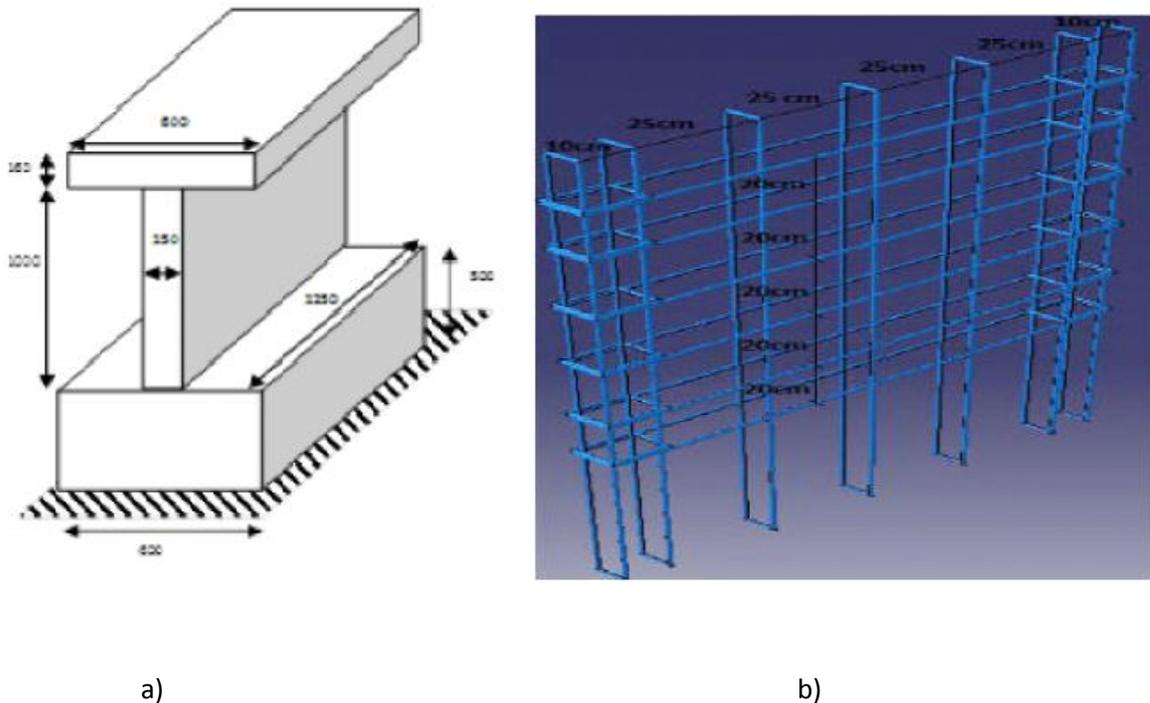
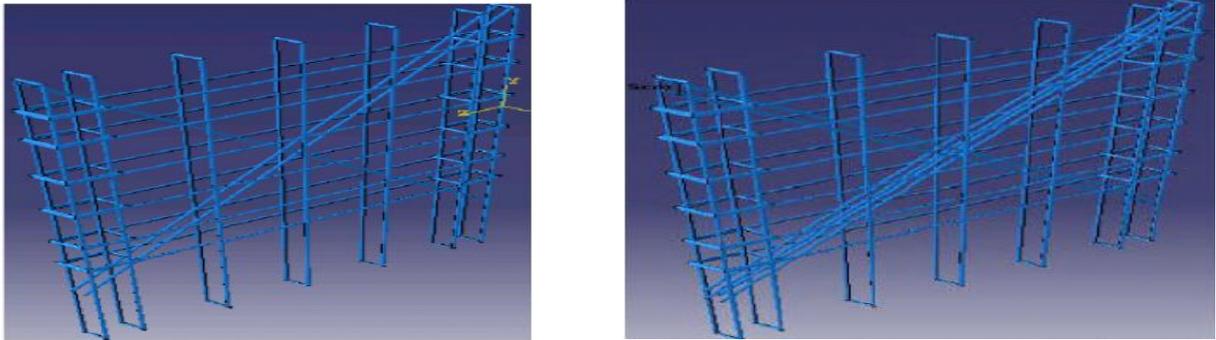


Figure II.15: a) Géométrie et dimensions des voiles des trois modèles, b) ferrailage du voile (MC) classique (CM) [24]



Trois modèles [24]

a)

b)

Figure II.16: a) Ferrailage du voile (MR4), b) Ferrailage du voile (MR8) [24]

I.2 résultats

❖ Comparaison globale des résultats

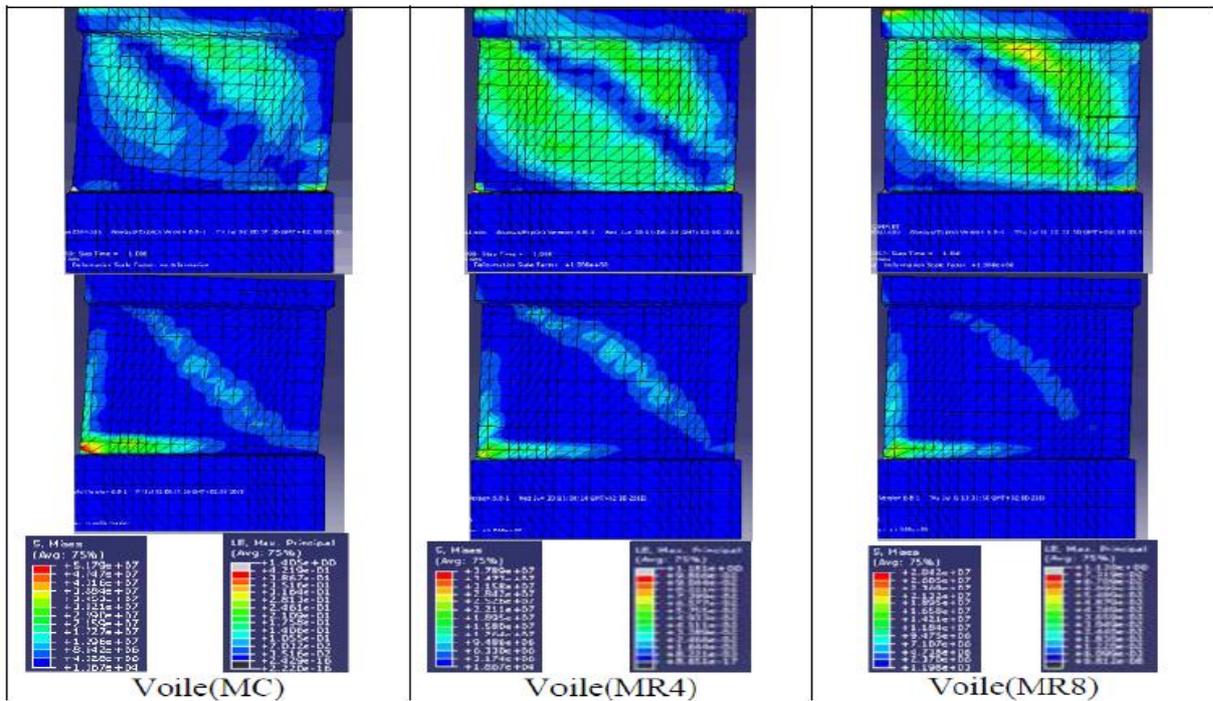


Figure II.17: Comparaison des dommages et des déplacements[24]

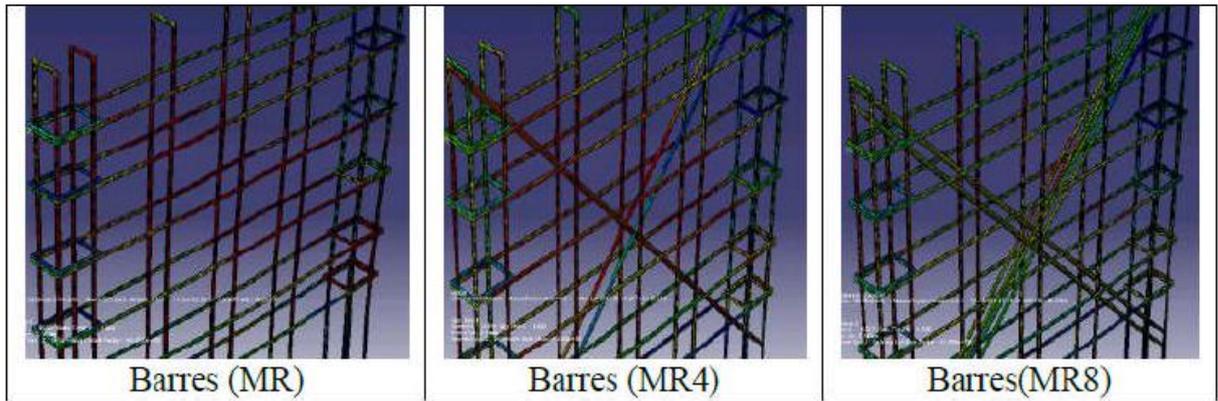


Figure II.18: Comparaison des contraintes dans les aciers [24]

❖ Comparaison locale des résultats

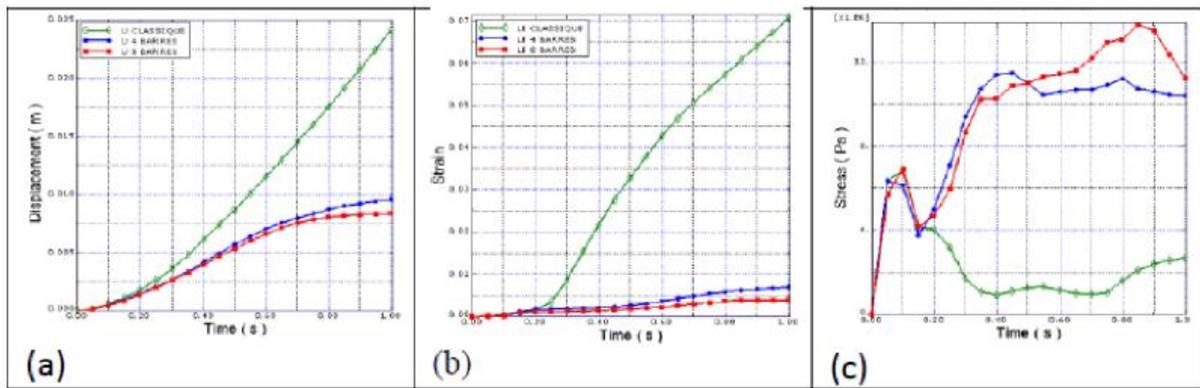


Figure I.20 : Courbes de comparaison en fonction du temps des :(a) déplacement, (b) déformation et (c) contraintes[24]

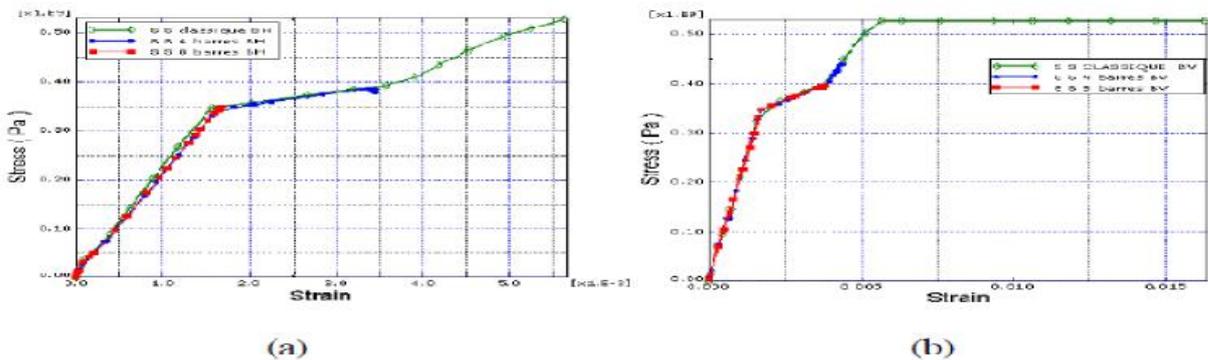


Figure II.19: Courbe contraintes déformation dans les barres : (a) horizontales, (b) verticales [24]

I.3 Conclusion

Après avoir comparé les deux techniques de ferrailage, on constate que la nouvelle technique de renforcement est plus performante par rapport au ferrailage classique. En termes de déplacement, une réduction du déplacement maximal de 57.75% pour le voile (MR4), et de 65.80 % pour le modèle (MR8). En termes de contraintes, une réduction de la contrainte de 30% pour le voile (MR4), et de 43% pour le voile (MR8). En termes de dommage, cette technique à permet de les réduire considérablement. Cette étude montre aussi qu'à partir d'un certain seuil de contraintes (reste à définir) les efforts sont véhiculés suivant les bielles diagonales, ainsi que le nombre et le diamètre de barres placé suivant les diagonales de compression et de traction influent sur le comportement du voile.

II. Simulation numérique d'une Nouvelle technique de ferrailage des voiles courts (élancement h/l) [25]

Une simulation numérique a été réalisée par l'équipe de recherche [36] d'un voile court d'un , élancement de h/l modèle ferrailé conventionnellement (MC : Model Classique) et cinq (05) autres modèles avec un ferrailage diagonal (MD : Modèle Diagonal) dont l'angle d'inclinaison α varie de 30° à 50° .

II.1 .Présentation des modèles :

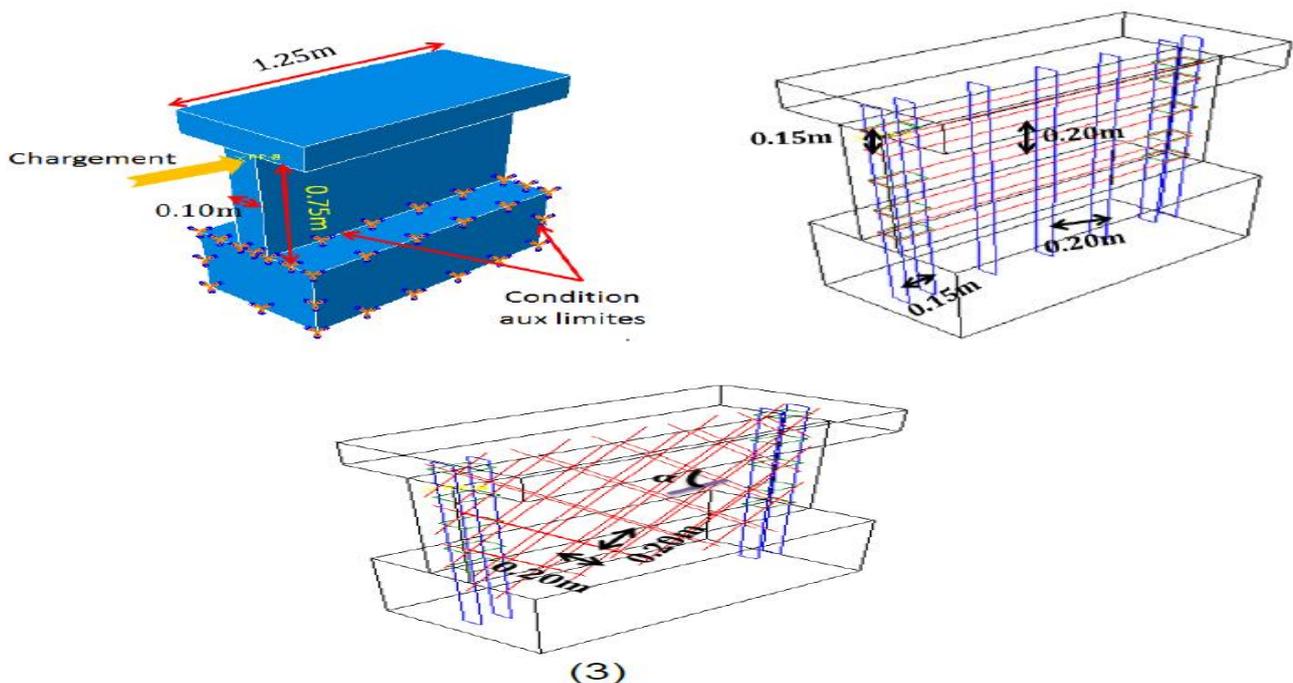


Figure II.20: (1) dimension et géométrie, (2) ferrailage du model classique (CM)

(3) ferrailrages des modèles proposés (α varie entre 30° et 50° avec un pas de 5°) [25].

II.2 Les résultats:

❖ Résultats en termes de déplacement global :

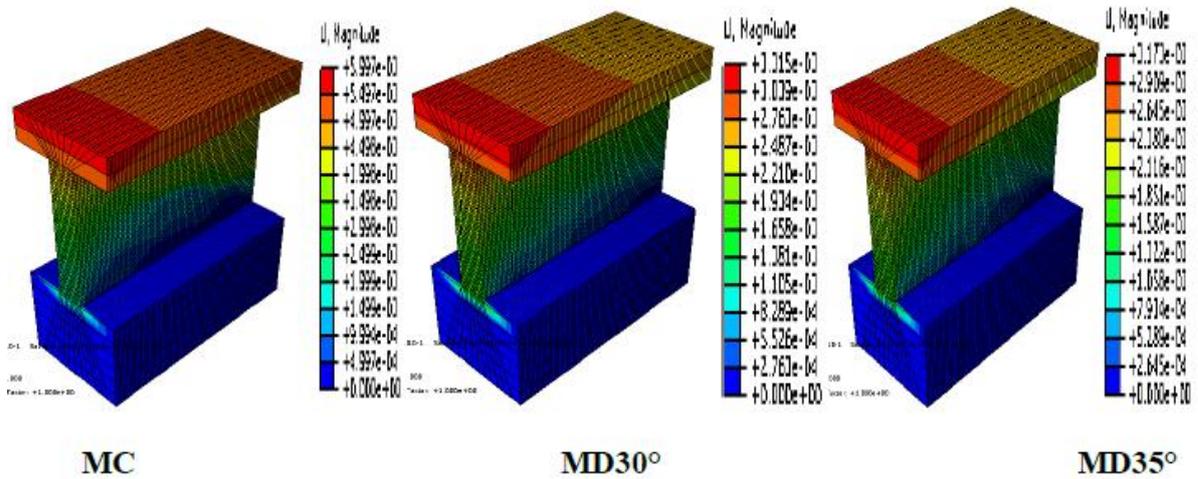


Figure II.21: Résultats en termes de déplacement global [25]

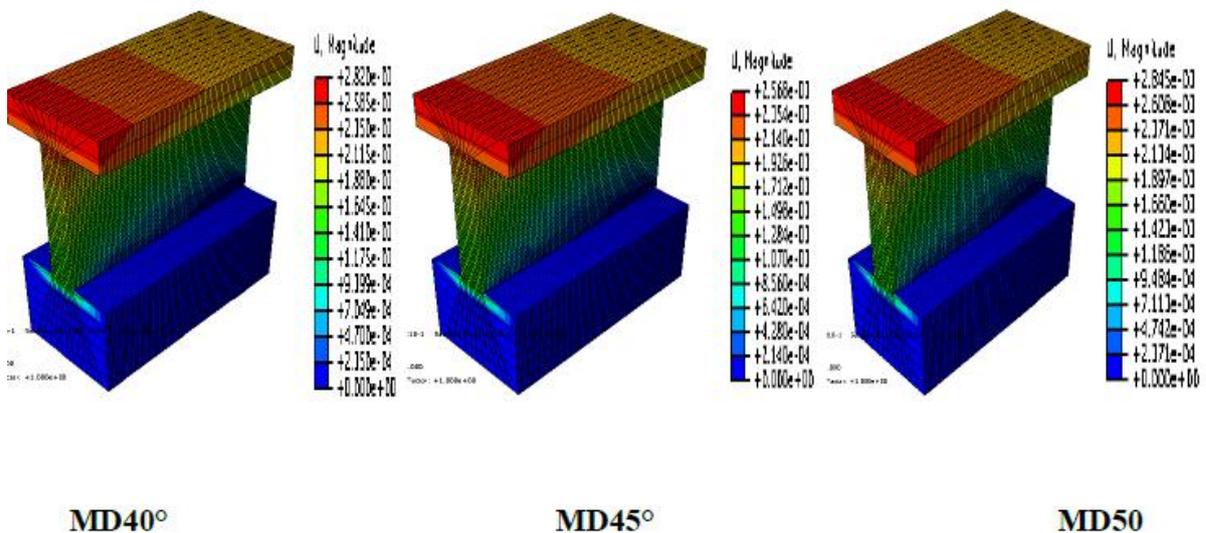


Figure II.22: Résultats en termes de déplacement global [25]

❖ Résultats en termes de dommage en compression :

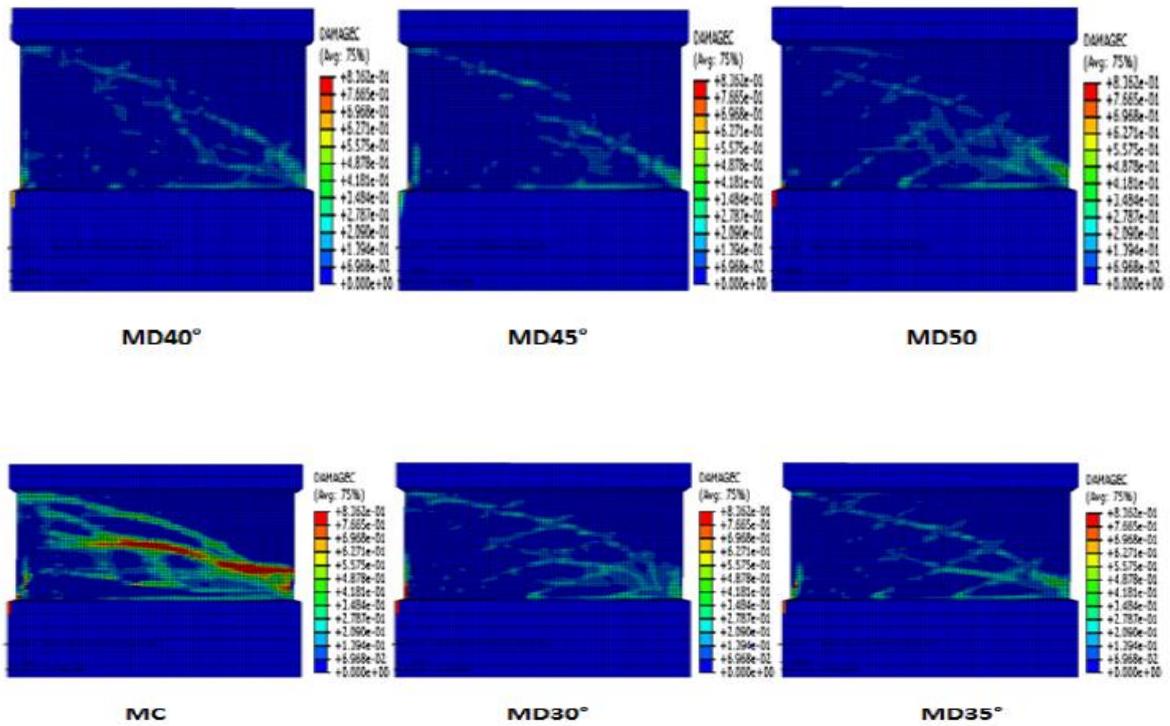


Figure II.23: Résultats en termes de dommage compression[25].

❖ Résultats en termes de dommage en traction :

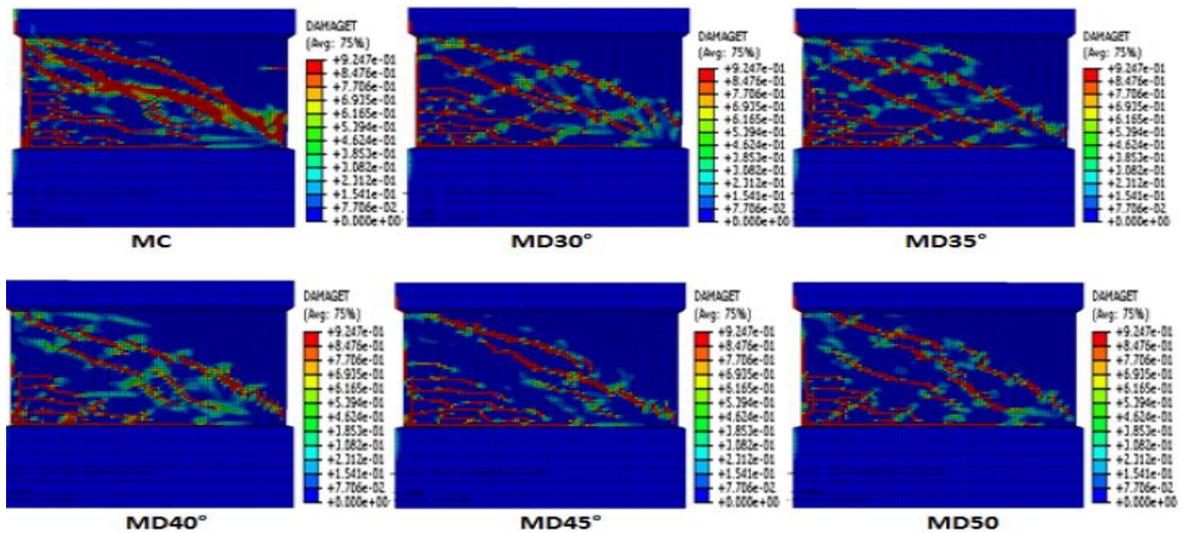


Figure II.24: Résultats en termes de dommage Traction[25].

❖ Résultats en termes courbe charge-déplacement :

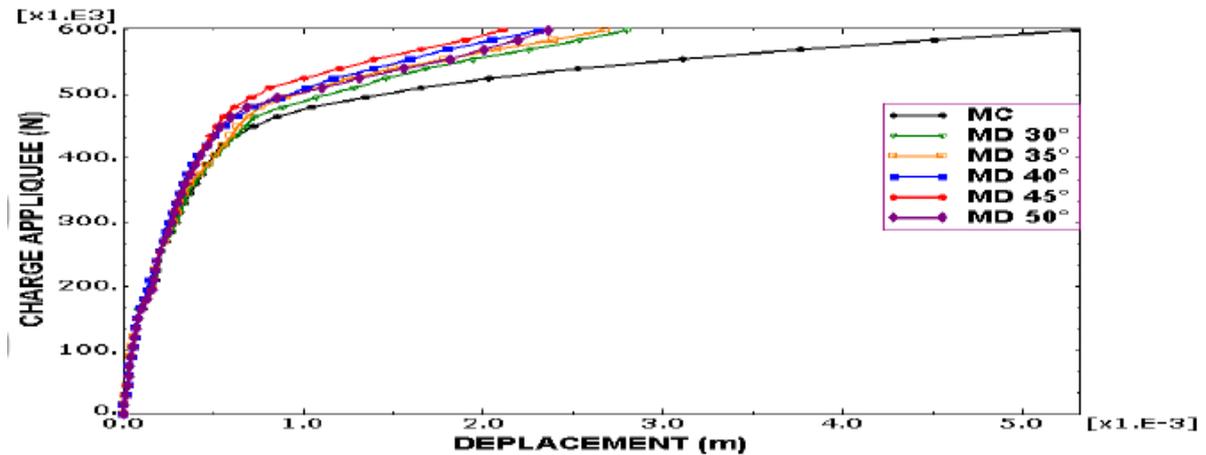


Figure II.25: Résultats en termes courbe charge-déplacement[25].

II .3 Conclusion

La comparaison des cinq modèles sous ferrailage diagonale montre que 45° est l'angle le plus performant pour transmettre les efforts de cisaillement plus directement à la fondation .ceci implique que 45° est la direction la plus proche des contrainte principales développées.

III. Modélisation des ouvrages en béton armé sous sollicitations sismique

III.1 Introduction

Dans le but d'étudier et de valider le comportement de structures en béton armé sous sollicitation sismique, plusieurs programmes de recherche ont été réalisés ces dernier années, parmi ces programmes on peut citer les programme CAMUS **III** (Conception et Analyse des Murs sous séisme) .

III.2 Présentation de l'essai CAMUS **III** [26]

Il s'agit d'un essai dynamique sur table vibrante (Combescure et Chaudat 2000). La maquette CAMUS (Figure III.26) a été dimensionnée par l'Université de Patras (Grèce) selon l'Eurocode 8 (EC 8). Elle comporte deux voiles élancés liés par des planchers qui sont chargés

dans leur plan. Une étude numérique complémentaire est effectuée, les modèles expérimental et numérique sont représentés dans la figure suivante :

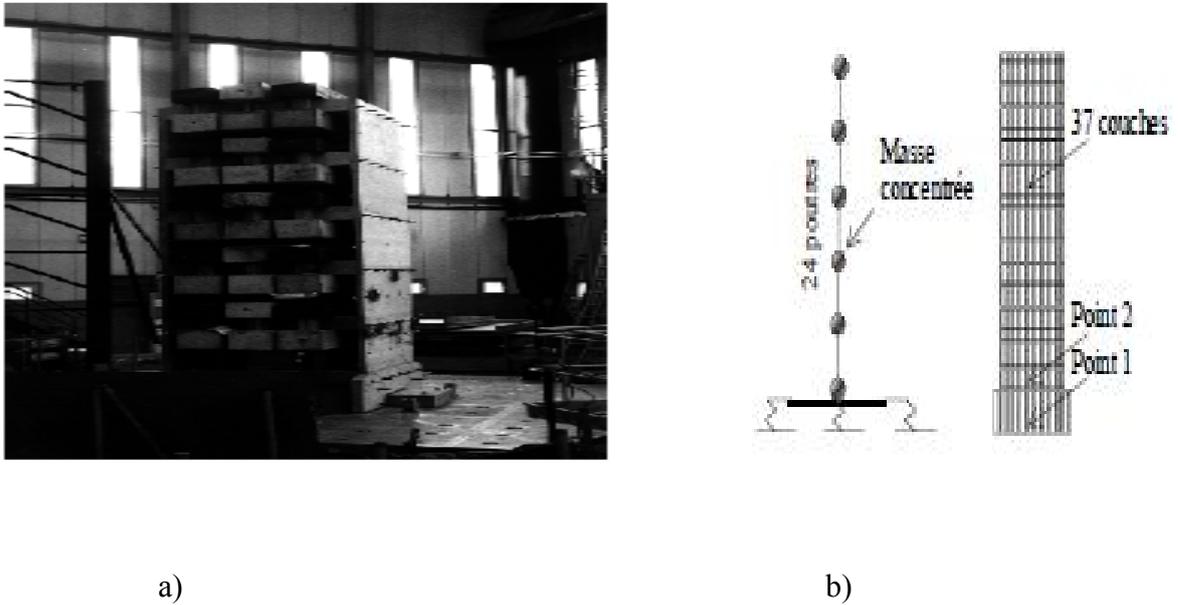


Figure II.26: a) modèle expérimental, b) modèle élément fini [26]

Dans l'objectif d'étudier l'influence d'un séisme «proche» un test intermédiaire a été réalisé avec l'accélérogramme Melendy Ranch à 1.35g. La séquence des accélérogrammes appliqués à la maquette CAMUS III est représentée sur la figure III.27

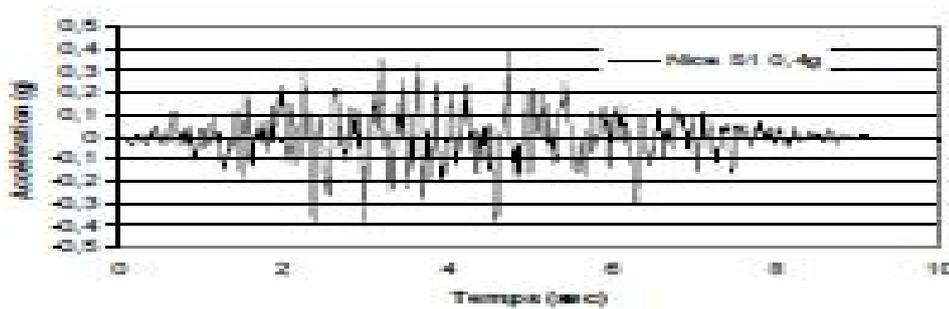


Figure II.27: accélérogramme appliqués à la maquette CAMUS III [26]

III.2 Résultats

❖ Comparaison globale des résultats

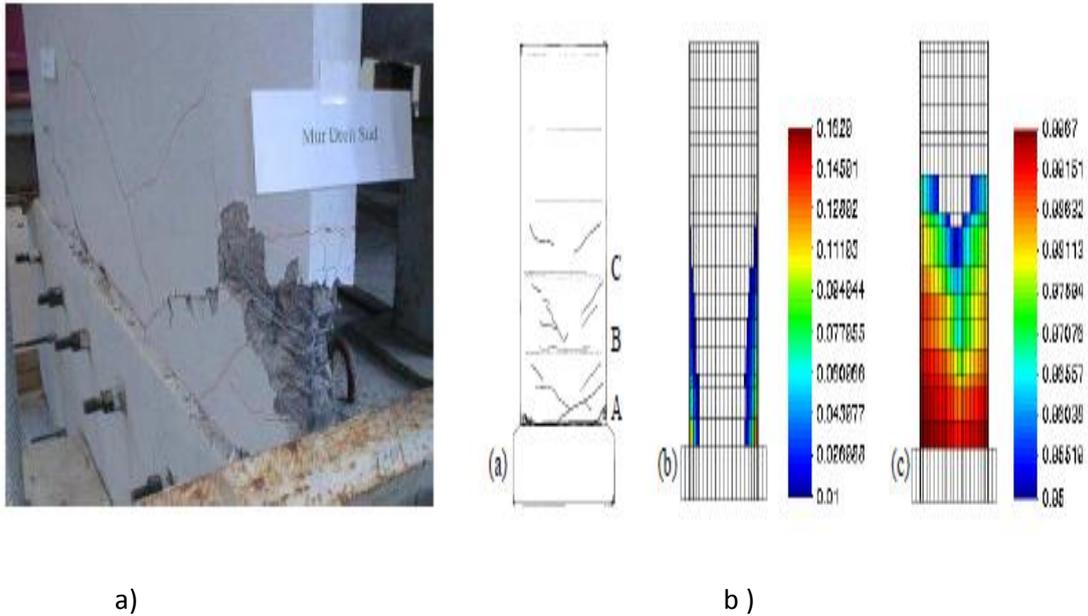


Figure II.28: a) résultats expérimentale, b) résultats numérique [26]

- Les résultats de obtenue par essai expérimental montre que la structure étudiée était fortement endommagée .Une large fissure s'est crée à la base des voiles, le béton à éclater et les aciers étaient visibles
- La comparaison avec la position réelle de fissures représentées dans la figure III.28 montre l'efficacité du modèle à prédire les zones critique (endommagement aux couches extrême supérieur à 0.99concentré à la base)

IV Etude de la réponse sismique des murs de contreventement en béton arme réhabilités par des matériaux composites.

IV.1 Introduction

A. Tounsi et E. Adda Bedia [27] ont simulé trois voile renforcé par des plaque en matériau composites CFRP (Carbon Fiber Reinforced Plastic), GFRP (Glass Fiber Reinforced Plastic) et des plaques en acier. la géométrie et les dimensions du voile est représenté sur la figure II.29.

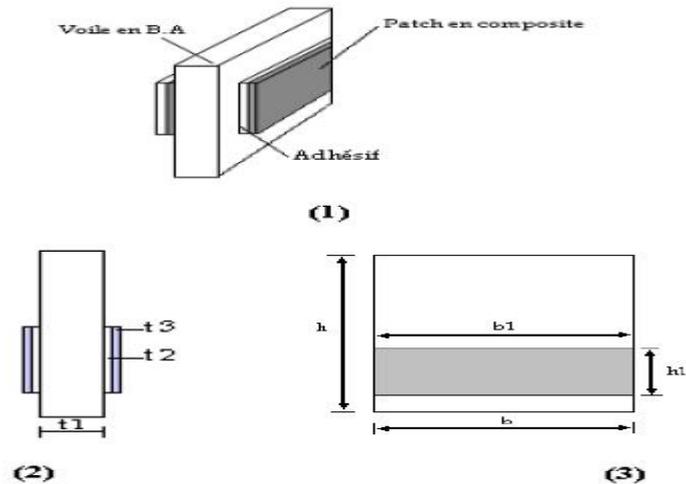


Figure II.29: -Perspective d' emplacement des plaques composites(1)
Emplacement des patches, (2) Vue de face, (3) Vue latérale [27]

En général, les séismes se différencient par leurs accélérations pouvant influencer le comportement des structures. Pour mener l'étude dynamique, trois excitations sismiques ont été choisies : El-Centro, Hachinohe et San Fernando, dont les accélérographes sont donnés par la figure II.30.

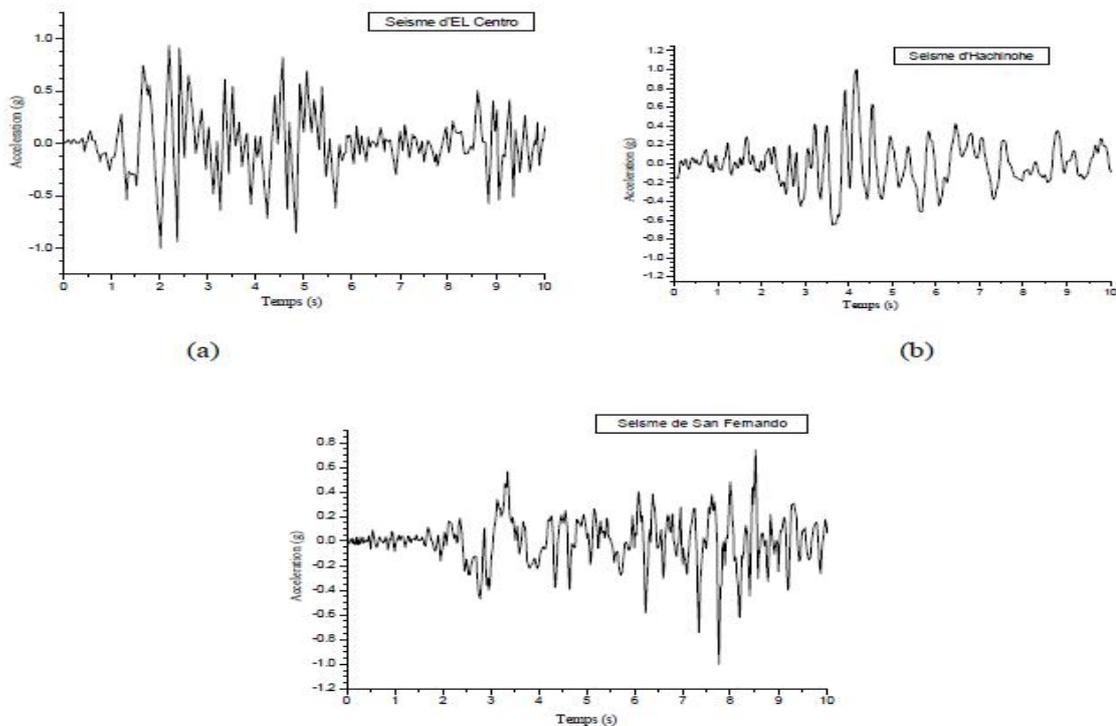


Figure II.30: Accélérographes des séismes (a) El Centro ;(b) Hachinohe et (c) San Fernando [27]

IV .2.Résultats obtenus

Les déplacements maximaux au sommet (m) des différents types de voiles renforcés par CFRP (Carbon Fiber Reinforced Plastic), GFRP (Glass Fiber Reinforced Plastic) et des plaques en acier sont comparées à celles du modèle non renforcé (modèle de référence), sous les divers séismes choisis (El Centro, Hachinohe et San Fernando). Les résultats des déplacements sont portés sur les figures suivant :

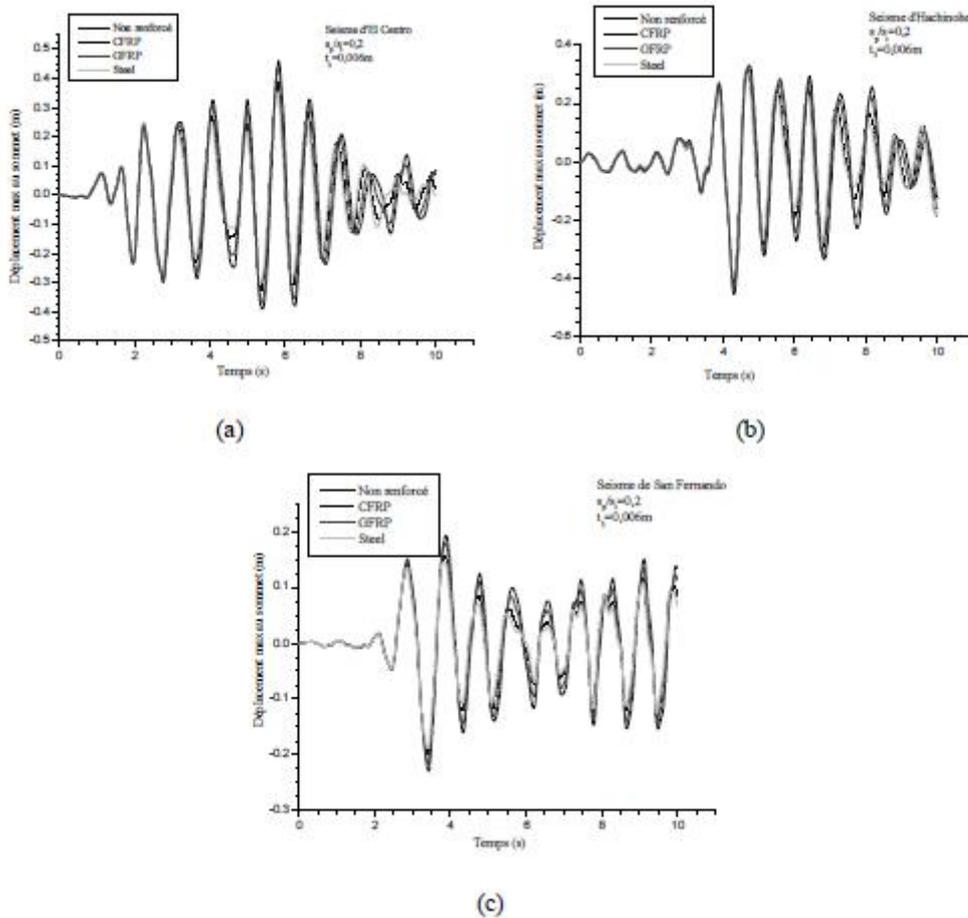


Figure II.31: Effet du type de renforcement sur les déplacements au sommet

(a) El Centro ; (b) Hachinohe ; (c) San Fernando [27]

Conclusion

Les auteurs ont conclu que :

- les déplacements maximaux au sommet présentés dans la figure II.31, les plaques CFRP diminuent les déplacements des murs de contreventement réhabilités avec une réduction avoisinant les 14 %, celles en GFRP d' un taux de 5 % et une forte réduction était obtenue pour les plaques d' acier, environ 20 % .

- L' intérêt principal de la présente analyse est d'étudier l' effet de la réhabilitation des murs de contreventement en béton armé par des matériaux composites sur la réponse sismique des bâtiments élancés. En effet, les structures étaient analysées sous trois (03) types de séisme (El Centro, San Fernando et Hachinohe).

III.1 Introduction

A travers ce chapitre nous allons présenter et interpréter les résultats obtenus sur plusieurs modèles de ferrailages des voiles courts en béton armé.

Dans le but d'évaluer la performance des voiles, plusieurs dispositions des armatures dans ces derniers sont soumises à une analyse dynamique non linéaire. Le chargement dynamique est de type accélérogramme unidirectionnel appliqué dans le code de calcul par élément finis Abaqus.

La première disposition nommé modèle classique ou modèle de référence, son ferrailage est tiré des résultats expérimentaux réalisé par Marier en 1985[28]. La deuxième disposition nommée modèles inclinées qui est similaire avec la première disposition en effectuant des changements dans la disposition des armatures.

Pour la simulation, nous avons choisis le modèle "concre damage plasticity"(CDP) pour le béton et le modèle élasto plastique pour les aciers .Les deux modèles sont implantés dans le logiciel de calcul Abaqus (**ABAQUS 6. 14**)

III.2 Présentation de modèle à simuler

Cinq voiles courts ayant le même élancement ($h/l=1.01$) ont été soumis à des simulations sur ABAQUS. Leurs dimensions sont les suivants :

- La hauteur totale du voile (h_e) est de 1.2m.
- La longueur (l) est de 1.18m.
- L'épaisseur(a) est de 0.1m.
- La semelle est d'une profondeur 0.36m et d'une longueur de 1.7m
- Une partie du plancher de 1.7 m de longueur, de 0.7 m de largeur et de 0.24 m d'épaisseur repose sur la tête du voile.

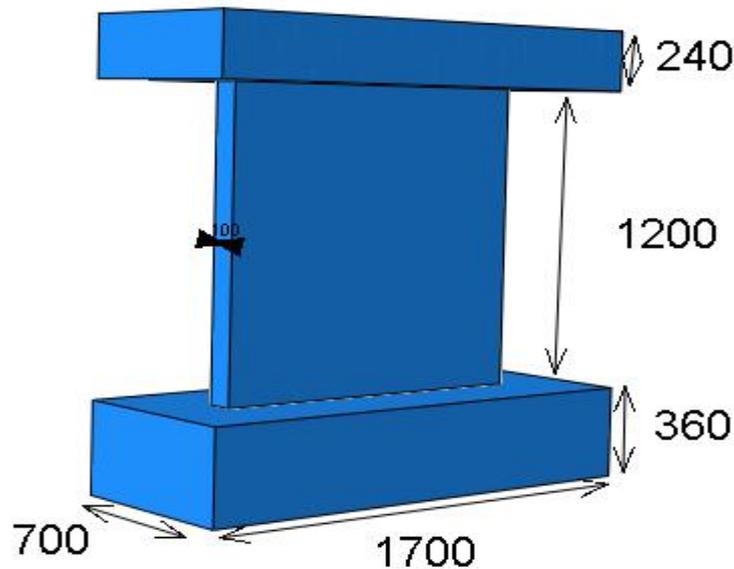


Figure III.1: Dimensions et géométrie des voiles.

Pour ce modèle Cinq voiles sont étudiés :

- Voile 1 : avec un ferrailage classique FC
- Voile 2 : avec un ferrailage diagonale FR 45°
- Voile 3 : avec un ferrailage diagonale FR50°
- Voile 4 : avec un ferrailage diagonale FR60°
- Voile 5 : avec un ferrailage diagonale FR70°

III.2.1 Maillage

Le voile est maillé avec la technique de maillage structuré .cette technique comporte des éléments linéaires solides HEX8 (élément abaqus, composé de huit nœuds, ayant chacun six degré de liberté) .la dimension d'un élément solide est de 2.5 dans les trois directions de l'espace .Les barres d'aciers sont maillées avec des éléments poutre 3D. Ces élément sont des éléments géométriques composé de deux nœuds, ayant chacun six degré de liberté.

III.2.2 Chargement

Les structures de génie civil ne sont pas seulement sollicitées par des chargements statiques, elles sont aussi très souvent soumises à des sollicitations dynamiques, c'est à dire des sollicitations dont l'intensité, la direction ou la position varie en fonction du temps.

Dans le but reproduire l'effet de l'effort sismique, on est amené à solliciter les cinq voiles à la base par un accélérogramme d'une durée de 30 secondes, séisme enregistré lors du séisme de Boumerdès 2003 [29].

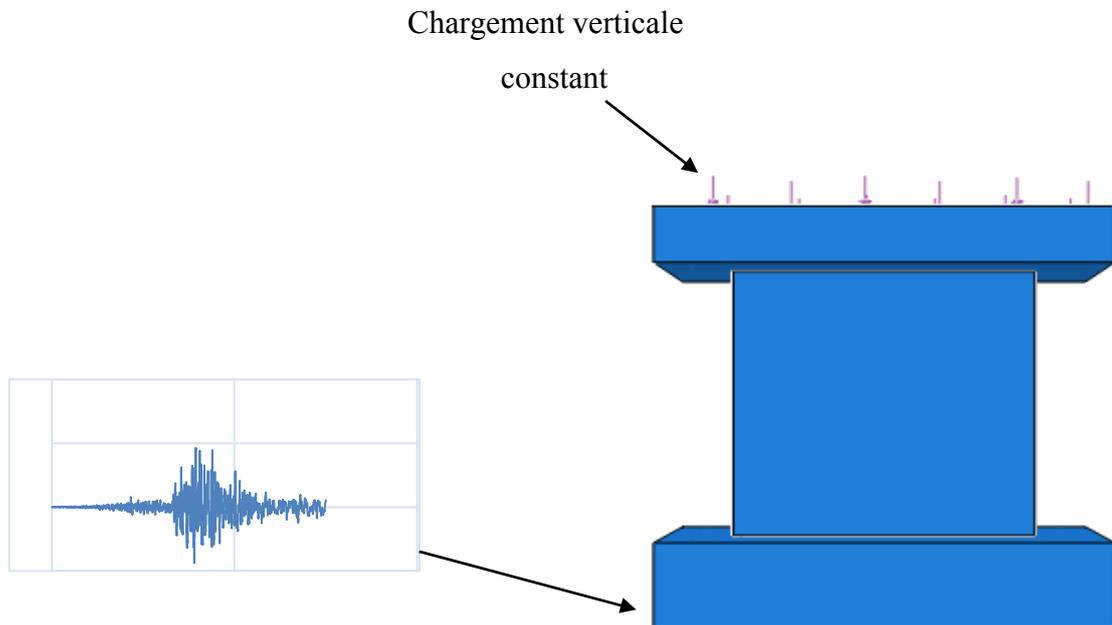


Figure III.2: Le chargement appliqué.

Le signal sismique du séisme Boumerdès est illustré sur la figure suivante

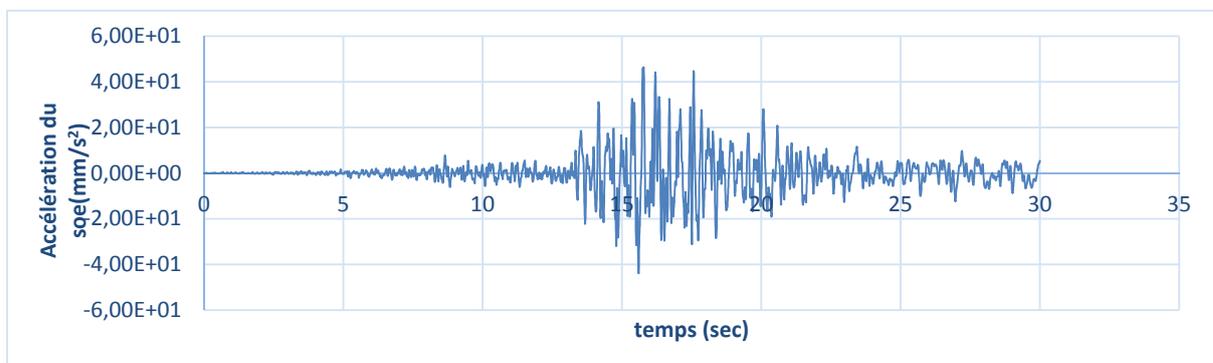


Figure III.3: Détail de signal sismique du séisme Boumerdès [29]

III.2.3 Caractéristiques mécanique des matériaux utilisés :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux aciers et béton sont donnés dans le tableau suivant :

Caractéristique mécanique de l'acier				
Module du young E (Mpa)	Coefficient du poisson ν	Contrainte élastique (Mpa)	Contrainte à la rupture (Mpa)	Densité ρ Kg/mm ³
209000	0.3	574	764	7.8 E-006
Caractéristique mécanique du béton				
Module du young E (Mpa)	Coefficient du poisson ν	Résistance à la compression (Mpa)	Contrainte élastique en traction (Mpa)	Densité ρ Kg/mm ³
36600	0.18	37	2.52	2.4 E-006

Tableau III.1 : Propriétés des matériaux utilisés

III.2.4 Présentation des ferrailages

Cinq voiles seront étudiés avec cinq ferrailages différents. Dans Le premier modèle, le voile est considéré comme un voile de référence, ferrillé avec la méthode classique, son ferrailage est tiré des résultats expérimentaux réalisé par Maier en 1985 [28] , le détail du ferrailage est donné dans la figure suivant:

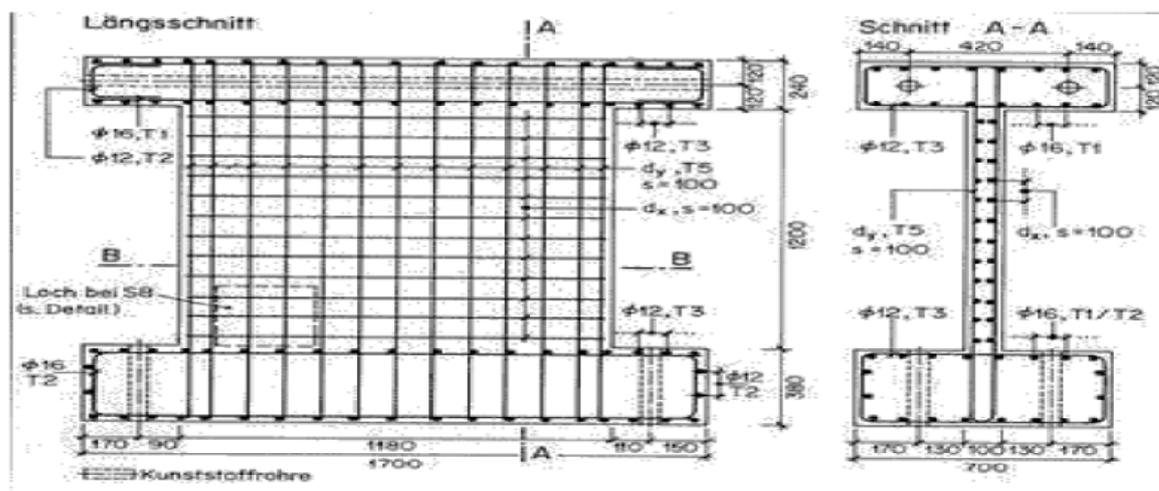


Figure III.4: Ferrailage classique du modèle de voile (Maier 1985)[28].

- 13 barres verticales en HA8 réparties en deux nappes, dans toute la section transversale du béton, avec une barre à chaque extrémité répartie en une seule nappe.
- 12 barres horizontales en HA8 répartie en deux nappes avec un espacement de 100mm.

La courbe force – déplacement donnée par l'expérimental pour ce voile ferrailage classique est représenté sur la figure III.5

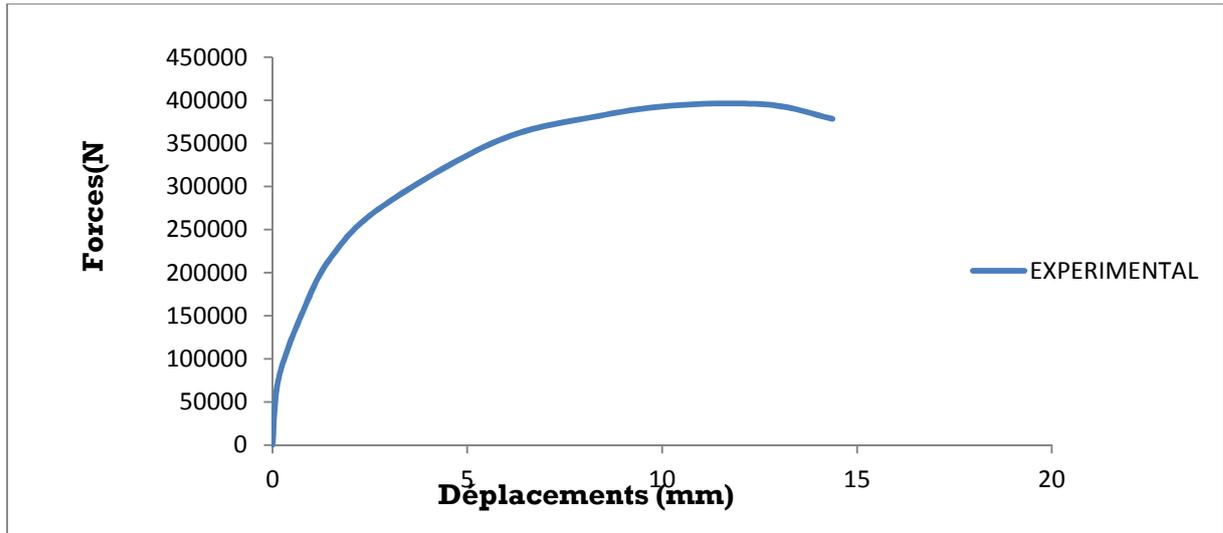


Figure III.5: Courbe force-déplacements du voile FC donnée par l'expérimental [28]

Dans ce travail, nous intéressons à l'étude de l'influence de l'inclinaison des armatures sur le comportement du voile en béton armé. Afin de vérifier la technique développée, nous avons utilisé des modèles inclinés en faisant référence au modèle classique.

Le ferrailage de modèle incliné «FR 45°» est le suivant :

- 34 barres inclinées de 45° en Ø8 répartie en deux nappes
- 2 barres verticales en Ø8, espacées de 12 cm par rapport à l'extrémité du voile.

Le ferrailage de modèle incliné «FR 50°» est le suivant :

- 34 barres inclinées de 45° en Ø8 répartie en deux nappes
- 2 barres verticales en Ø8, espacées de 12 cm, qui constituent le potelet de l'extrémité

Le ferrailage de modèle incliné «FR60°» est le suivant :

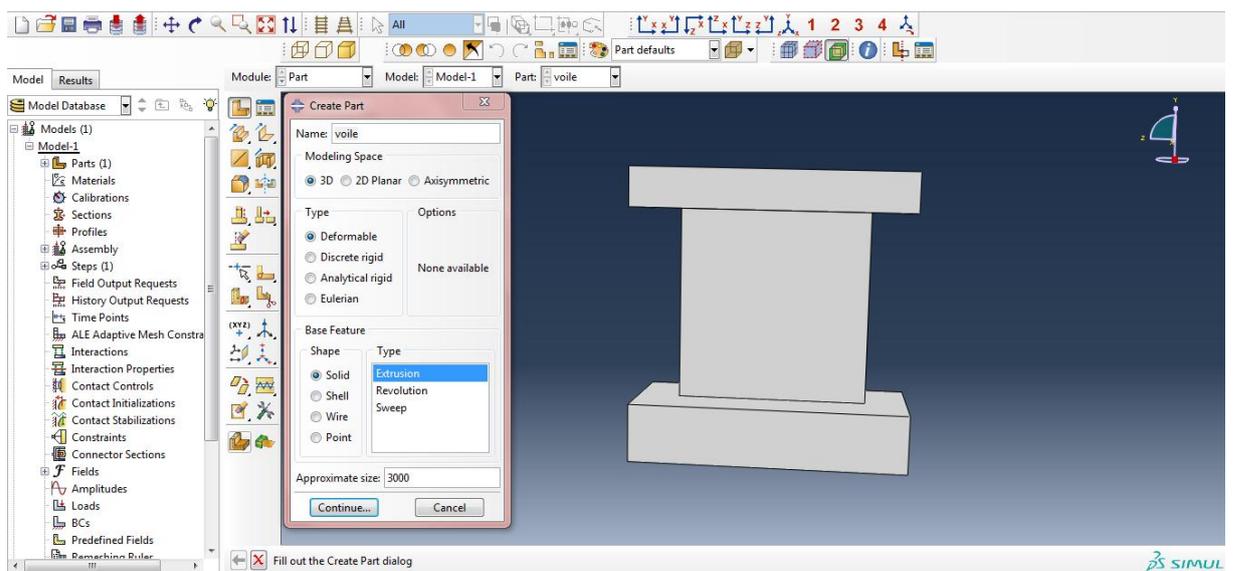
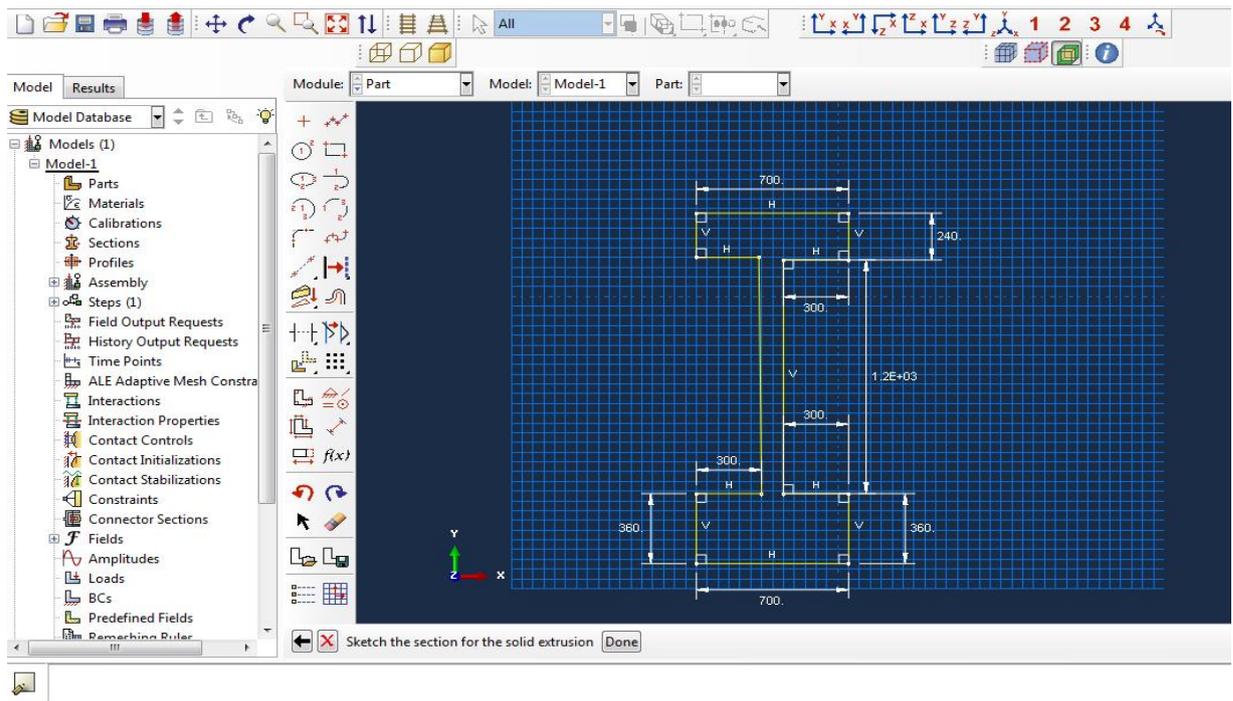
- 34 barres inclinées de 45° en Ø8 répartie en deux nappes
- 2 barres verticales en Ø8, espacées de 12 cm par rapport à l'extrémité du voile.

Le ferrailage de modèle incliné «FR70°» est le suivant :

- 34 barres inclinées de 70° en Ø8 répartie en deux nappes
- 2 barres verticales en Ø8 , espacées de 12 cm par rapport a l'extrémité du voile.

III.2.5 Les étapes de la modélisation

➤ **Dessiner le modèle :** le module PART permet de créer tous les objets géométriques nécessaires au problème.



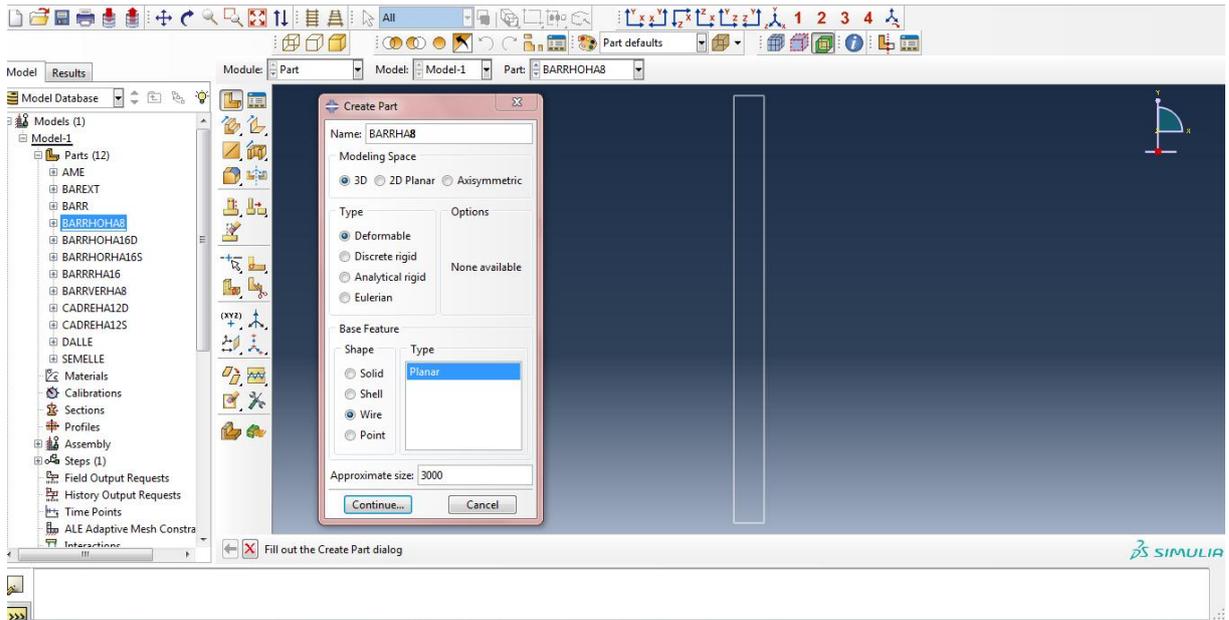


Figure III.6: Module PART

➤ Affecter les propriétés matériau à l'objet

- Créer le matériau
- Créer les sections sur les quelles appliquer ces matériaux
- Affecter les matériaux aux sections correspondantes

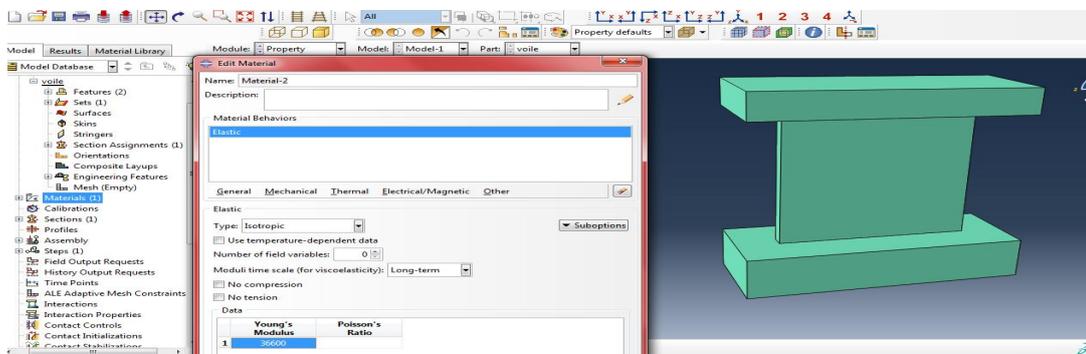
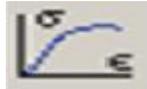


Figure III.7: Module PROPERTY

➤ **Assembler le modèle** : lorsqu'on crée une partie, il existe dans son propre système de coordonnées, indépendant des autres parties dans le modèle. L'utilisation rassemble toutes les pièces avec "**Create Instance**" afin de modéliser le phénomène physique.

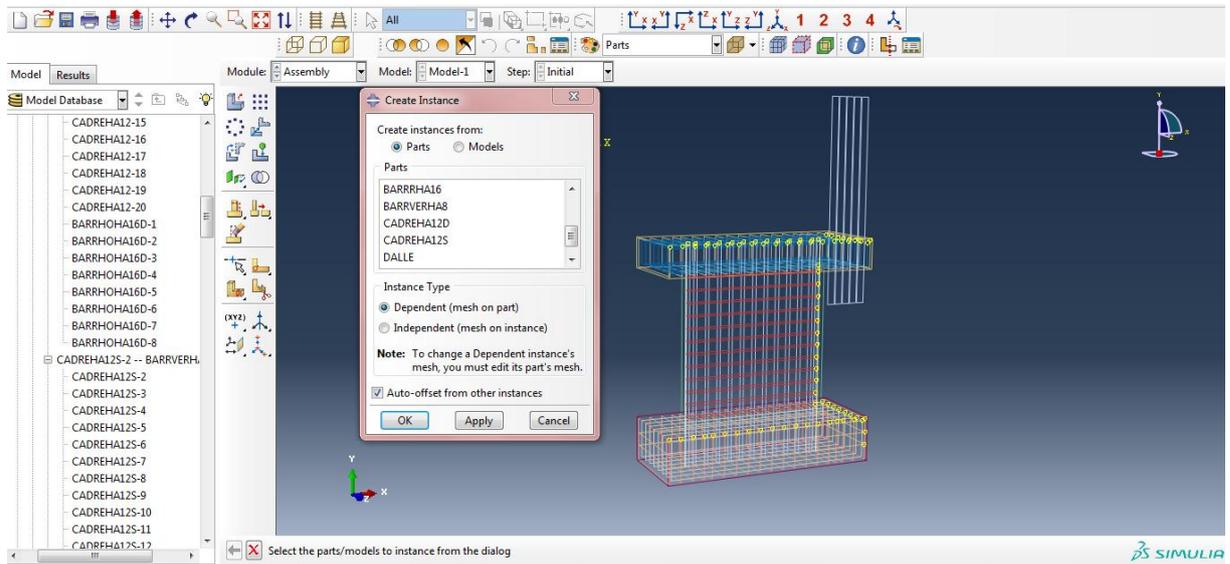


Figure III.8: Module ASSEMBLAY

➤ **Définir les étapes d'analyse** : On utilise le module STEP pour créer et configurer les étapes d'analyses. La séquence de STEP offre un moyen pratique pour saisir les chargements dans un modèle, et de demandes de sortie associées (contraintes, déplacements, déformations...).

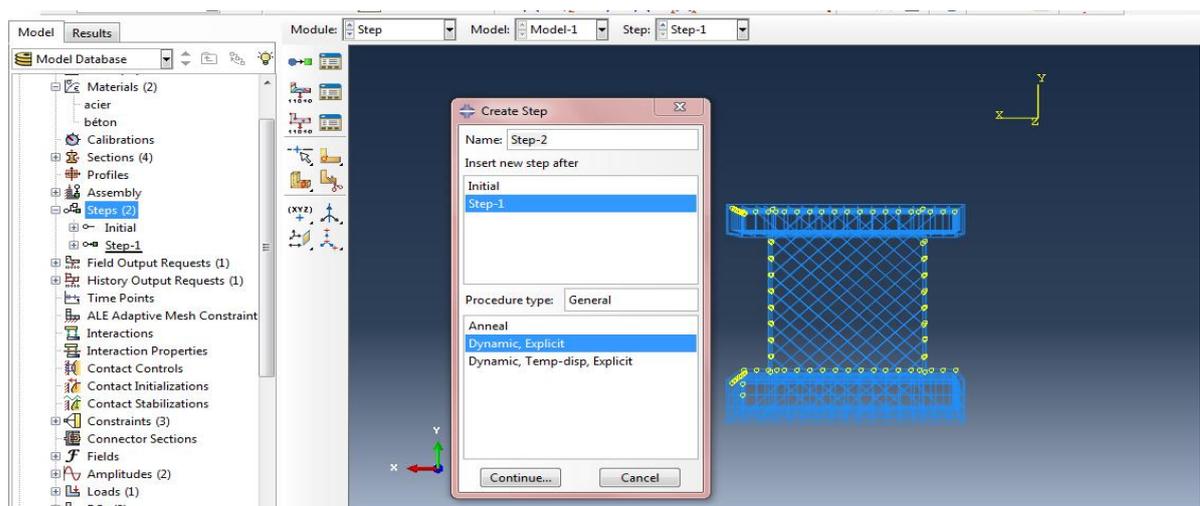


Figure III.9: Module STEP

➤ **Crée les interactions entre les instances** : le module interaction permet de spécifier toutes les interactions entre chaque pièce et introduit les premières

hypothèses portant sur les contacts, les contraintes et les connections éventuelles, la procédure de spécification des interactions est la suivante :

- Créer les surfaces.
- Définir les types de contacts.
- Associer des surfaces avec des types de contact.

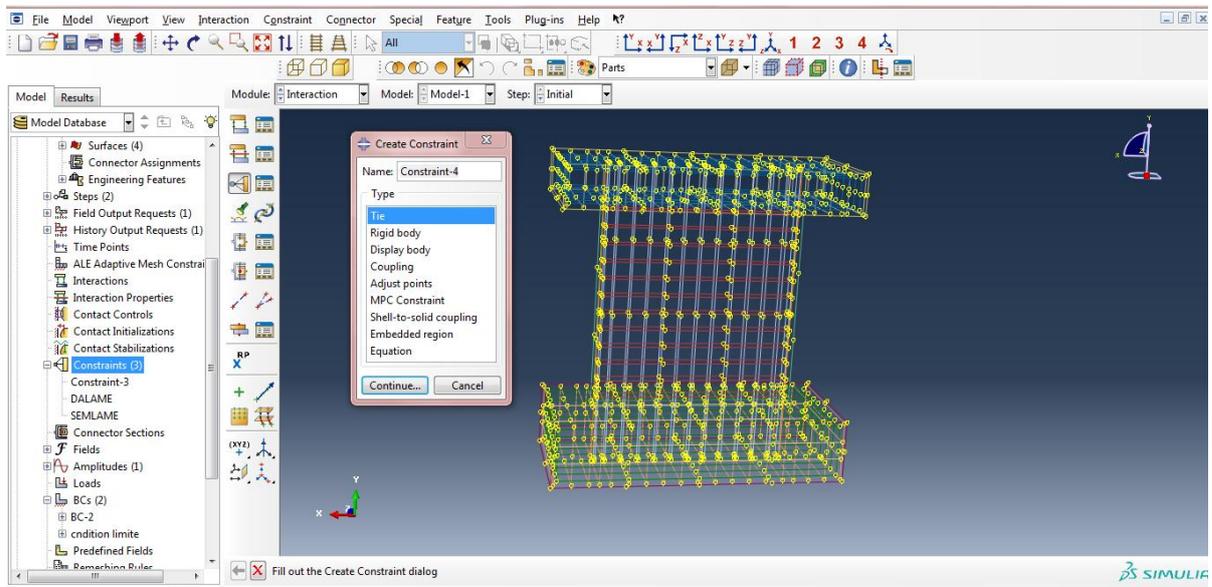


Figure III.10: Module INTERACTION

➤ **Appliquer les conditions aux limites et les chargements :** le module LOAD permet de spécifier tous les chargements, conditions aux limites et champs.

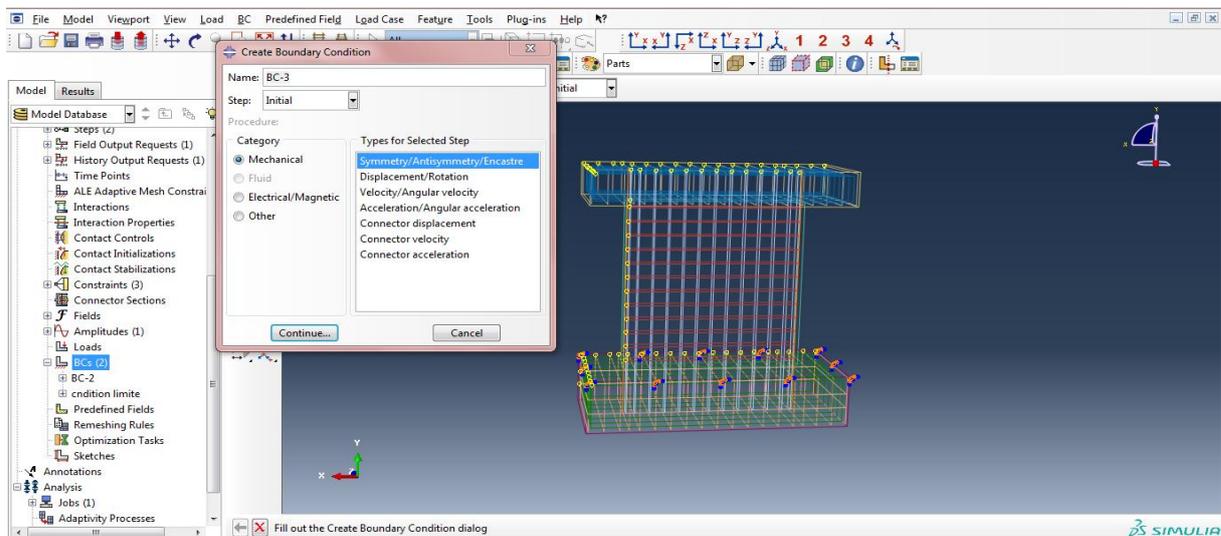


Figure III.11: Module Boundary condition

➤ **Mailler le modèle** : le module MECH contient des outils qui génèrent un maillage éléments finis sur un assemblage :

- Partitionner le modèle.
- Choisir les techniques de maillage.
- Choisir les types d'éléments.
- Discrétiser le modèle.
- Mailler le modèle.

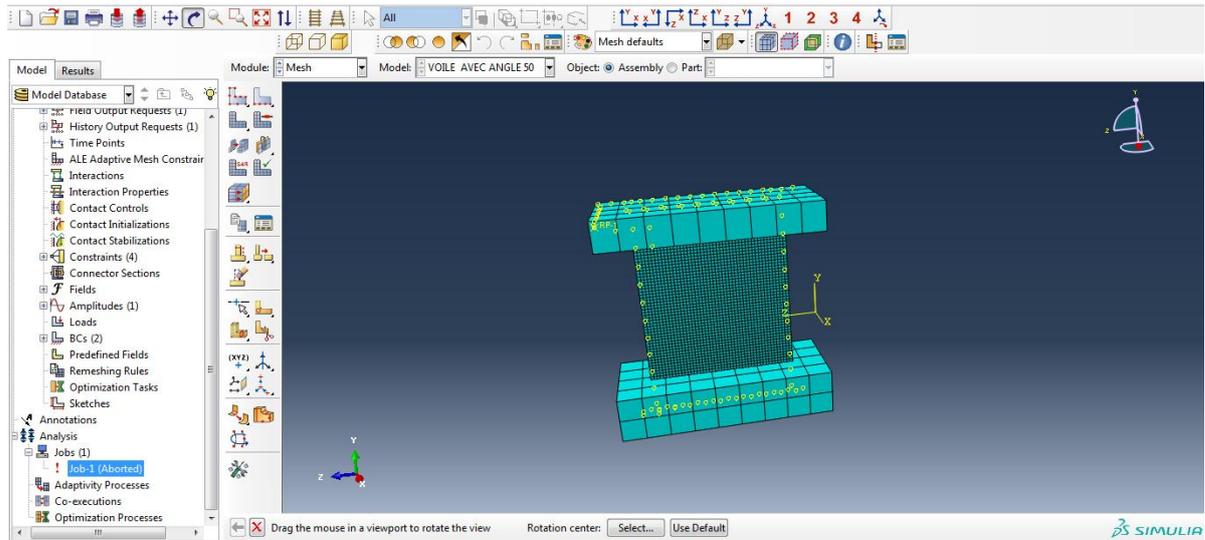


Figure III.12: Module MESH

➤ **Créer et soumettre à un calcul** : une fois que toutes les tâches de définition du modèle ont été réalisées, il faut utiliser le module JOB pour analyser ce modèle. On lance le calcul à l'aide du module JOB, qui reprend les caractéristiques de ce calcul à partir du module STEP.

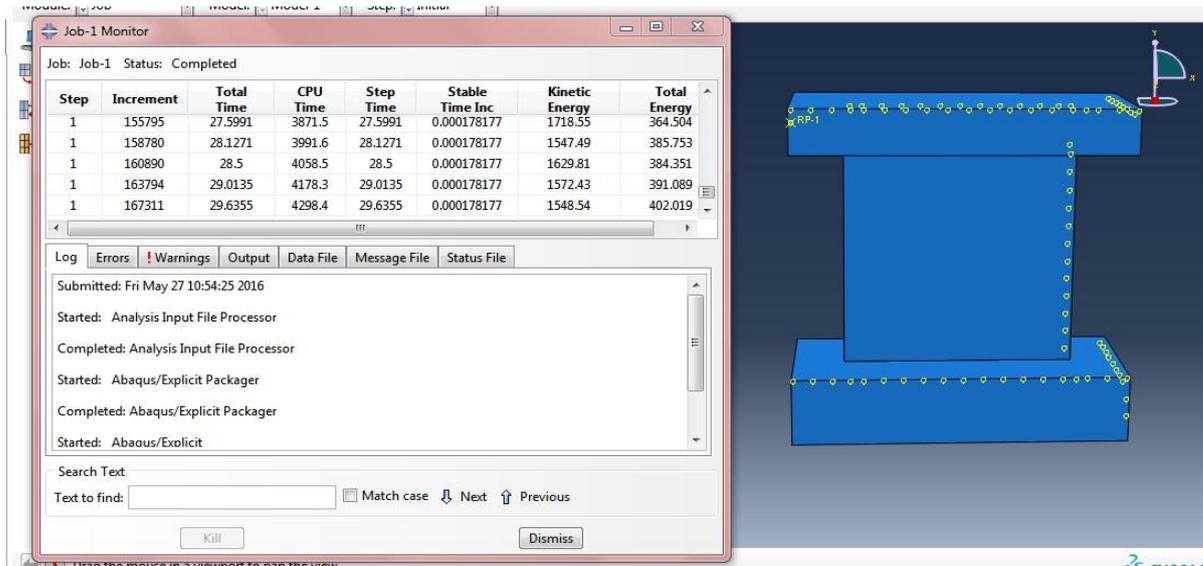


Figure III.13: Module JOB

- **Visualiser les résultats** : Le module visualisation permet l’affichage graphique ou numérique des résultats de l’analyse.

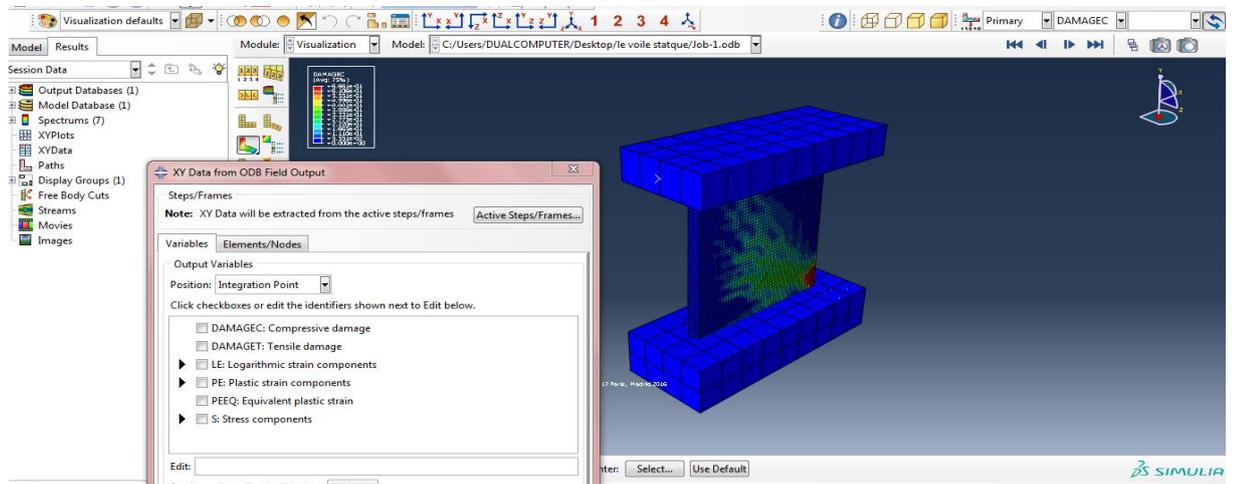


Figure III.14: Module VISUALISATION

III.3 Présentation des différentes dispositions des armatures dans les voiles

Dans cette partie, nous allons présenter quelques dispositions d’armatures pour les voiles courts en béton armé. La première disposition dit modèles classique qui est considéré comme notre modèle de référence. la deuxième disposition est la disposition des modèles inclinés «MI» qui

consiste à placer des barres inclinées dans les deux sens du voile avec une variation de l'angle d'inclinaison.

La figure suivante illustre la disposition des armatures dans le modèle «MC» et les modèles «MI»

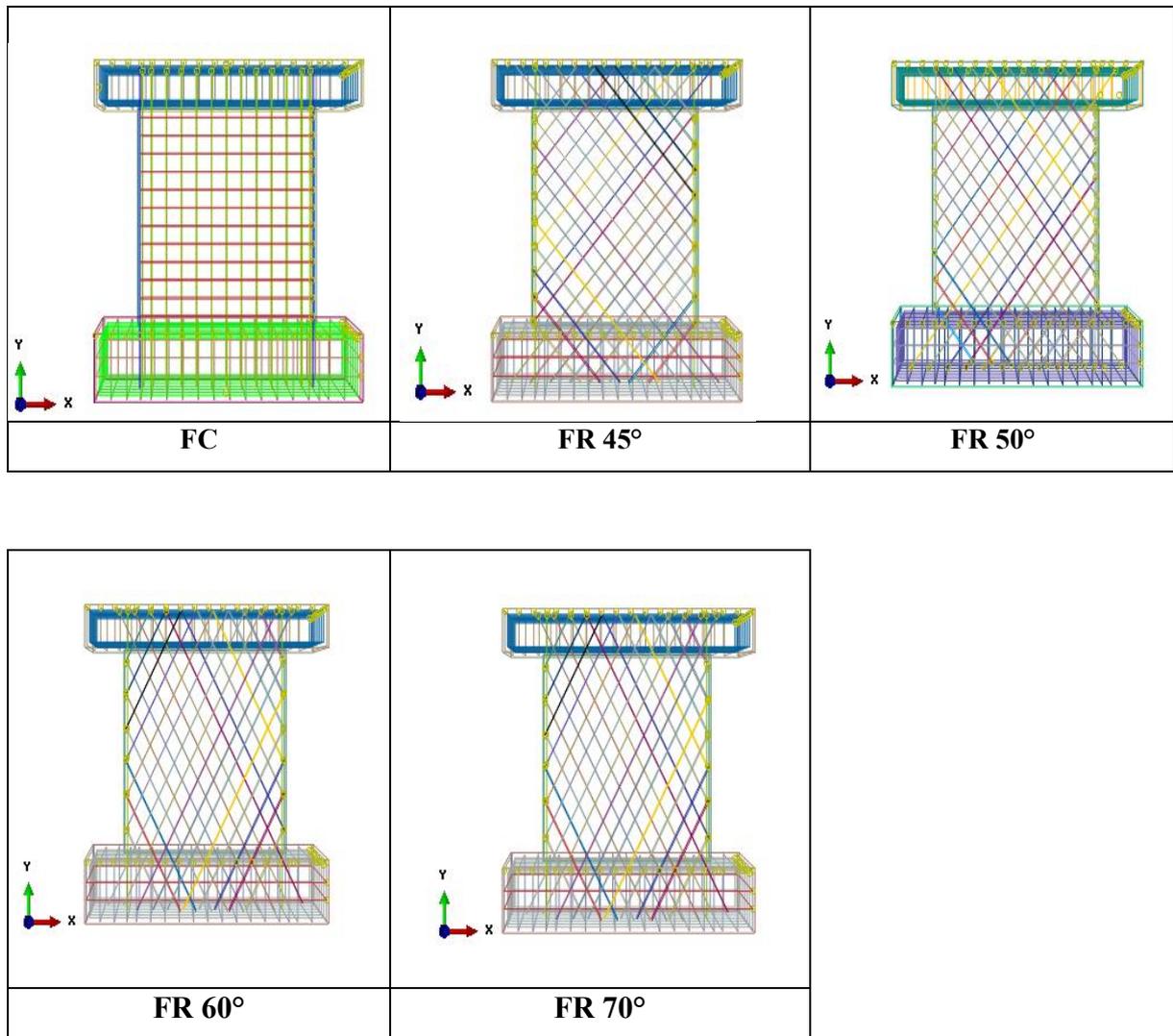


Figure III.15: Illustration de la disposition des armatures dans les différents voiles étudiés.

III.4 Résultats et discussions

III.4.1 Validation du comportement du voile par rapport à l'expérimental

Le voile de Maier [28] est simulé en utilisant le code de calcul Abaqus en 3D. Le comportement du béton est modélisé en adoptant un modèle implémenté dans le code nommé (Concrete Damaged plasticity), Un modèle élasto-plastique est choisi pour la modélisation des

armatures. Les caractéristiques géométriques et mécaniques sont présentées en dessus et détaillé par Maier en [28] . Le voile est sollicité par un chargement vertical constant de 325 Kn et une autre force horizontale de 13 mm pilotée en déplacement imposé comme présenté sur la figure III.16.

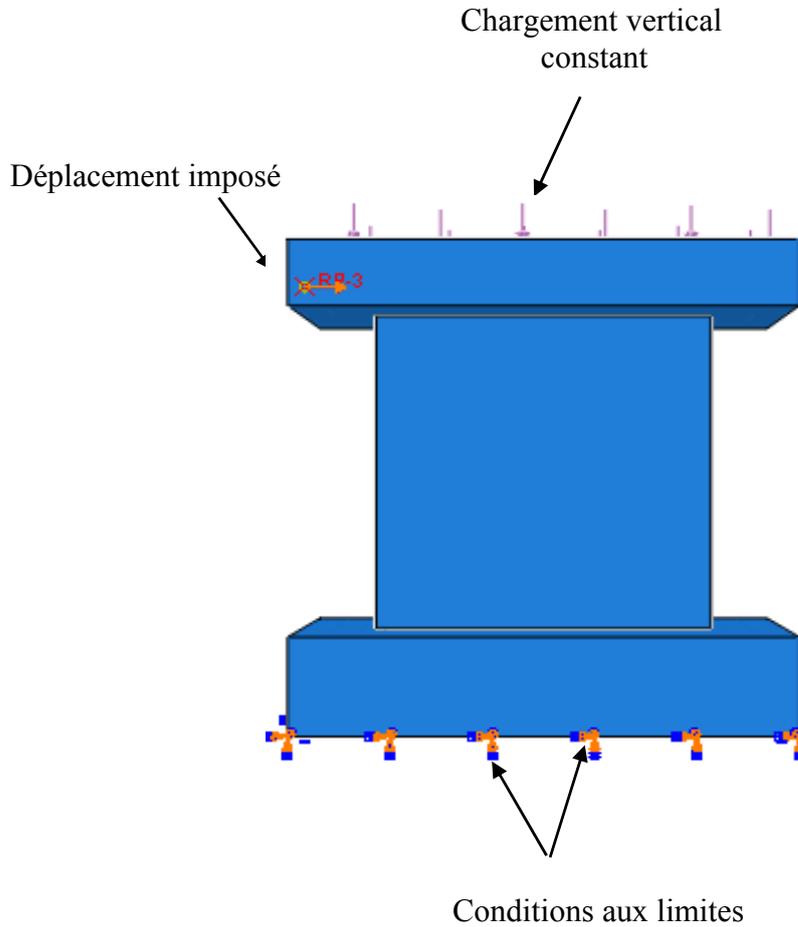


Figure III.16:Détails du chargement[28].

❖ Résultat force-déplacement

Le résultat obtenu a été comparé au résultat expérimental présenté par Maier [28] . La superposition des deux courbes (expérimentale et numérique) est présentée sur la figure III.17.

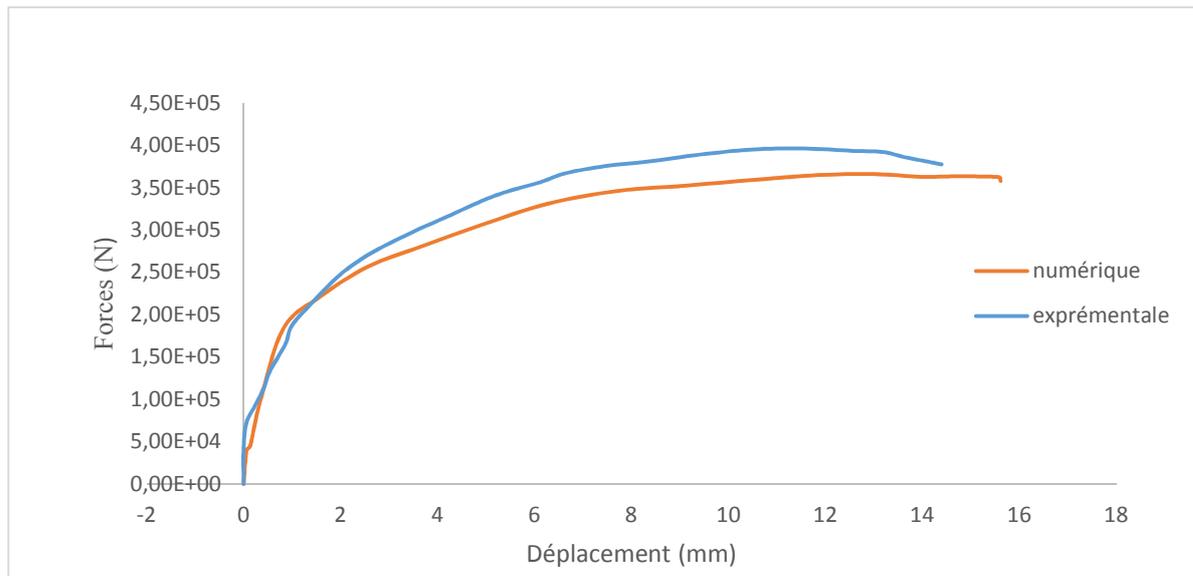


Figure III.17: Superposition des courbes expérimentale et numérique

LA figure (III.17) met en évidence une très bonne corrélation entre le résultat expérimentale et numérique en terme de comportement global (force-déplacement). Ces derniers ont montré un comportement qui peut être subdivisé en deux phases : une phase élastique jusqu'à à une charge de 200KN correspondant à un déplacement de 1.5mm, dans cette partie les courbes sont presque confondues, ce qui nous conduit à dire que le modèle numérique à reproduit le comportement expérimental d'une manière satisfaisante dans cette phase. Au-delà de cette charge, le modèle élément fini sous-estime légèrement la réponse du voile en terme de charge.

III.4.2Analyse dynamique

Dans le but reproduire les effets de l'effort sismique, on a appliqué un accélérogramme de Boumerdès multipliée par un coefficient de 0.7, les résultats de la multiplication de ces valeurs nous conduit à avoir un autre accélérogramme présenté sur la figure III.18.

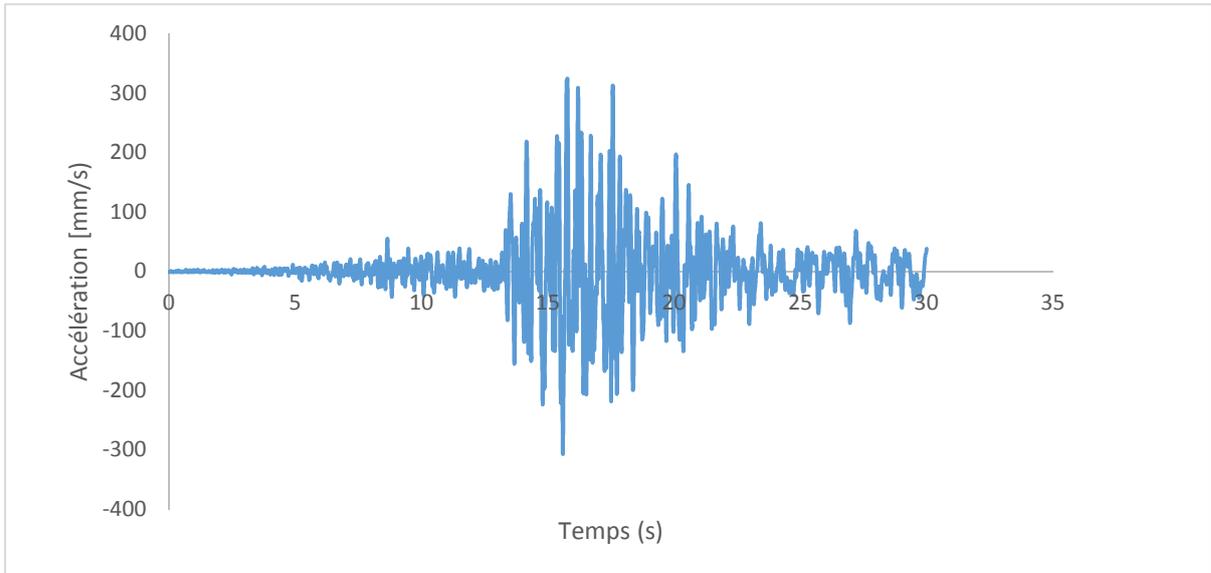


Figure III.18: Accélérogramme utilisé [29].

III.4.2.1 Evolution des contraintes et des déplacements dans le FC

❖ Evolution du déplacement au sommet fonction du temps de calcul

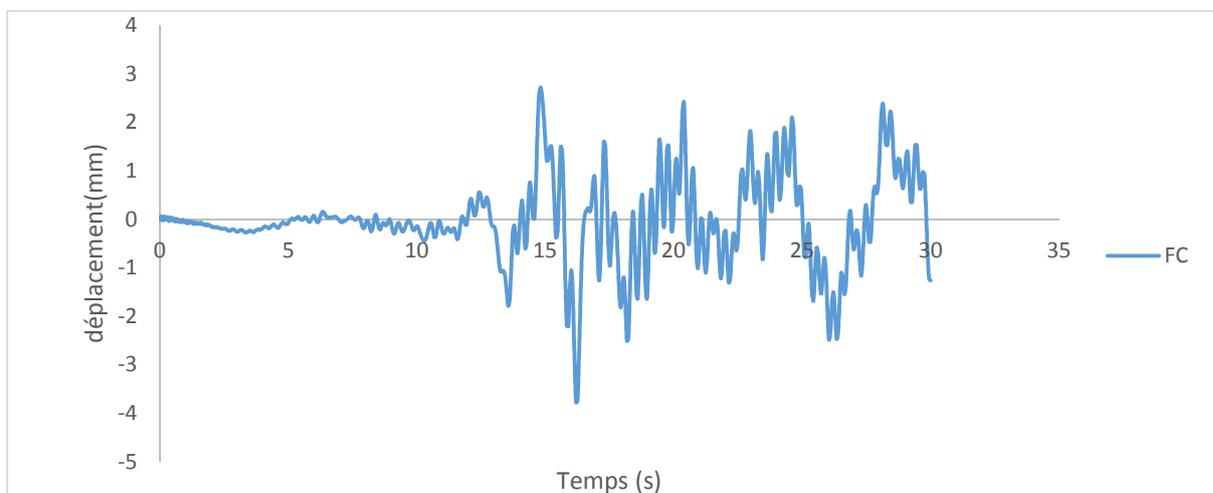


Figure III.19: La courbe déplacement-temps de voile FC

La figure (III.19) montre que les différents déplacements induit par le séisme s'évolue en fonction de l'accélération appliqué, on remarque qu'à $t=7.5s$ on enregistre de faible pulsation, le déplacement maximal au sommet est enregistré à $t=17s$. A partir de cet instant, les déplacements varient des valeurs positives aux valeurs négatives, ces dernières résultent de la variation aléatoire des accélérations issues de l'accélérogramme utilisé appliquées à la base du voile.

❖ Evolution de la Propagation des déplacements de chaque point dans le voile :

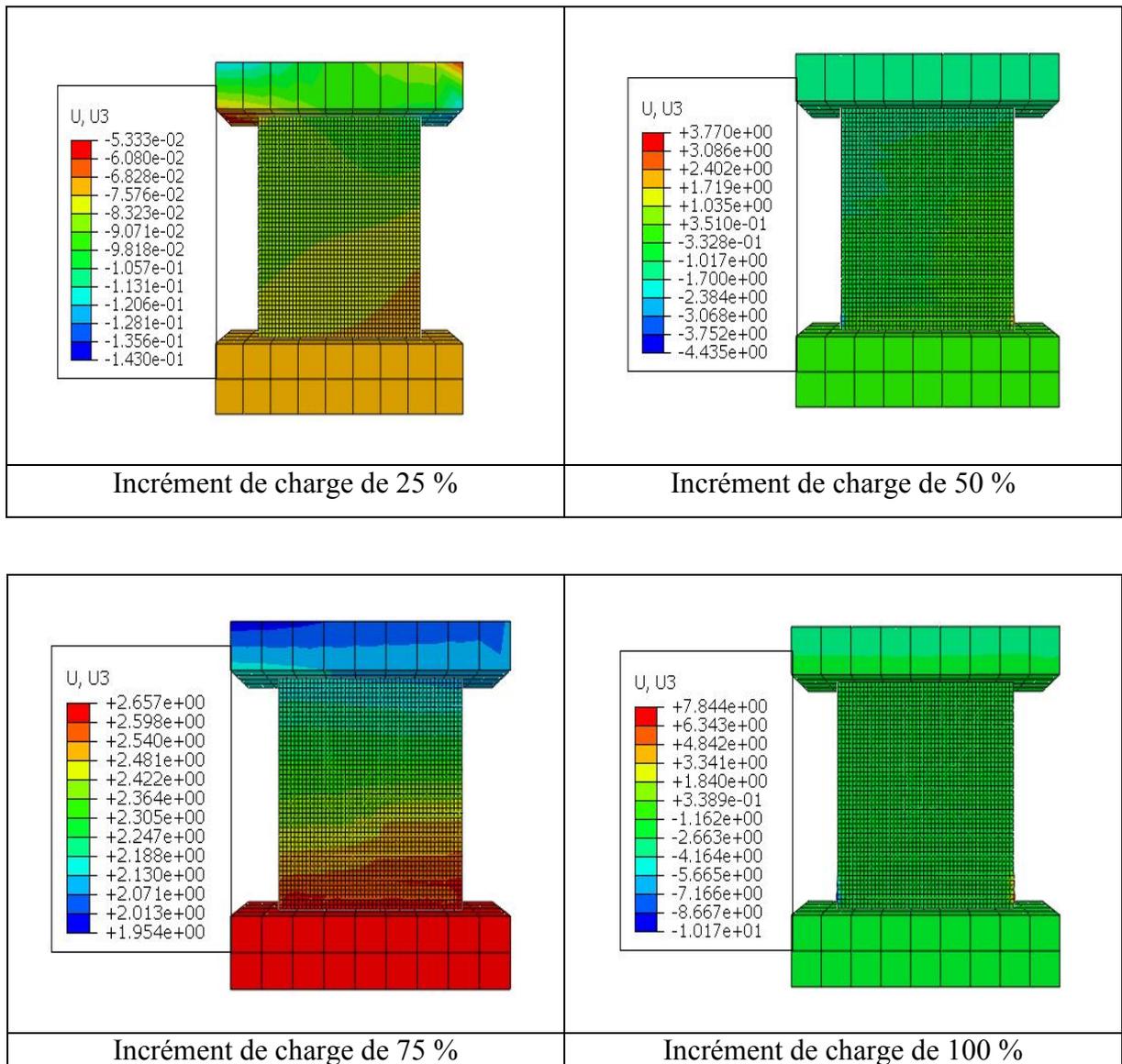


Figure III.20: Evolution des déplacements dans le FC.

La figure (III.20) présente l'évolution des déplacements dans le voile (FC). Un déplacement de l'ordre 10^{-2} est obtenu pour un incrément de temps 25%, au voisinage de 50% du temps de calcul, les déplacements atteignent des valeurs plus importante, cela peut être expliqué par les accélérations maximale appliquées à cet instant. Au de-là une réduction et augmentation des déplacements maximaux respectivement pour les incréments 75% et 100% est visualisée, ce qui est très logique vu que le comportement gouverné est sismique (chargement-déchargement).

❖ Evolution des dommages dus à la traction

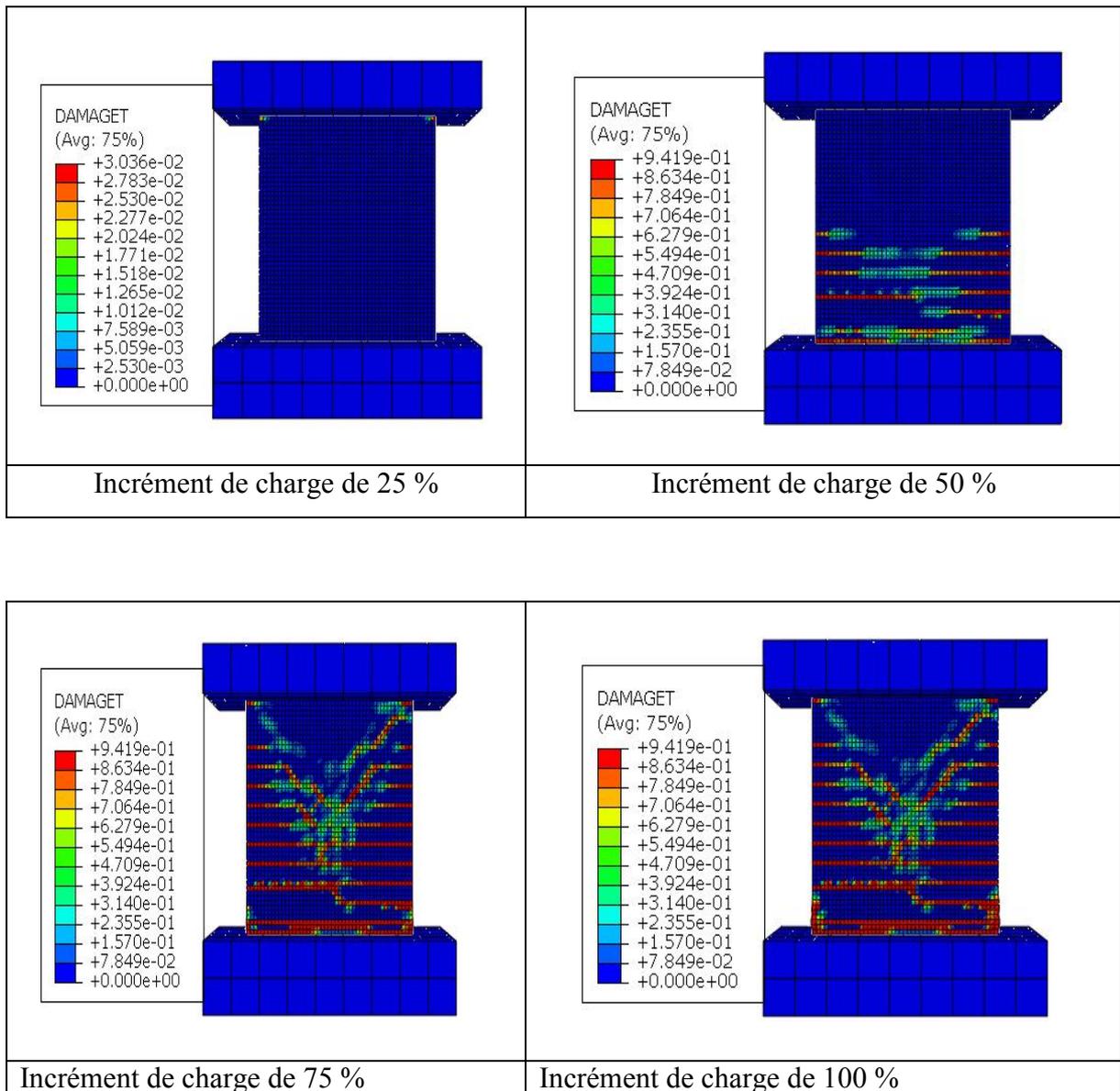


Figure III.21: Evolution des dommages dus à la traction pour FC.

La figure (III.21) présente l'évolution des dommages en traction pour FC, l'initiation des dommages très faibles est observée au niveau de l'intersection de la semelle supérieure et l'âme pour un incrément de temps de 25%, à 50% du chargement des fissures horizontales sont propagées, cela nous montre un comportement de flexion pour le voile. A partir de 75%, le voile subi des dommages important avec une propagation des fissures de flexion vers la partie supérieur de l'âme et naissance des fissures diagonales a la partie supérieure de l'âme d'où le comportement se transforme à un couplage de flexion-cisaillement.

❖ Evolution des dommages dus à la compression

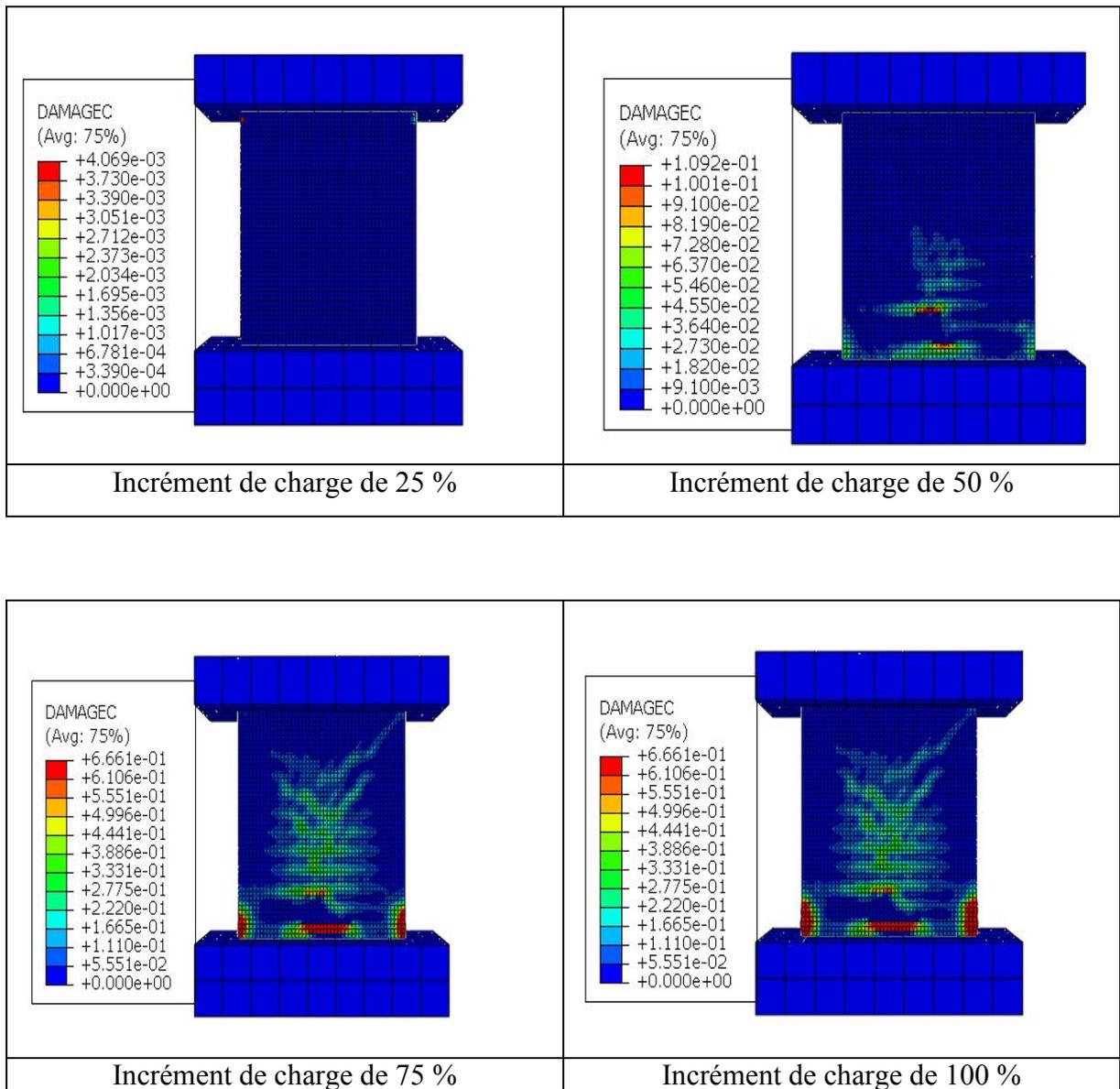


Figure III.22: Evolution des dommages dus à la compression pour FC

La figure (III.22) présente l'évolution des dommages dus à la compression pour FC, une initiation des dommages dans le voile à l'incrément de 25% du temps de calcul, à 50% une concentration des dommages à la base de l'âme est remarquée. A partir de 75%, les dommages se propagent vers la zone centrale de l'âme avec une valeur de 0.661, à ce stade les deux extrémités de l'âme sont très endommagées.

❖ Evolution des contraintes dans le béton

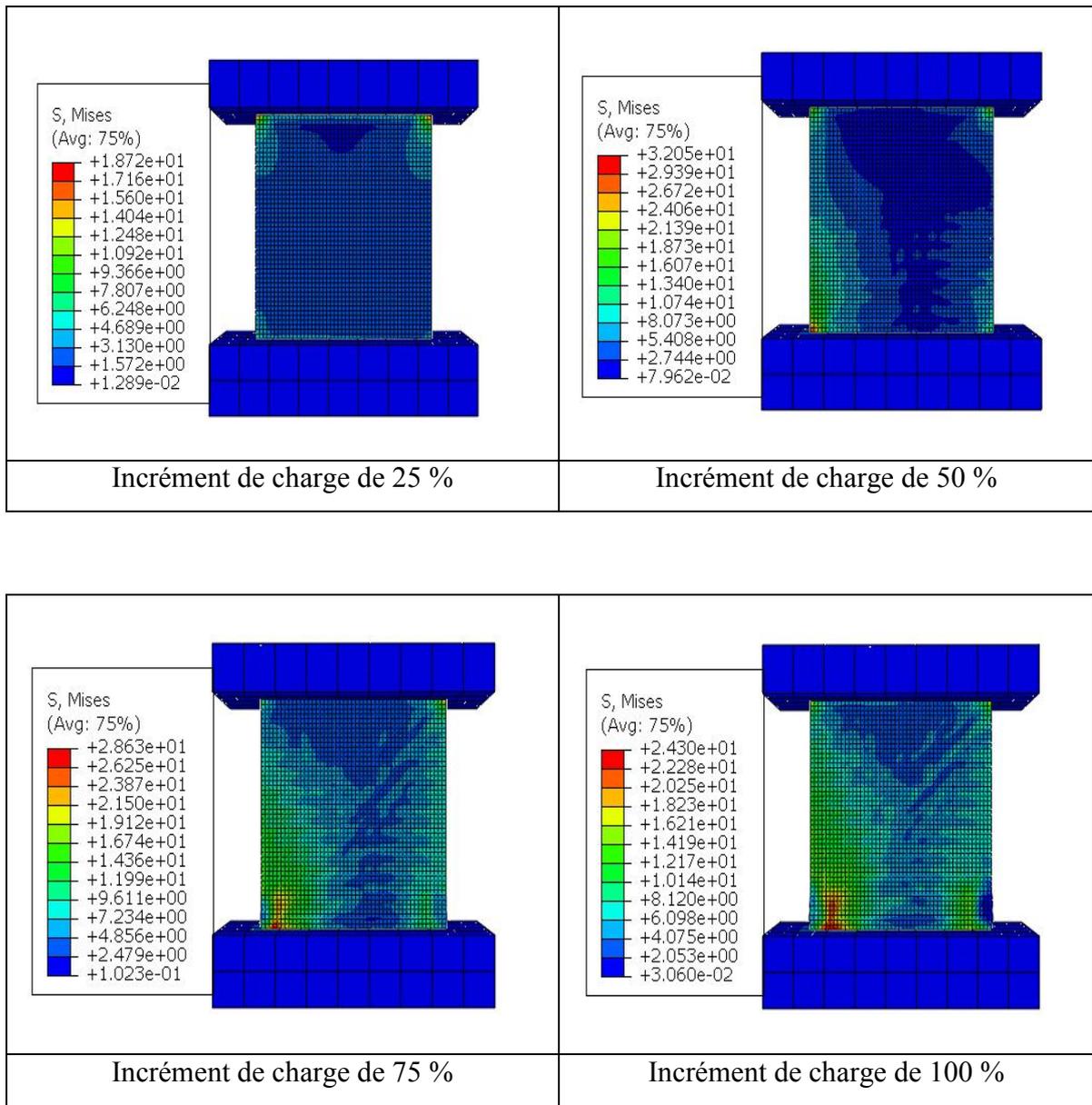


Figure III.23: Evolution des contraintes dans le béton pour FC

La figure (III.23) présente l'évolution des contraintes dans le béton pour FC, à 25% du temps de calcul des contraintes très faibles sont obtenues au niveau de la partie supérieure de l'âme. à 50 %, une propagation importante des contraintes dans la base de l'âme atteignons une valeur de 32 Mpa, à partir de 75% une propagation des contraintes vers la partie supérieure de l'âme du voile est observée.

❖ Evolution des contraintes dans les aciers

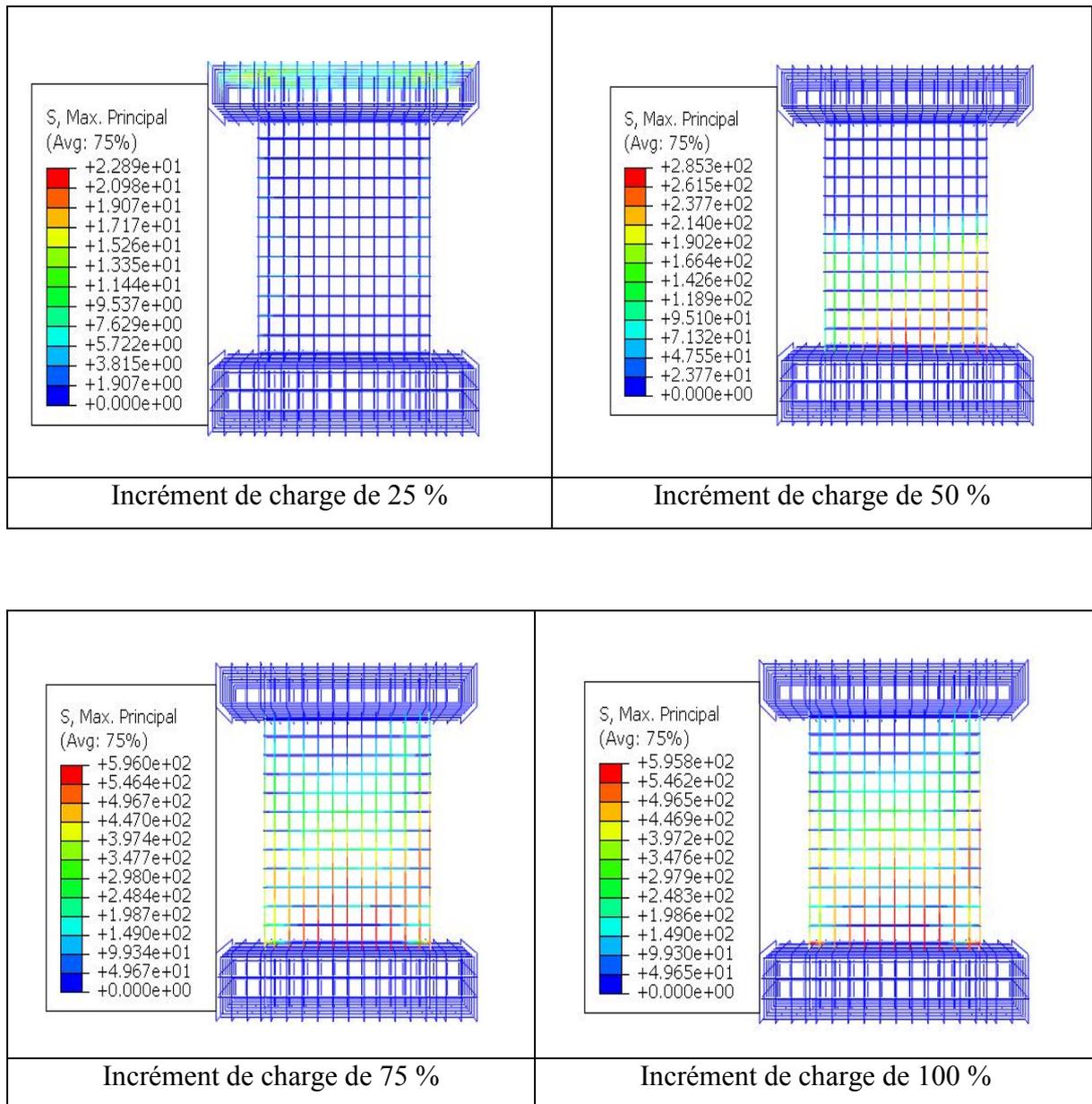


Figure III.24: Evolution des contraintes dans les aciers pour FC

La figure (III.24) présente l'évolution des contraintes dans les aciers pour FC, une initiation des contraintes dans la semelle supérieure du voile à l'incrément de 25%, cela peut être expliqué par le chargement verticale appliqué, à 50 % une concentration de contraintes dans la base de l'âme est observée, une valeur de 285.3 MPa est atteinte à cet 'instant. A Partir de 70% on remarque une propagation importante des contraintes sur le long de tout la partie de l'âme de la base du voile vers la partie supérieur avec une valeur de 596 MPa.

III.4.2.2 Distribution de l'endommagement dans le béton

Le modèle élément finis utilisé pour la modélisation du comportement mécanique du béton permet de représenter l'état d'endommagement des éléments considérés. A cet effet, une analyse numérique et comparative du comportement du voile court est réalisée à travers l'évolution des déplacements et les dommages dus à la compression et à la traction pour différents types des ferrillages du voile.

❖ Déplacements

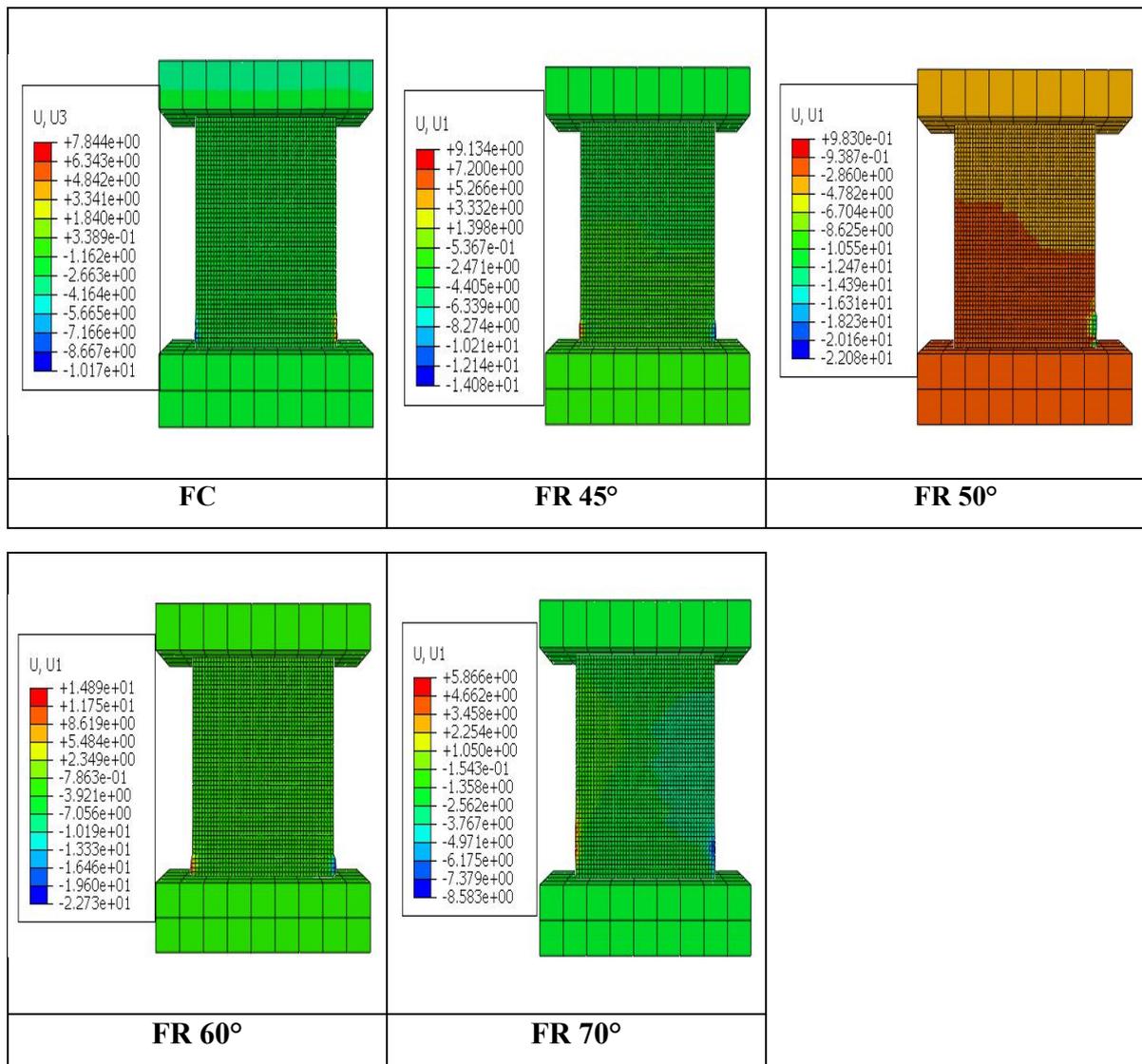


Figure III.25: Représentation des déplacements dans les différents voiles étudiés.

La figure (III.25) présente la comparaison des déplacements entre les Cinq voiles étudiés, les voiles présentent presque les mêmes déplacements avec une différence minime, cela peut être

expliqué par le chargement aléatoire appliqué. vu que le chargement est dynamique les déplacements sont très faible alors on ne voit pas clairement l'apport de cette technique en terme de déplacement.

❖ Dommages dus à la traction

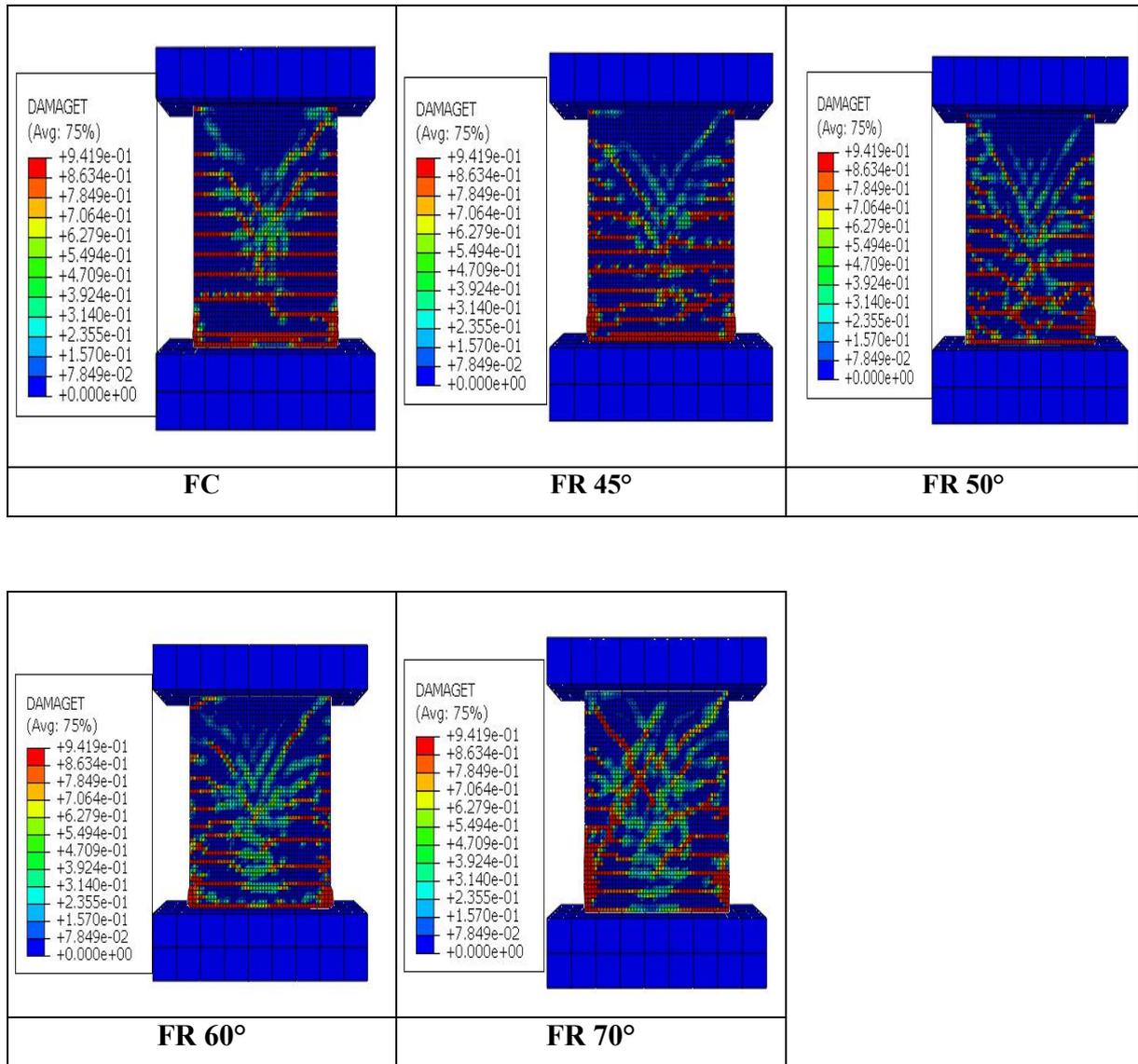


Figure III.26: Représentation des dommages dus à la traction

La figure (III.26) présente la propagation des dommages en traction pour les Cinq voiles étudiés, des fissures horizontales (flexion) et diagonale (cisaillement) sont visualisés dans l'âme des voiles. comparant le voile FC aux autres voiles, une concentration des dommages tous le long de la base du voile (rupture par glissement) pour les voiles FR 45 °,FR 50° ,FR 60° .par

contre pour FR70° on observe un comportement meilleur ,des dommages mois important sont visualisés uniquement aux extrémité de la base . Une réduction des dommages concentrés à la base du voile est enregistrée pour le FR 70°comparant aux autres modèles allant de l'endommagement maximal (0.9419) à une valeur faible de l'ordre de 0.6 notant un pourcentage de 34.78% dans ces éléments comparant au FC.

❖ **Dommages dus à la compression**

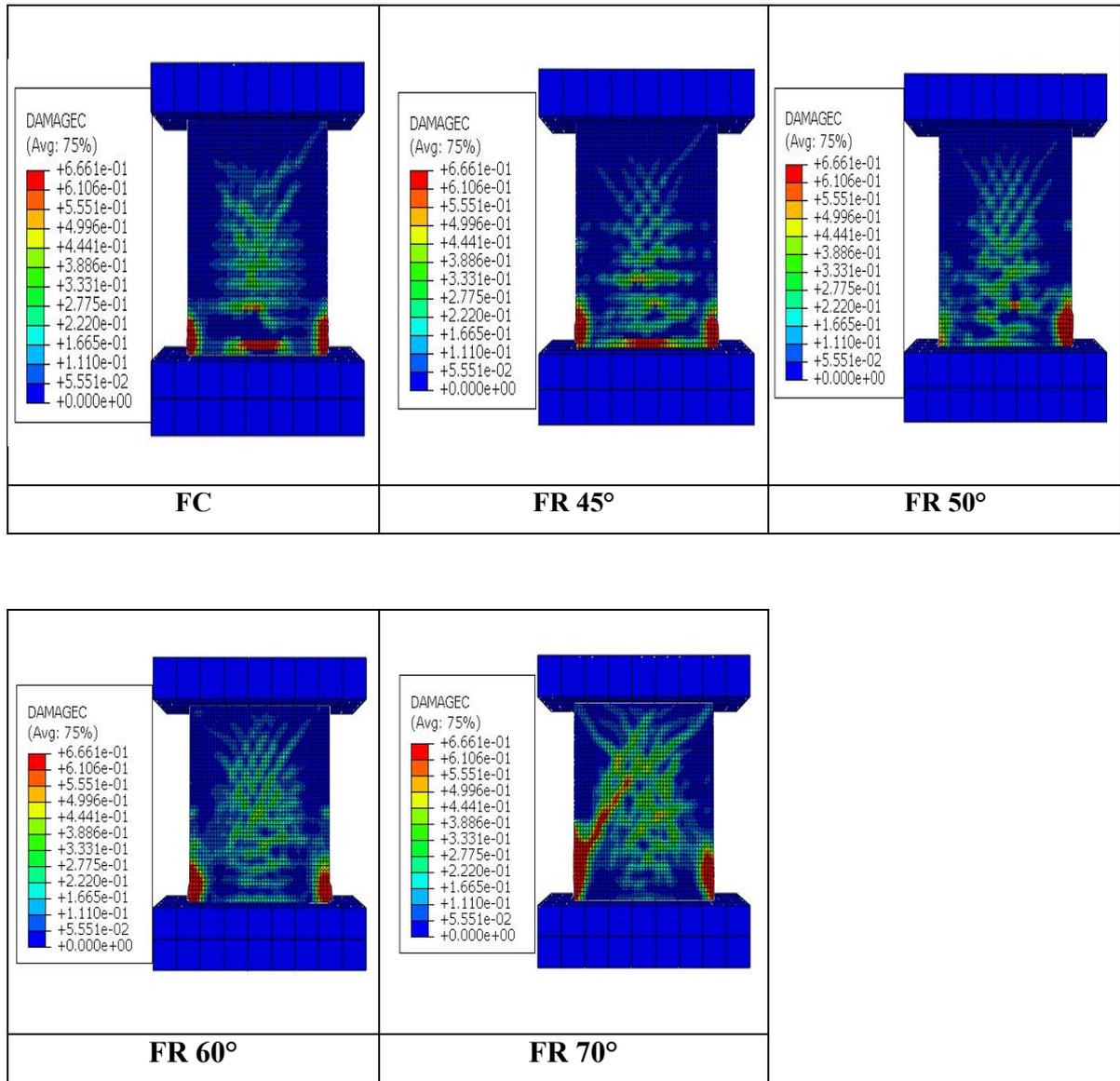


Figure III.27: Représentation des dommages dus à la compression

La figure (III.27) présente la propagation des dommages en compression pour les Cinq voiles étudiée, une concentration des dommages est visualisée dans la zone centrale de l'âme qui représente un écrasement de béton dans les voiles. Les voiles FR 45°, FR 50° ont présenté

des dommages plus importants par rapport au FC. Par contre les autres FR 60°, FR 70°, un comportement plus performant par rapport au FC est obtenu.

❖ Les contraintes dans le béton

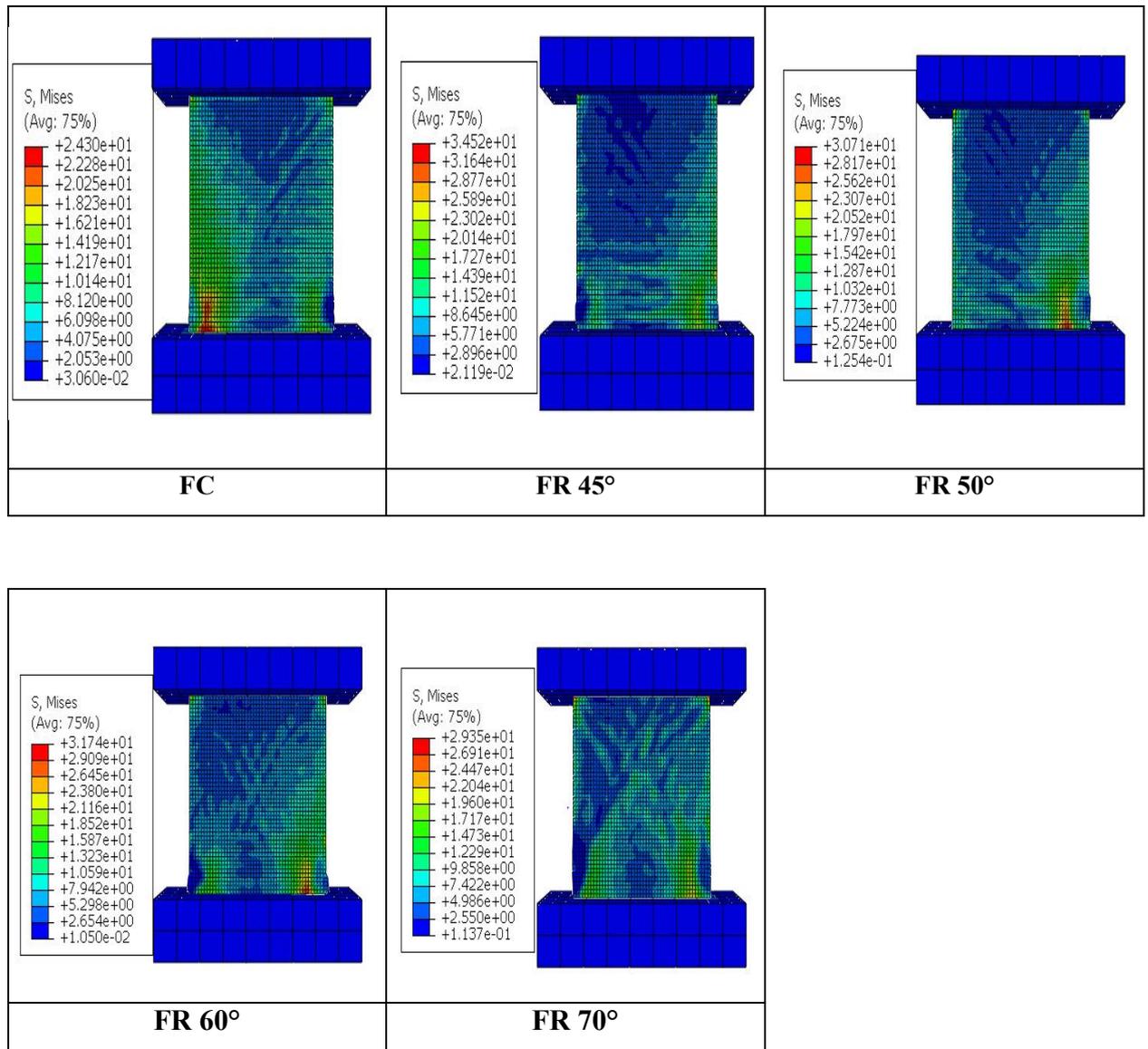


Figure III.28: Propagation des contraintes dans les armatures des voiles étudiés

La figure (III.28) présente la propagation des contraintes dans les voiles, une concentration de contraintes dans le béton est observée. on constate que le ferrillage classique atteint une contrainte de 24.3 Mpa, faisons la comparaison avec les voiles F45° (25Mpa) ,F50° (30.7Mpa) ,F60° (18.5Mpa), une augmentation des contraintes de l'ordre de 20%, 55%, 40% est notée, contrairement au FR 70° ou une dégradation de l'ordre de 39.52% est enregistrée.

❖ Déformations dans les aciers

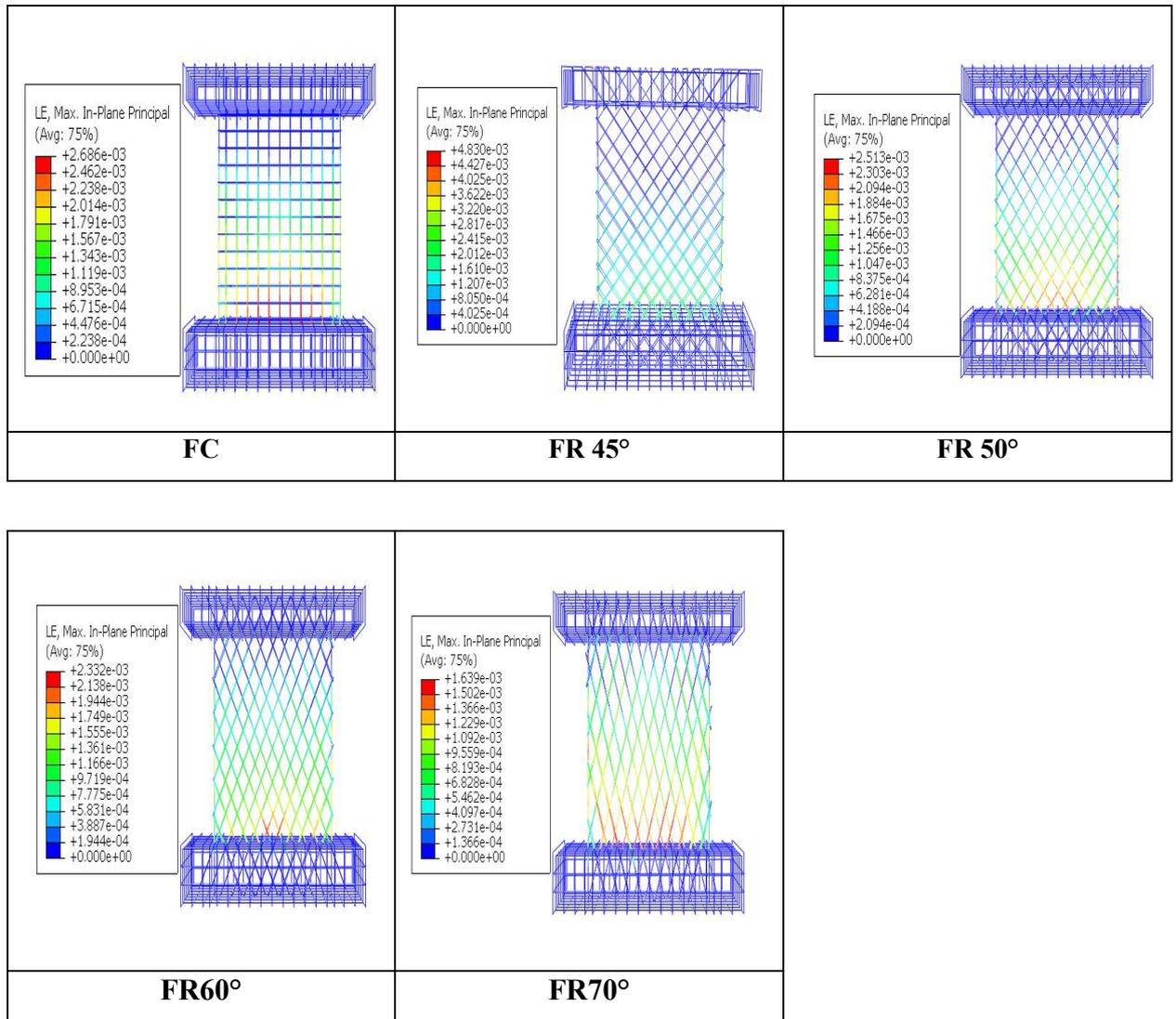


Figure III.29: Propagation des déformations dans les armatures des voiles étudiés.

La figure (III.29) présente la propagation des déformations dans les Cinq voile étudiés, ces dernières sont réparties au niveau de la base de l'âme du voile. Le FR 45° présente des déformations plus importantes par rapport au FC. On note une réduction des déformations de l'ordre de: 6.32 %, 13.17% et 38.97% pour les trois autres modèles (FR50°, FR 60°, FR70°) respectivement.

❖ Comparaison de l'évolution des déplacements au sommet entre le FC et FR45°

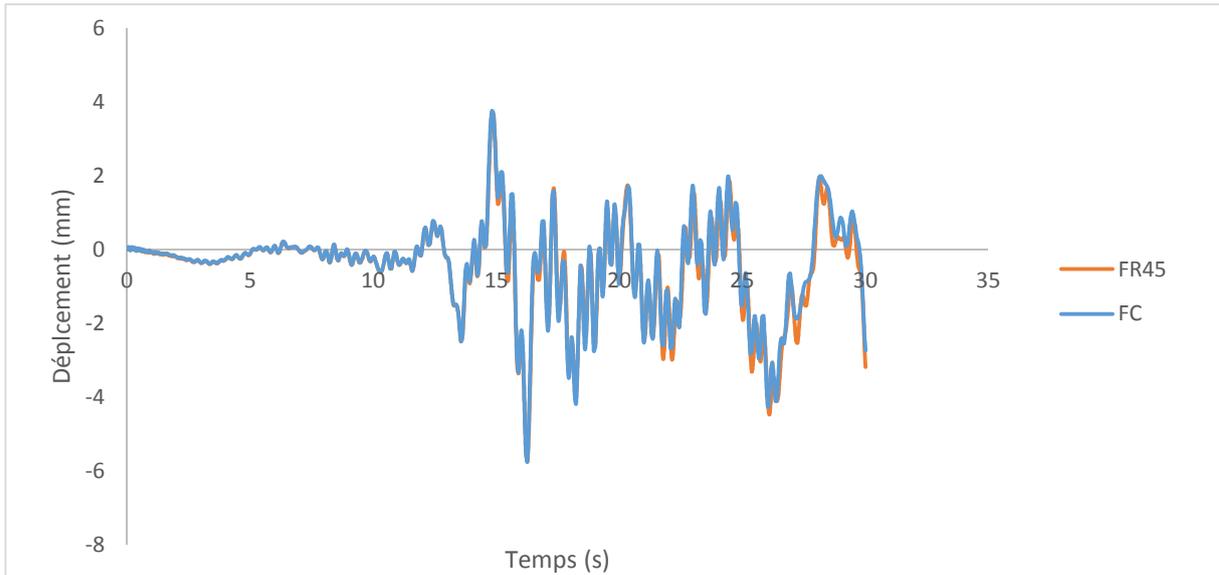


Figure III.30: superposition des courbes déplacement-temps pour FC et FR 45°

La figure (III.30) présente la comparaison des deux courbes déplacements-temps pour le FC et F 45, un même comportement en terme de déplacement est observé de $t=0$ jusqu'à $t=20s$. au-delà de $t=20s$ le F45° présente un déplacement légèrement supérieur avec un pourcentage de l'ordre de 1.17% par rapport au FC

❖ Comparaison de l'évolution des déplacements au sommet entre le FC et FR 50°

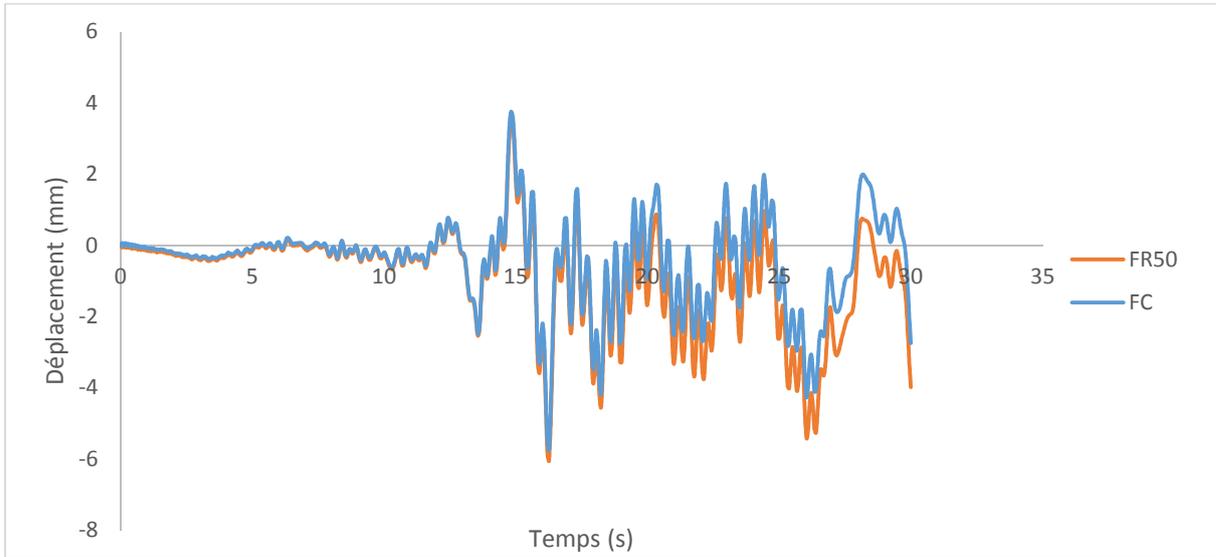


Figure III.31: Superposition des courbes déplacement-temps pour FC et FR 50°

La figure (III.31) présente la comparaison des deux courbes déplacement-temps pour le FC et F 50°, une différence légère du déplacement est visualisé entre $t=15s$ jusqu'à 18s , on note une amélioration maximale du déplacement positive de l'ordre de 3 %, contrairement aux valeurs négative ou une augmentation de 20.33 % est notée.

❖ Comparaison de l'évolution des déplacements au sommet entre le FC et FR60°

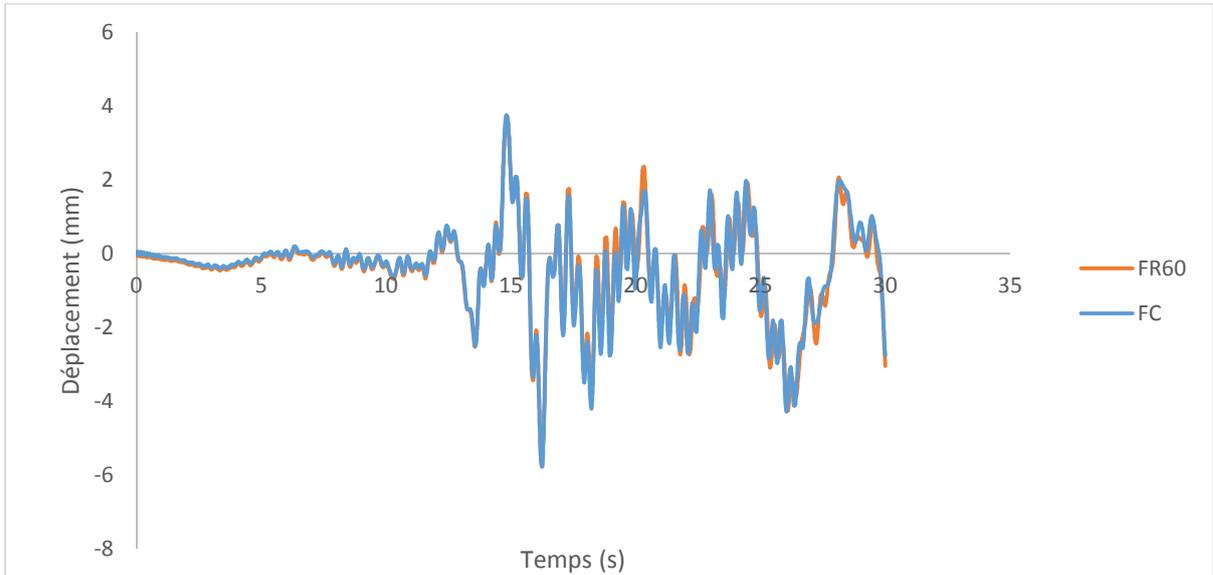


Figure III.32: Superposition des courbes déplacement-temps pour FC et FR 60°

La figure (III.32) présente la comparaison des deux courbes déplacement-temps pour le FC et FR 60°, les déplacements importants sont obtenus à partir de $t=15s$, au-delà, on note une réduction des déplacements. Le FR60° a présenté une légère différence en terme de déplacement au sommet comparant au FC.

❖ Comparaison de l'évolution des déplacements au sommet entre le FC et FR70°

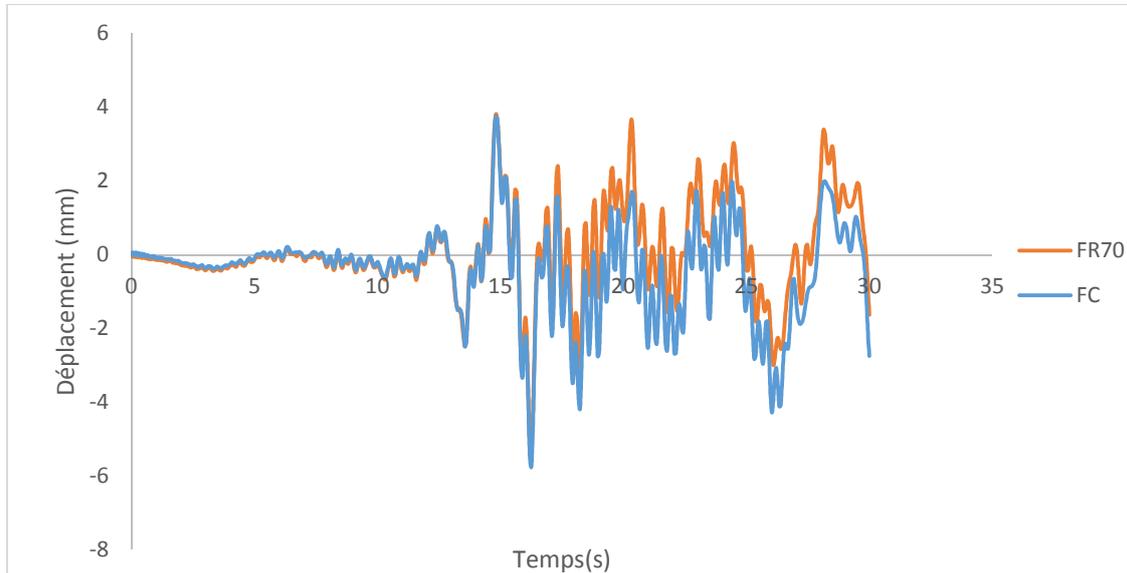


Figure III.33: Superposition des courbes déplacement-temps pour FC et FR 70°

La figure (III.33) présente la comparaison des deux courbes déplacement-temps pour le FC et F 70°, un même comportement en terme de déplacement de $t=0$ jusqu'à $t=15s$ est observé, au de-là de $t=15$ une amélioration de déplacement négative est observé pour le FR70° de l'ordre 92 %, par contre dans le sens positif le FR70° a donné un déplacement plus important.

Conclusion

Dans ce chapitre nous avons présenté les étapes de simulations du voile de Maier, suivi des résultats et interprétation. Une étude sous chargement statique monotone est effectuée afin de valider le comportement de ce voile, les résultats montre que la modèle numérique à reproduit le comportement expérimentale d'une manière satisfaisante.

Après avoir validé le résultat en monotone, une étude dynamique est menée, un accélérogramme est appliqué à la base du voile. Une comparaison entre le FC et FR45°, FR50°, FR60°, FR70° est faite .Les résultats obtenus montrent que le ferrailage FR70° a présenté la meilleure réponse en terme de dommages en traction et compression par rapport à l'expérimental comparant aux autres.

Dans ce présent travail, une étude comparative entre cinq voiles est faite .Un modèle classique (modèle de maier [28]) nommé FC et quatre autres modèles avec ferrailage diagonale en gardant la même quantité d'armatures.

L'objectif de ce travail est d'évaluer la performance de cette technique de ferrailage sous chargement dynamique (accélérogramme). Après avoir validé le comportement expérimental du voile, le travail se focalise sur la modélisation du voile sous chargement sismique.

Le modèle numérique utilisé pour la modélisation du béton est le "concrete damaged plasticity" CDP" implémenté dans d'ABAQUS qui permet de visualiser les dommages et les modes de rupture .Par contre, pour les aciers un modèles élasto-plastique est utilisé. Les résultats de la simulation en terme d'endommagement, contraintes, déformation sont recueillies. Cette étude nous a permis également de mettre en évidence l'apport de cette nouvelle disposition d'armature en termes de contraintes, déformations, de déplacements et dommages

A partir des résultats obtenus on peut tirer les conclusions suivantes :

➤ **En terme de déplacement**

- La propagation de déplacement est aléatoire sous chargement sismique avec une variation des valeurs positives aux valeurs négatives et vis versa.

➤ **En terme de dommage en traction**

- La propagation des dommages en traction nous conduit à un comportement flexion – cisaillement.
- Une concentration des dommages tous le long de la base du voile (rupture par glissement) pour les voiles FC , FR45 °,FR50° ,FR60° est visualisée
- Une amélioration de l'ordre 34.78% est enregistrée pour le FR70° comparant au FC

➤ **En terme de dommage en compression**

- Une concentration des dommages est visualisée dans la zone centrale de l'âme des voiles
- Une propagation importante des dommages en compression est subit par les voiles FR45° et FR50° .
- Une réduction des dommages en compression pour les voiles FR60°et FR70° est remarquée.

➤ **En terme de contraintes et déformation**

- Une concentration des contraintes tous le long de l'âme du voile
- Une augmentation des contraintes de l'ordre de 20%, 55%, 40% est notée respectivement pour les voiles FR45°, FR50°, FR60°., contrairement au FR 70° ou une dégradation de l'ordre de 39.52% est enregistrée.

- Une réduction des déformations de l'ordre de:6.32 % ,13.17% et 38.97% pour les trois modèles (FR50°, FR 60°, FR70°) respectivement est obtenue.

Cette étude nous a permis également de mettre en évidence l'apport de cette disposition d'armature en termes de contraintes, déformations, de déplacement et de dommage .Les résultats de la simulation mettent en exergue la performance mécanique du ferrailage suivant la direction des contraintes principale par rapport au ferrailage classique.

Les résultats obtenus dans ce travail confirment les résultats de BESSAD[30] obtenus en testant cette technique sous chargement statique monotone sur le même voile. Les conclusions des deux travaux montrent que le FR70° a présenté la meilleure réponse en termes de dommages, contraintes et déformations. Ceci nous permet de dire que 70° est l'angle le plus proche de la direction des contraintes principales développées.

Les perspectives

A partir des résultats de ce travail, on peut citer les perspectives suivantes :

- Etude comparative à l'échelle locale pour voir le comportement de chaque élément quel que soit dans le béton ou dans l'acier.
- Etude d l'influence de l'élancement géométrique sur le comportement sismique des modèles étudiés (FC , FR45°, FR50° ,FR60° ,FR70°)
- Simulation des voiles avec d'autres types de ferrailage on ajoutant des potelets aux deux extrémités comme préconisé dans le RPA99/2003.
- Validation de ces résultats numériques par des tests expérimentaux.

- [1] CHEN, WF « plasticity in reinforced concrete », New York McGraw_Hill Bookstore 1981, pp.465.
- [2] CHEN WF, Plasticity in reinforced concrete. New York McGraw_Hill Bookstore, 1982, 465p.
- [3] RICHARD ET AL 1978 "the concrete" as laboratory, Los Angeles, 1987.
- [4] JAMET.P, MILLARD.A AND NAHAS, G.Triaxial behavior of a micro-concrete complete stress-strain for confining pressures ranging from 0 to 100 Mpa, Pac.
- [5] RAMTANI S, contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère unilatéral thèse de génie civil université de Paris 6 ENS de Cachan, 1990, 185p.
- [6] LE MAITRE .J and CHABOCHE J.L, "Mécanique des matériaux solides " Ed -Dunod de physique .1985.
- [7] Rpa « Règlement parasismiques algériens » document technique réglementaire D.T.R-B.c 2003, pp.2.48.
- [8] VICTOR DAVIDVICI et AL «Génie parasismique » Presse de l'école nationale des ponts et chaussées 1985.
- [9] TLE.N « contribution à la compréhension du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique.
- [10] EUROCODE8 «Structures in seismic regions ,design,part ,General and building »report EUR 12266EN ,Bruxelles ;office for official publications of the European
- [11] BALANDIER. P « Introduction à la construction parasismique à l'usage des architectes et ingénieurs » pour DDE_martinique-Secouip. juillet 2001
- [12] KACHANOV ,L.M."Time of rupture process under creep condition "TVZ Akad Nauk SSSR otdt tech vol pp23-31-1958.
- [13] P.BAZANT ," instability , ductility and size effect in strain-softening concrete" journal of engineering mechanics.
- [14] MAZARS.J,"Application de la mécanique de l'endommagement ou comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure "thèse de doctorat d'état, université paris 6 ,1984.
- [15] LA BORDERIE " phénomènes unilatéraux dans un matériau endommagé " Modélisation et application à l'analyse des structures en béton. Thèse de doctorat .université de paris VI.1991.
- [16] HILL ,R ,1950,"the mathematical theory of plasticity" Clarendon Press Oxford

[17] VON MISES, Mécanique du solide et du matériau élastoplastique.

[18] P.ZATARIN.Etude de l'intégration d'un modèle polycristallin dans un code d'élément finis en élastoplasticité .Thèse Université de Metz.2000.

[19] Document Abqus " logiciel de calcul numérique "

[20] Michaël Abbas, présentation du logiciel ABAQUS principes et fonctionnement, université de Technologie de Compiègne Laboratoire Roberval /UMR UTC-CNRS

[21] LublinerJ,"A plastic-damage model for concrete "Int J.solids structures ,Vol 25,n°3,1989,pp299-326.

[22] Kupfer H.Hilsdorf H.k Rusch H ,Behaviour of concrete under biaxial stresses ,ACI Journal,65,8,656-666(1979).

[23] Lopez-Almansa .F, ALFARAH.F and SERGIO.O,"Numerical simulation of reinforced concrete frame testig with damaged plasticity model comparison with simplified models " second European conference on earthquake engineering and seismology,Istanbul,Aug2014,PP25-29.

[24] kezmane.A « étude d'un voile renforcé avec des barres diagonales internes par abaqus » thèse de master (2010).

[25] A.Kezmane ,S.Boukais , Mamizi. Optimisation de la disposition du ferrailage diagonale dans les voiles de contreventement .International Symposium on Composites and Aircraft Materials damage and fatigue diagnostics .May 09-12-2012 ,Fes ,Maroc.

[26] Panagiotis KOTRONIS «cisaillement dynamique de murs en béton armé. modèles simplifiés 2d et 3d » Thèse de doctorat , 12 décembre 2000 . Université Paris

[27] R. Yeghnef , S. A. Meftah , A. Tounsi et E. Adda Bedia I. Mechab , A. H. Belahdj « étude de la réponse sismique des murs de contreventement en béton armé réhabilités par des matériaux composites »"SICZS_2010" Symposium International sur la Construction en Zone Sismique Université Hassiba Benbouali de Chlef (Algérie), 26 – 27 octobre 2010.

[28] MAIER ,J,andTHURLIMAIMN ,B,B,1985 , Bruchversucher an stahlbetonscheiben institute fur baustalik und konstruktion .Eid genossiche technischehochschule (ETH) .Zurich,suizterland,130pp

[29] Centre de recherche en Génie parasismique appliqué CGS, Hussein Dey .Alger .2015

[30] BESSAD .D « Influence de la disposition du ferrailage sur le comportement des voiles en béton armé » thèse de master (2015).