

République Algérienne Démocratique et Populaire
Ministère de l'enseignement supérieur et de la recherche scientifique

UNIVERSITE MOULOU MAMMERI DE TIZI-OUZOU

Faculté du Génie de la Construction

Département de Génie Civil

MEMOIRE DE MAGISTER

OPTION : Structures et Matériaux

Présenté par : KHEDDACHE Lynda

THEME :

Tenue aux séismes des voiles en béton armé

Devant le jury composé de :

M. AIT TAHAR Kamal	Professeur	U.M.M. Tizi-Ouzou	Président
M. OULD OUALI Mohand	Professeur	U.M.M. Tizi-Ouzou	Rapporteur
M.DAHMANI Lahlou	Professeur	U.M.M. Tizi-Ouzou	Examineur
M. DERRADJ Mohamed	MCA	U.M.M. Tizi-Ouzou	Examineur
Mme. BELAIDI Ourdia	MCB	U.M.M. Tizi-Ouzou	Invité

2014-2015

Remerciements

Ce mémoire a été réalisé au Laboratoire Elaboration et Caractérisation des Matériaux et Modélisation (LEC2M) du département de génie mécanique de l'Université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou.

Tout d'abord je remercie avant tous, dieu le tout puissant qui m'a donné le courage, et la volonté de mener à terme mon travail.

Je tiens à exprimer mes remerciements à mon promoteur Professeur Ould Ouali Mohand ainsi qu'à ma co-promotrice Docteur Belaidi Ourdia, pour leur disponibilité permanente, leurs orientations, leur savoir, leur modestie et leurs soutiens durant toute la période de réalisation de ce travail.

Je remercie Mr AIT TAHAR Kamal, professeur à l'université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou qui a accepté de présider le jury.

Mes remerciements vont également à Mr DAHMANI Lahlou, professeur à l'université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou et à Mr Derradj Mohamed, maître de conférences « A » à l'université Mouloud Mammeri Tizi Ouzou pour avoir examiné ce travail et participé au jury.

Je tiens à remercier le personnel du centre de recherche en génie parasismique appliqué (CGS) pour leur accueil en particulier je remercie Mr Laouami d'avoir mis à ma disposition les accélogrammes normalisés de Boumerdès et d'avoir répondu à mes questions.

Je remercie aussi tous mes enseignants du département de génie civil en particulier Mr Melbouci, Mr Chekired et Mr Merakeb d'avoir consacré un peu de leur temps et répondu à mes questions.

Je remercie également tous les membres du laboratoire de recherche « LEC2M » pour leurs soutiens et leurs encouragements.

Résumé

On se propose dans ce travail d'étudier la tenue des voiles de contreventements en béton armé sous sollicitations sismiques.

Afin de reproduire les effets réels des séismes sur les constructions, nous avons soumis une structure à un chargement dynamique non linéaire de type « Accélogramme » dans le code de calcul par éléments finis Abaqus. Des signaux naturels de type séisme (Boumerdès 2003) sont utilisés. L'objectif de notre travail est d'étudier et de valider la disposition des armatures imposées par la méthode de béton armé aux états limites (BAEL1991) face aux sollicitations sismiques majeurs. Par la suite, nous avons pu mettre en œuvre une technique de modélisation qui reproduit le comportement réel d'une structure sous chargement dynamique.

La structure étudiée est un portique d'un bâtiment à six niveaux à contreventement mixte. Cette dernière est implantée en zone III, classée selon le RPA 99/V2003 zone de forte sismicité.

Deux principales dispositions sont testées. La première disposition est celle dictée par la méthode classique du béton armé aux états limites (BAEL1991) "MC". Cette disposition est prise comme étant notre modèle de référence. La deuxième disposition est celle des modèles inclinés « MI ». Elle consiste à placer des barres inclinées de part et d'autre de l'âme du voile en faisant varier l'angle d'inclinaison (MI15°, MI30°, MI45°, MI60° et MI75°).

Mots clés : Accélogramme. Armatures. Béton armé. Modélisation. Endommagement. Voiles.

Liste des figures

Figure 1.1 : Comportement du béton en compression simple	5
Figure 1.2 : Comportement cyclique du béton en compression simple	5
Figure 1.3 : Comportement du béton en traction simple.....	6
Figure 1.4 : Comportement cyclique du béton du béton en traction simple	7
Figure 1.5 : Comportement du béton sous chargement cyclique de traction compression.....	7
Figure 1.6 : Comportement de l'acier en traction simple	8
Figure 1.7 : Comportement de l'acier en traction-compression : Effet Bauschinger.....	9
Figure 1.8 : Modes de rupture des voiles élancés	11
Figure 1.9 : Modes de rupture des voiles courts	12
Figure 1.10 : Coupe en élévation d'un voile	12
Figure 1.11 : Epaisseur minimale des voiles	13
Figure 1.12 : Déformation des voiles seuls sous séisme	14
Figure 1.13 : Déformation des voiles dans une structure	15
Figure 1.14 : Evolution des variables d'endommagement en traction et en compression	17
Figure 1.15 : Réponse uniaxiale du béton a) en traction b) en compression	18
Figure 1.16 : Evolution des variables d'endommagement a).compression b).traction.....	19
Figure 1.17 : Chargement cyclique uniaxial (traction-compression-traction)	21
Figure 1.18 : La courbe de Kupferpour un béton de classe B50.....	23
Figure 1.19 : Les valeurs du paramètre « Kc »	24
Figure 1.20 : Représentation de l'angle de dilatation	25
Figure 1.21 : Représentation de la surface d'écoulement de Dracker-Prager.....	25
Figure 1.22 : Ecoulement isotrope (gauche) cinématique (droite)	27
Figure 1.23 : Représentation des armatures dans le béton : (a) discontinue (b) continue.....	30
Figure 2.1 : Illustration des étapes d'une analyse complète avec Abaqus	34
Figure 2.2 : Equilibre HPP d'un solide élastique : notations	36

Figure 2.3 : Organigramme de résolution d'un problème mécanique en utilisant le schéma statique implicite	40
Figure 2.4 : Organigramme de résolution d'un problème mécanique en utilisant le schéma dynamique explicite	42
Figure 2.5 : Schéma d'implantation du modèle élastique plastique endommageable non local du béton	44
Figure 2.6 : Interprétation géométrique du calcul $\bar{\sigma}_{n+1}$	47
Figure 2.7 : Interprétation géométrique de l'algorithme de retour radial	48
Figure 3.1 : Caractéristiques géométriques de la structure étudiée	51
Figure 3.2 : Composantes du signal de Boumerdès de 2003	53
Figure 3.3 : Illustration des dispositions d'armatures « MC » et « MI »	56
Figure 3.4 : Endommagement en traction dans tous les modèles	57
Figure 3.5 : Endommagement en compression dans tous les modèles	61
Figure 3.6 : Propagation des contraintes de Von Mises dans les armatures du portique pour les différents modèles	64
Figure 3.7 : Propagation des déformations dans les armatures du portique pour les différents modèles	68
Figure 3.8 : Élément de béton comprimé étudié	71
Figure 3.9 : Élément de béton tendu étudié.....	72
Figure 3.10 : Courbes contraintes – déformations dans un élément de béton comprimé	72
Figure 3.11 : Courbes contraintes – déformations dans un élément de béton tendu.....	73
Figure 3.12 : Courbes contraintes – temps dans un élément de béton comprimé.....	74
Figure 3.13 : Courbes contraintes – temps dans un élément de béton tendu	75
Figure 3.14 : Courbes déformations – temps dans un élément de béton comprimé	76
Figure 3.15 : Courbes déformations – temps dans un élément de béton tendu.....	77
Figure 3.16: Endommagement en compression dans un élément de béton	78
Figure 3.17 : Endommagement en traction dans un élément de béton	79
Figure 3.18 : Courbes contraintes – déformations dans un élément de barre horizontale	79
Figure 3.19 : Courbes contraintes – déformations dans un élément de barre verticale.....	80

Figure 3.20 : Courbes déformations dans un élément de barre verticale $\Phi 20$	81
Figure 3.21 : Courbes contraintes - temps dans un élément de barre verticale $\Phi 20$	82
Figure 3.22 : Courbes contraintes – déformations dans un élément de barre verticale $\Phi 8$	83
Figure 3.23 : Courbes déformations – temps dans un élément de barre verticale $\Phi 8$	84
Figure 3.24 : Courbes contraintes – temps dans un élément de barre verticale $\Phi 8$	85
Figure 3.25 : Géométrie de la structure étudiée	87
Figure 3.26 : Iso-valeurs des déplacements horizontaux du portique	88
Figure 3.27 : Déplacement total du portique	89
Figure 3.28 : Influence de la disposition d’armature dans les voiles sur les déplacements inter-étage	90
Figure 3.29 : Iso-valeurs d’endommagement en compression	92
Figure 3.30 : Iso-valeurs d’endommagement en traction	93
Figure 3.31 : Influence de la disposition d’armature sur l’effort normal	95
Figure 3.32 : Influence de la disposition d’armature sur l’effort tranchant	98
Figure 3.33 : Influence de la disposition des armatures dans les voiles sur la distribution des contraintes de Von Mises	98
Figure 3.34 : Influence de la disposition des armatures dans les voiles sur la distribution des contraintes suivant la première direction	100
Figure 3.35 : Élément de béton étudié	101
Figure 3.36 : Courbes contraintes – déformations d’un élément de béton	102
Figure 3.37 : Influence de la disposition d’armature sur la variable d’endommagement en compression d’un élément de béton	103
Figure 3.38 : Influence de la disposition d’armature sur la variable d’endommagement en traction d’un élément de béton	103
Figure 3.39 : Courbes contraintes – déformations pour un élément de barres verticales $\Phi 20$	104
Figure 3.40 : Courbes contraintes –déformations pour un élément de barres verticales $\Phi 8$	105

Table des matières

Remerciements	i
Résumé	ii
Liste des figures	iii
Table des matières	iv
Introduction générale	1
Chapitre 1 : Comportement mécanique des voiles en béton armé	
1.1. Introduction	4
1.2. Comportement mécanique et modélisation des matériaux acier et béton	4
1.2.1. Comportement mécanique du béton	4
1.2.2. Modélisation mécanique de l'acier	8
1.3. Voiles en béton armé	9
1.3.1. Définition	9
1.3.2. Les principales caractéristiques des voiles	9
1.3.3. Modes de rupture	10
1.3.4. Dimensionnement des voiles selon le RPA99/v2003	12
1.3.5. Ferrailage des voiles	13
1.3.6. Le rôle des voiles en béton armé	15
1.4. Modélisation numérique du comportement des matériaux béton et acier	16
1.4.1. Modèle numérique du comportement du béton	16
Modèle d'endommagement de Mazars	16
Modèle élasto-plastique pour le béton : « concrete damaged plasticity »	17
1.4.2. Modèle numérique du comportement de l'acier	26
Modèle élasto-plastique de von Mises	26

Modèle de Johnson Cook.....	29
1.5. Les modèle d'interaction « béton- armatures d'acier »	30
1.5.1. Représentation géométrique de l'armature d'acier dans le béton	30
1.5.2. Représentation de la corrosion sur l'interface acier/béton	31
1.6. L'influence de la corrosion sur l'interface acier/béton	31
1.7. Conclusion	32

Chapitre 2 : Aspects numériques

2.1. Introduction.....	33
2.2. Généralités sur Abaqus	34
2.2.1. Fonctionnement d'Abaqus	34
• <i>Prétraitement</i>	34
• <i>Simulation</i>	34
• <i>Post – traitement</i>	35
2.2.2. Méthodes de résolution des problèmes dans Abaqus	35
• <i>Méthodes explicites</i>	35
• <i>Méthodes implicites</i>	35
2.3. Etapes de résolution d'un problème numérique par éléments finis.....	35
2.4. Formulation numérique d'un problème en dynamique et méthodes d'intégration temporelle	36
• 2.4.1. Formulation variationnelle d'un problème dynamique et discrétisation	36
• 2.4.2. Méthodes d'intégration temporelle	39
• <i>Méthode d'intégration temporelle statique implicite</i>	39
• <i>Méthode d'intégration temporelle dynamique explicite</i>	40
2.5. Implantation numérique	43
2.5.1. Intégration local du comportement élasto-plastique endommageable du béton	43
2.5.2. Intégration local du comportement élasto-plastique de l'acier	44

2.5.2.1. Prédiction élastique et correction	46
2.5.2.2. Algorithme de retour radial.....	47
2.6. Conclusion	49
3.7.2.2. Etude comparative locale	71
• <i>Interprétation des résultats dans un élément de béton comprimé</i>	<i>72</i>
• <i>Endommagement en compression d'un élément de béton</i>	<i>78</i>
• <i>Endommagement en traction d'un élément de béton</i>	<i>79</i>
• <i>Interprétation des résultats dans les armatures.....</i>	<i>79</i>
• <i>Contraintes –déformations dans un élément de barre verticale</i>	<i>80</i>
• <i>Déformation –temps dans un élément de barre verticale</i>	<i>81</i>
• <i>Contrainte – temps dans un élément de barre verticale $\Phi 20$</i>	<i>82</i>
3.7.3. Discussions	85

Chapitre 3 : Résultats et discussions

3.1. Introduction.....	50
3.2. Modélisation de la structure	50
3.2.1. Géométrie et maillage	50
3.2.1.1. Géométrie.....	50
3.2.1.2. Maillage.....	51
3.3. Caractéristiques mécanique des matériaux utilisés.....	51
3.4. Chargement	52
3.5. Ferrailage des voiles.....	54
3.6. Présentation des différentes dispositions d'armatures étudiées	55
3.7. Première technique de modélisation	56
3.7.1. Hypothèses de calcul	56
3.7.2. Présentation des résultats et discussions.....	57
3.7.2.1. Etude comparative globale.....	57

•	<i>Endommagement du béton en traction</i>	57
•	<i>Endommagement du béton en compression</i>	61
•	<i>Les contraintes de Von Mises dans les armatures</i>	64
•	<i>Les déformations</i>	69
3.7.2.2.	Etude comparative locale	71
•	<i>Interprétation des résultats dans un élément de béton comprimé</i>	72
•	<i>Endommagement en compression d'un élément de béton</i>	78
•	<i>Endommagement en traction d'un élément de béton</i>	79
•	<i>Interprétation des résultats dans les armatures</i>	79
•	<i>Contraintes –déformations dans un élément de barre verticale</i>	80
•	<i>Déformation –temps dans un élément de barre verticale</i>	81
•	<i>Contrainte – temps dans un élément de barre verticale $\Phi 20$</i>	82
3.7.3.	Discussion	85
3.8.	Deuxième technique de modélisation	86
3.8.1.	Résultats et discussions	88
3.8.1.1.	Etude comparative globale	88
•	<i>Déplacements</i>	88
•	<i>Courbes de déplacements horizontaux</i>	89
•	<i>Déplacement relatif inter-étages</i>	90
•	<i>Endommagement en compression</i>	91
•	<i>Endommagement en traction</i>	93
•	<i>Effort normal</i>	94
•	<i>Effort tranchant</i>	96
•	<i>Contraintes</i>	98
3.8.1.2.	Etude comparative locale	101
•	<i>Endommagement en compression d'un élément de béton</i>	102

• <i>Endommagement en traction d'un élément de béton</i>	103
• <i>Contrainte-déformation pour un élément d'armature</i>	104
✓ <i>Élément d'armature $\phi 20$</i>	104
✓ <i>Élément de barre verticale $\phi 8$</i>	104
3.8.2. Discussion	105
3.9. Conclusion	106
Conclusion Générale et Perspectives	107
Références bibliographiques	109

Introduction générale

Le séisme est le risque naturel majeur le plus meurtrier et qui cause le plus de dégâts. En effet, ce phénomène imprévisible ne cesse de faire des milliers de victimes dans le monde et de ravager des villes toutes entières. La construction parasismique constitue la seule protection efficace, car si les tremblements de terre sont inévitables, l'effondrement des constructions ne l'est pas. Il est tout à fait possible de concevoir et de réaliser des ouvrages sûrs.

Les voiles en béton armé constituent l'élément principal d'un ouvrage pour résister aux charges latérales imposées par le séisme. Il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté en raison de leur capacité à dissiper de l'énergie sismique.

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 dernières années, parmi ces programmes on peut citer [1] (figure 1) :

- Le projet CASSBA (Conception et Analyse Sismique des Structures en Béton Armé) avait pour objectif d'étudier la réponse sismique d'un bâtiment de huit niveaux, à murs porteurs en béton faiblement armés et chaînés.[2][1]

Les expérimentations menées sur la table vibrante ont montré un soulèvement de la structure au cours du mouvement de la table créant ainsi un effet de filtre sur la sollicitation sismique [2] [1]

- Le projet CAMUS (Conception et Analyse des MURs sous séisme) avait pour objectif de démontrer le bon comportement parasismique de la construction française : bâtiments constitués de murs porteurs. Le second objectif était de faire progresser la modélisation dans ce domaine, par des comparaisons avec des simulations numériques. Les programmes CAMUS 2000-1 et CAMUS 2000-2 ont mis en évidence le comportement tridimensionnel pour des bâtiments dissymétriques ou supportant des sollicitations sismiques bidirectionnelles [3] [1].
- Le programme ECOLEADER a consisté en une maquette réduite dimensionnée selon les règles PS92 encastrée sur une table vibrante, représentative du comportement d'un bâtiment en voiles en béton armé sous séisme. Ce programme a abouti à la conclusion que la modélisation numérique est pertinente en la comparant à l'expérimentation et permet de prédire correctement les aspects essentiels du comportement observé [4] [1].

La figure suivante illustre ces différents projets cités ci-dessus :

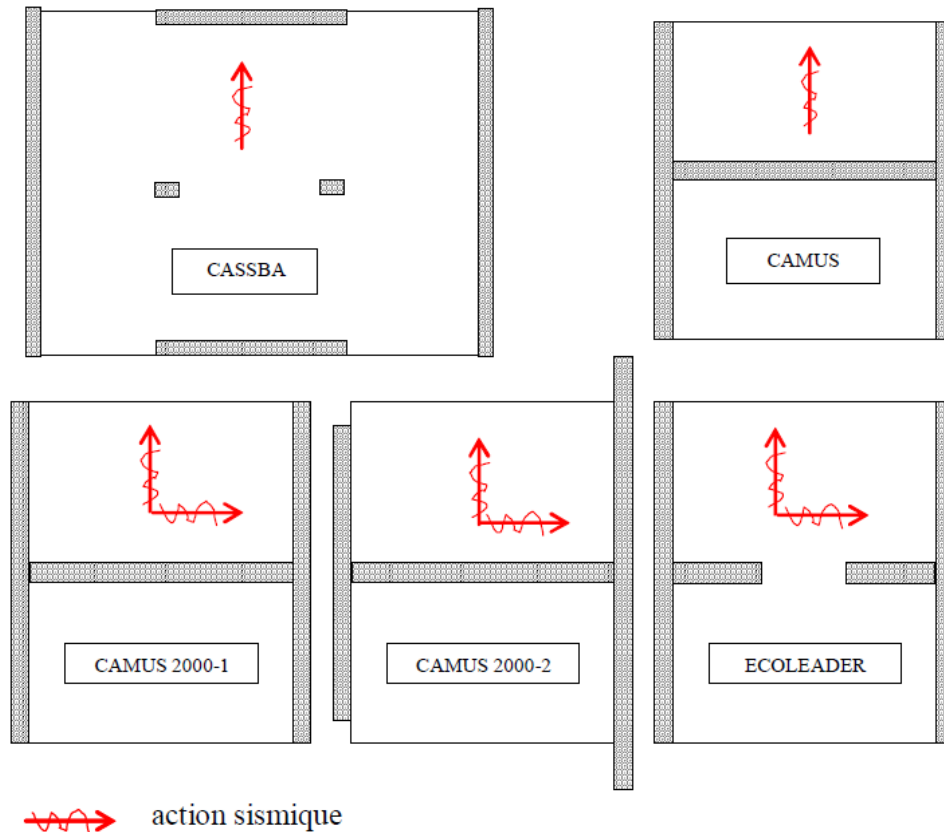


Figure 1 : Vues en plan de structures testées sur table vibrante et des directions de chargement imposées [1]

Dans le but de contribuer à la modélisation et simulation du comportement endommageable de structures en béton armé sous sollicitations dynamiques, nous proposons dans ce mémoire de magister une méthode de calcul de portiques en béton armé à plusieurs niveaux. Les structures adoptées dans ce travail sont renforcées par des voiles de contreventements afin d'améliorer la tenue aux séismes. La technique choisie exploite les capacités du code de calcul éléments finis Abaqus afin de reproduire finement la réponse de chaque niveau. Dans le but de reproduire d'une manière réaliste le chargement, nous avons appliqué un accélérogramme expérimentalement mesuré au centre de recherche appliqué en génie parasismique (CGS). Cette technique ainsi appliquée a permis de valider la disposition d'armature imposée par la méthode de béton armé aux états limites (BAEL1991) face aux sollicitations sismiques.

Deux principales dispositions d'armatures testées. La première disposition « MC » est celle dictée par la méthode classique du béton armé aux états limites (BAEL1991).

Cette disposition est prise comme étant modèle de référence. La deuxième disposition est celle des modèles inclinés « MI » qui découle de la disposition « MC ».

La structure étudiée est un portique d'un bâtiment à six niveaux à contreventement mixte.

Afin de reproduire les effets réels des séismes sur les constructions, nous avons soumis notre structure à un chargement dynamique non linéaire de type « accélérogramme » mesuré lors du séisme de Boumerdès en 2003. Le chargement est introduit comme un champ d'accélération imposé sous forme d'un spectre dans le code de calcul par éléments finis Abaqus.

Le travail de mémoire est développé en trois chapitres :

- ❖ Le premier chapitre traite le comportement mécanique des matériaux fréquemment utilisés dans le génie civil (béton et acier). Le modèle numérique « concrete damaged plasticity » ainsi que le modèle élasto-plastique à écrouissage isotrope sont respectivement détaillés pour les matériaux béton et acier. Le chapitre est complété par des modèles numériques d'interaction béton- armatures d'aciers. L'influence de la corrosion sur l'interface acier/béton est brièvement abordée. Le comportement mécanique, le dimensionnement ainsi que les méthodes règlementaires du calcul des ferraillements des voiles en béton armé sont exposées.
- ❖ Le deuxième chapitre est consacré à la résolution d'un problème numérique par éléments finis .La méthode d'intégration locale du comportement élasto-plastique sur un pas de temps et l'algorithme de retour radial sont exposés. Le traitement global des relations d'équilibre et la résolution est présenté par la formulation variationnelle d'un problème numérique et discrétisation.
- ❖ Le troisième chapitre est consacré à la présentation et discussion des résultats obtenus. La géométrie de la structure est d'abord présentée ainsi que le maillage, le chargement et les conditions aux limites de la structure. Différentes dispositions d'armatures pour les voiles de contreventement du portique sont testées. Deux techniques de la modélisation du portique sont définit. Une discussion des résultats des deux techniques est proposée.

Chapitre 1:

Comportement mécanique des voiles en béton armé

1.1. Introduction

Le béton armé est un matériau composé d'acier et de béton, deux matériaux aux réponses mécaniques très différentes lorsque déformés, surtout en traction. Il est donc essentiel, dans l'objectif de bâtir un modèle de prédiction du comportement d'éléments en béton armé, de bien comprendre les hypothèses émises et les lois considérées dans la définition du comportement de chacun de ces matériaux.

L'objectif de ce chapitre est de définir le comportement mécanique des voiles en béton armé sous sollicitations sismiques. Il est désigné par murs ou voiles en béton, des parties d'ouvrages verticales supportant principalement des charges verticales et résistant aux charges horizontales. Elles peuvent être préfabriquées ou coulées directement à leur emplacement définitif dans la construction. Le mur en béton peut être considéré comme un élément voile lorsque son épaisseur « a » est au moins égale à 4 fois la longueur « l » [5].

1.2. Comportement mécanique et modélisation des matériaux acier et béton

1.2.1. Comportement mécanique du béton

- *Comportement en compression*

L'essai de compression uni-axiale est utilisé pour connaître la résistance et le comportement du béton en compression. L'allure générale de la courbe contrainte - déformation est donnée par la figure 1.1. [6]

Nous observons les quatre phases suivantes :

- Une phase linéaire jusqu'à 30% - 50% de la limite en compression f_c .
- La réponse devient de plus en plus non linéaire jusqu'à 75% - 90% de la limite f_c . Apparition des déformations permanentes.
- La courbe présente un pic suivi d'une branche post - pic correspondant à un comportement adoucissant. Le coefficient de Poisson évolue (figure 1.1.a).
- La rupture apparaît progressivement au-delà du pic par coalescence de micro - fissures et augmentation de volume ($\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$ sont les déformations principales - figure 1.1.b).

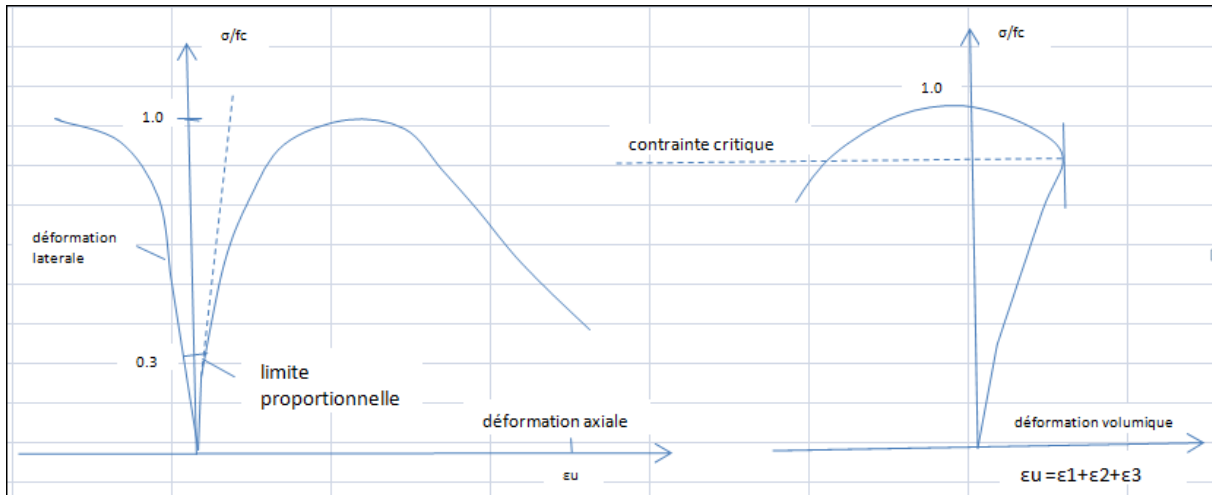


Figure 1.1 : Comportement du béton en compression simple [6]

Cette dégradation du matériau est essentiellement causée par le développement de micro – fissures s’orientant parallèlement à la direction du chargement. Cet endommagement a fait l’objet de nombreux travaux [7] [8], [9], [6], [10].

- **Comportement en compression cyclique**

L’essai cyclique en compression (figure 1.2) montre une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau dû à l’apparition de micros - fissures. De plus, nous distinguons clairement l’apparition de boucles d’hystérésis lors des cycles charge - décharge. L’amplitude de ces boucles varie avec l’endommagement du matériau. Cette dissipation d’énergie est induite par le frottement et le glissement des lèvres des microfissures lorsque celles – ci s’ouvrent et se referment. [11]

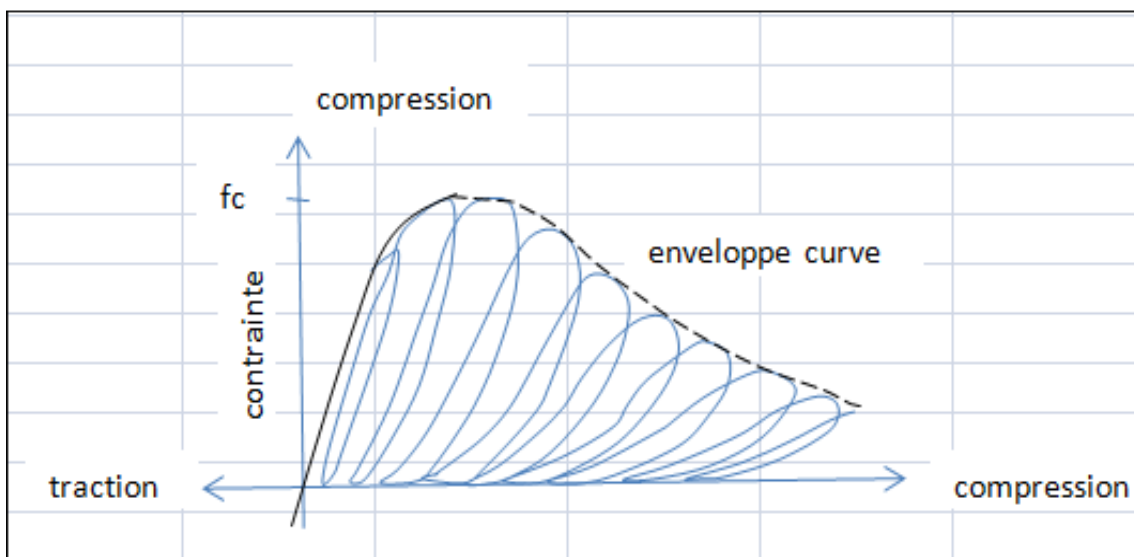


Figure 1.2 : Comportement cyclique du béton en compression simple [11]

- **Comportement en traction**

Terrien [12] a réalisé un essai de traction sur une éprouvette cylindrique carottée dans un bloc confectionné en micro - béton (figure 1.3). Nous pouvons distinguer les deux phases suivantes

- l'avant pic ($\sigma < f_t$) où la courbe est presque linéaire (f_t étant la limite en traction).
- l'après pic où la contrainte chute brutalement avant de se stabiliser, les déformations pouvant continuer à croître. Apparition de l'irréversibilité (déformations permanentes).

La progression de microfissures mène à la formation de fissures à l'échelle macroscopique. Ce mécanisme se traduit par un endommagement directionnel du matériau qui devient orthotrope. Les cycles charge - décharge permettent de signaler une chute importante de module en fin d'essai ($E \approx E_0/2$, figure 1.3).

Avec E_0 : étant la rigidité initiale du matériau.

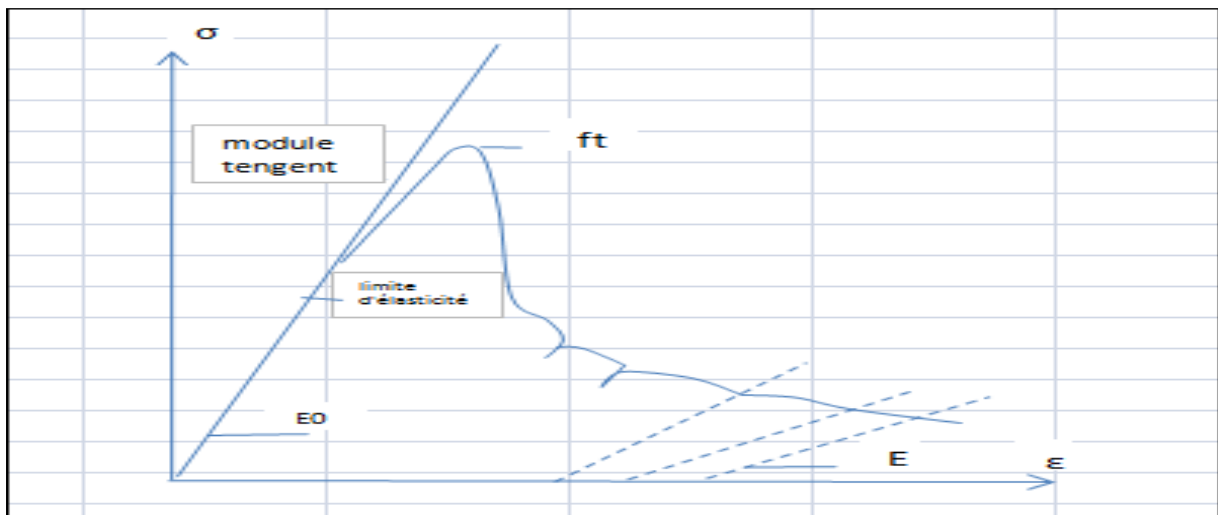


Figure 1.3 : Comportement du béton en traction simple [12]

- **Comportement en traction cyclique**

L'essai en traction cyclique présenté sur la figure 1.4, permet de confirmer le rôle prépondérant du développement de la microfissuration qui provoque une dégradation des caractéristiques élastiques du matériau. On note sur la figure 1.4 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 qu'en compression.

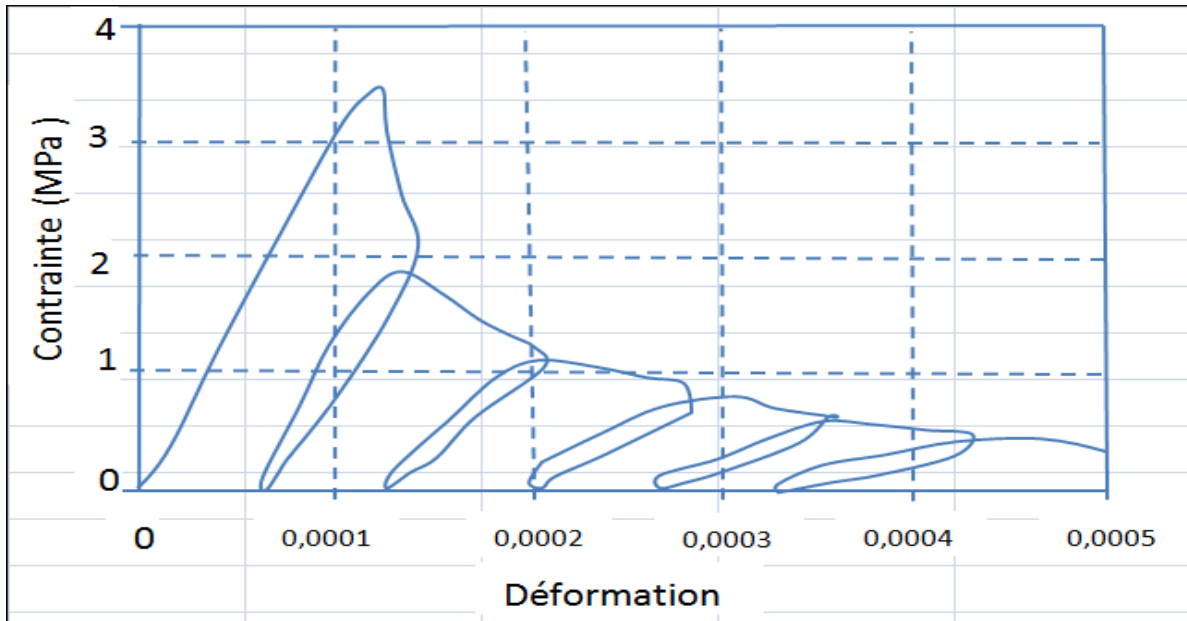


Figure 1.4 : Comportement cyclique du béton en traction simple [13]

- *Comportement cyclique de traction – compression*

Les essais cycliques de traction – compression [14] et [15] 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 chargement 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 1.5).

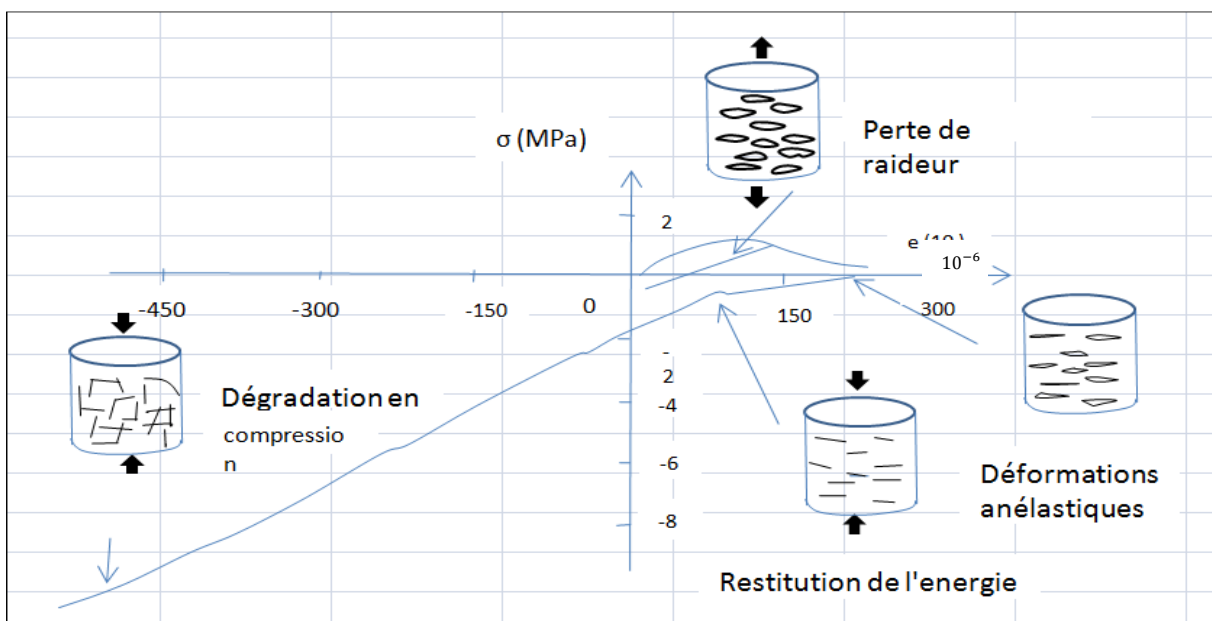


Figure 1.5 -Essai P.I.E.D : Comportement du béton sous chargement cyclique de traction compression [15]

1.2.2. Comportement mécanique de l'acier

- *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 1.6 montre l'allure du comportement de l'acier soumis à un essai de traction. Nous y constatons clairement deux comportements [16] :

- 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.

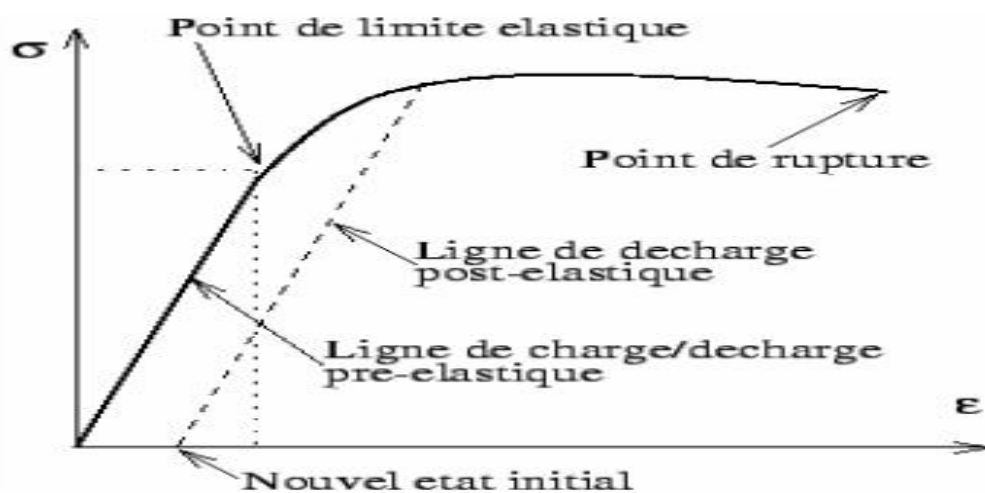


Figure 1.6 : Comportement de l'acier en traction simple [16]

- *Chargement cyclique de traction – compression*

Lors de sollicitations cycliques de traction - compression, la plupart des aciers voient leurs propriétés varier au cours des cycles. Lorsque nous soumettons une éprouvette à un essai de traction suivi d'un essai de compression nous constatons que la traction préalable écrouit le matériau dans le sens de traction (augmentation de la limite d'élasticité) mais l'adoucit dans le sens de la compression (effet Bauschinger). La figure 1.7 montre clairement que la limite d'élasticité en compression est plus faible que la limite initiale en compression $|f_{eb}| < |f_e|$. L'effet Bauschinger est présent quelque soit l'amplitude de déformation imposée [16].

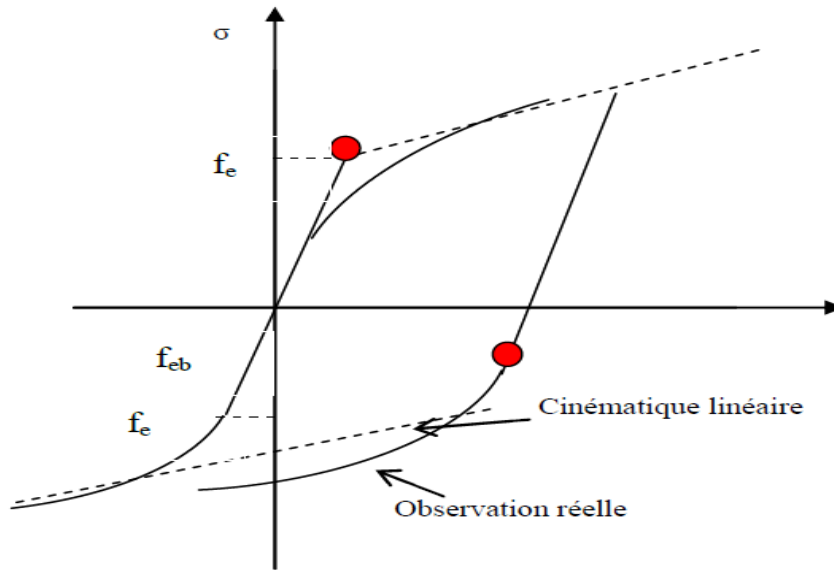


Figure 1.7 : Comportement de l'acier en traction - compression : Effet Bauschinger [16]

1.3. Voiles en béton armé

1.3.1. Définition

Il est désigné par murs ou voiles en béton, des parties d'ouvrages verticales supportant principalement des charges verticales et résistant aux charges horizontales. Elles peuvent être préfabriquées ou coulées directement à leur emplacement définitif dans la construction. Le mur en béton peut être considéré comme un élément voile lorsque son épaisseur « a » est au moins égale à 4 fois la longueur « l ». [5]

1.3.2. Les principales caractéristiques du comportement des voiles

Les principaux paramètres influents sur le comportement des voiles en béton armé selon Davidovici [17] sont :

- L'élancement qui est le rapport de la hauteur sur la largeur du voile : h/L ,
- les caractéristiques géométriques des éléments (sections rectangulaires, en **U** ou en **I**),
- la disposition et le pourcentage des armatures,
- l'intensité de l'effort normal,
- type du chargement : chargement statique, statique monotone, statique cyclique alterné, et chargement dynamique.

Les refends ou voiles en béton armé peuvent être subdivisés en trois catégories du point de vue comportement mécanique qui dépendent principalement du rapport géométrique de la hauteur sur la largeur (h/l) [17] :

- voiles élancés : $h/l > 1,5$
- voiles courts : $h/l \leq 1,5$
- voiles moyennement élancé : $1,5 < h/l \leq 1,5$

1.3.3. Modes de rupture

1.3.3.1. Mode de rupture des voiles élancés

La rupture peut être obtenue par flexion, par effort tranchant ou même par combinaison des deux. Les principaux modes de rupture sont représentés sur la figure 1.8.

- *Rupture en flexion*

- *Mode a1*

La rupture en flexion par plastification en traction des armatures verticales (a1) est le mode de rupture «normal» lorsque la flexion est prédominante et que l'effort normal est faible.

- *Mode a2*

La rupture en flexion par écrasement du béton (a2) apparaît pour des voiles assez fortement sollicités et armés en flexion.

- *Mode a3*

Le mode de ruine (a3) concerne des voiles faiblement armés en flexion, surtout si les armatures verticales sont essentiellement réparties et non pas concentrées aux bords.

- *Rupture en flexion – effort tranchant*

- *Mode b1*

La rupture en flexion/effort tranchant se fait par plastification des armatures verticales de flexion et des armatures transversales.

- *Mode b2*

La rupture se fait par écrasement dans le béton de l'âme - apparaissent quand le cisaillement devient prédominant.

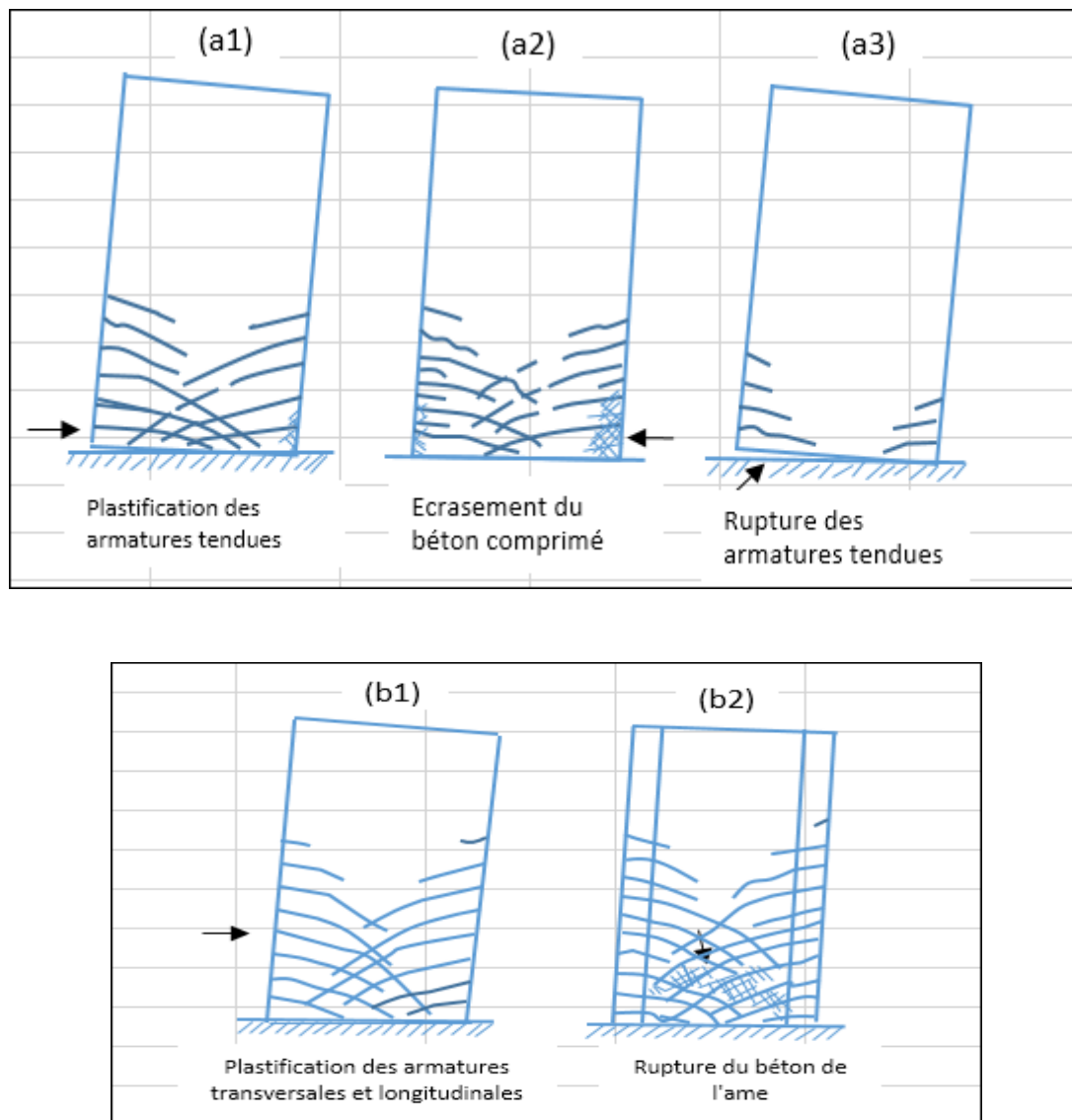


Figure 1.8 : Modes de rupture de voiles élancés [17]

1.3.3.2. Mode de rupture des voiles courts

Dans ce cas, la rupture est pratiquement toujours obtenue par effort tranchant et elle concerne généralement toute la hauteur de l'élément (figure 1.9) On distingue trois modes :

- **Mode c1**

La rupture par glissement à l'encastrement - «sliding shear» - (c1) est obtenue par plastification progressive des armatures verticales 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 de mur dont les lèvres glissent l'une par rapport à l'autre. Il apparaît souvent pour des chargements cycliques.

- **Mode c2**

La rupture par effort tranchant avec plastification (éventuellement rupture) des armatures le long de fissures diagonales – «tension failure» - (c2) est un cas aussi fréquemment rencontré.

- **Mode c3**

La rupture par effort tranchant dans le béton de l'âme (c3) est produite par une destruction du béton à la base des bielles qui transmettent les efforts de compression - «compression failure».

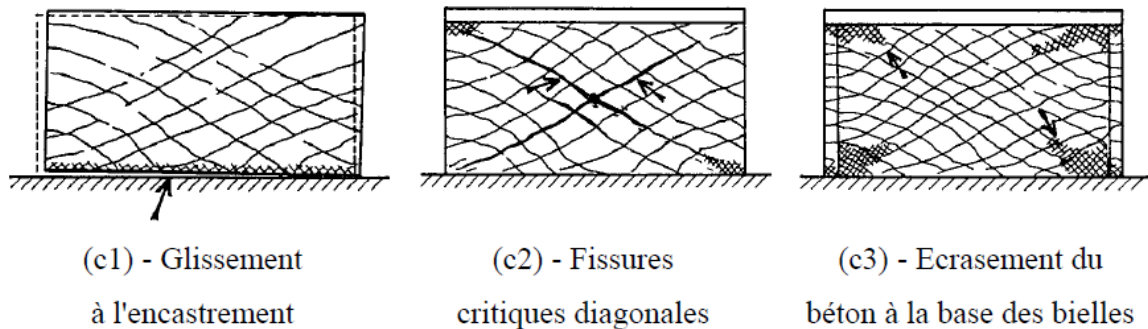


Figure 1.9 : Modes de rupture de voiles courts [17]

1.3.4. Dimensionnement des voiles selon le règlement parasismique algérien (RPA 99/v2003) :

Tout d'abord il faut préciser qu'un élément est considéré comme étant un voile s'il satisfait la condition suivante : $l \geq 4a$ comme montré sur la figure 1.10

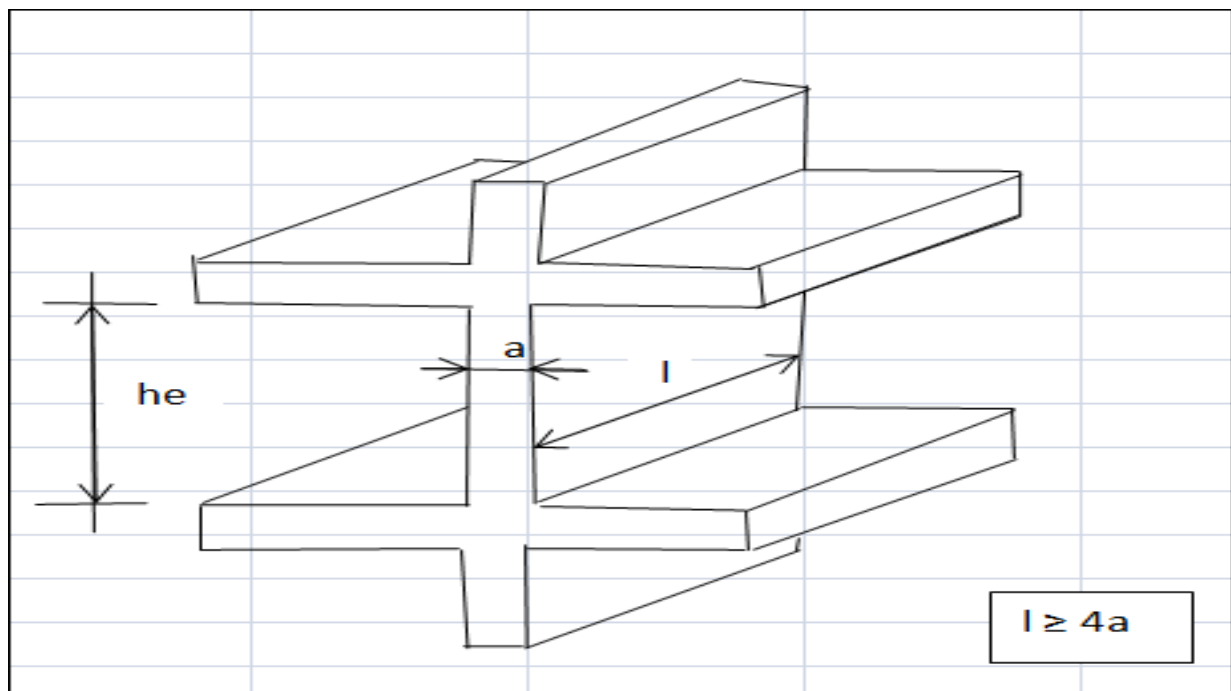


Figure 1.10 : Coupe en élévation d'un voile [5]

L'épaisseur minimale est égale à 15cm. Elle est fonction de la hauteur libre « h_e » et des conditions de rigidité aux extrémités. La figure 1.11 suivante illustre l'épaisseur minimale des voiles imposée par le règlement parasismique algérien

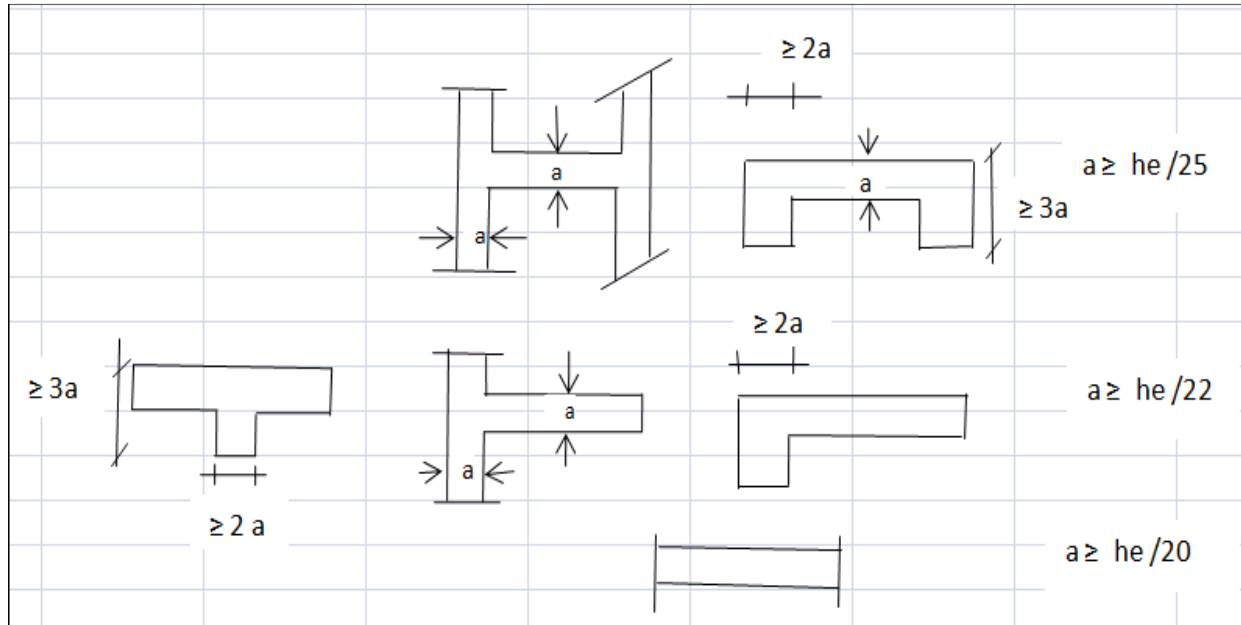


Figure 1.11 : Epaisseur minimale des voiles [5]

1.3.5. Ferrailage des voiles :

Ils travaillent en flexion composée et .Les voiles sont sollicités par un effort normal et un moment fléchissant. Le ferrailage est composé d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités, d'armatures de montage et d'armatures horizontales uniformément réparties.

Les armatures verticales extrêmes sont soumises à d'importantes forces de traction/compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué.

A la base du voile, sur une hauteur critique, des cadres sont disposés autour de ces armatures afin d'organiser la ductilité de ces zones. Enfin, les armatures de l'âme horizontales et verticales ont le rôle d'assurer la résistance à l'effort tranchant.

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) se fait en flexion composé tout en respectant les recommandations du règlement

parasismique algérien (**RPA2003**). Ils sont alors sollicités par un effort normal N et un moment fléchissant M .

➤ **La méthode des bandes (MDB) (DTU 23-1)**

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 :

$$d \leq \left(\min \frac{h_e}{2} ; \frac{l_c}{3} \right) \quad (1.1)$$

Avec h_e : la hauteur du voile et l_c : la longueur de la zone comprimée.

Le voile est sollicité par un moment fléchissant M , et un effort normal N .

1.3.6. Déformations d'un voile sous action sismique

▪ **Déformation d'un voile indépendant**

Les voiles ont une déformation de console verticale : plus faible aux étages inférieurs comme illustré dans la figure 1.12 suivante :

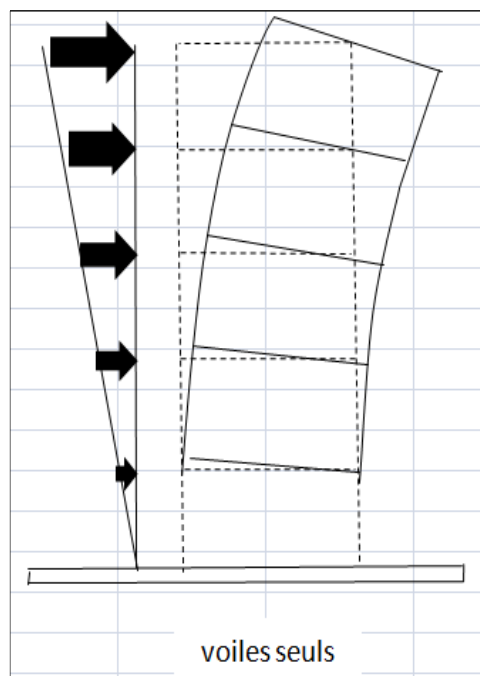


Figure 1.12 : Déformation des voiles seuls sous séisme [18]

▪ *Déformation des voiles dans une structure*

Dans un premier temps, les voiles, plus rigides, reprennent presque la totalité des charges sismiques et 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 période propre du système s'allonge permettant la sortie du système d'une éventuelle résonance avec le sol. la figure 1.13 suivante montre la déformation des voiles dans une structure :

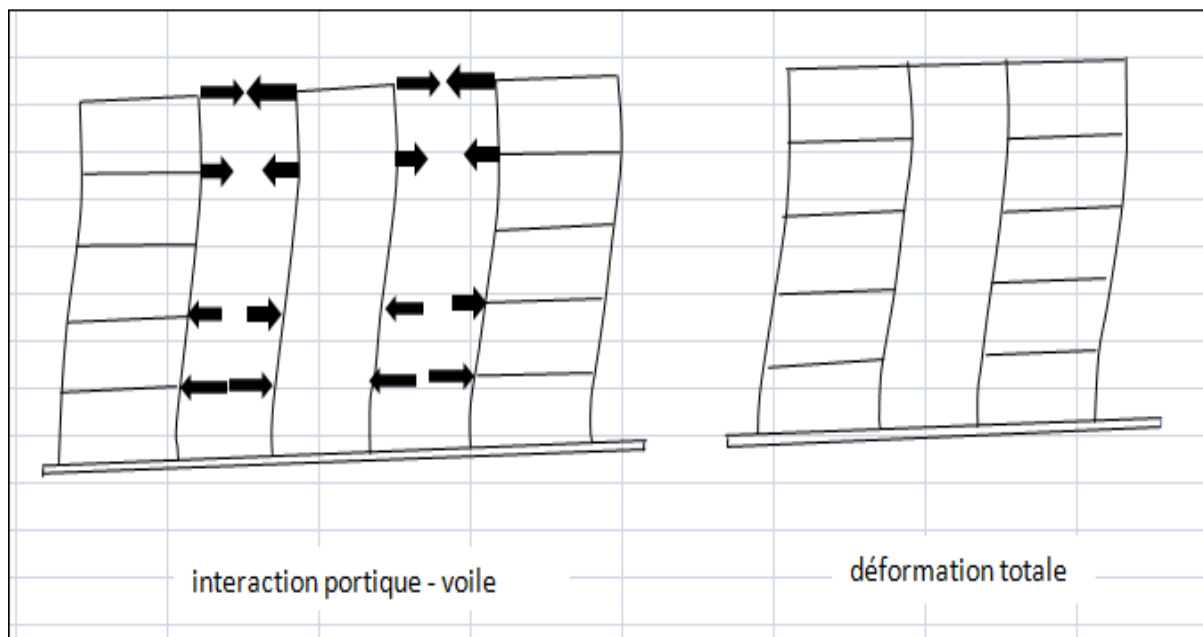


Figure 1.13 : Déformation des voiles dans une structure [18]

1.3.6. Le rôle des voiles en béton armé

Les voiles jouent un rôle primordial dans le comportement global des structures :

- Augmentent la rigidité de l'ouvrage ;
- diminuent les dommages des éléments non porteurs dont le coût de réparation est souvent le plus grand de celui des éléments porteurs ;
 - apaisent les conséquences psychologiques sur les habitants de hauts bâtiment dont les déplacements horizontaux sont importants lors des séismes ;
 - diminuent aussi l'influence des éléments non porteurs sur le comportement de la structure.

1.4. Modélisation numérique du comportement des matériaux béton et acier

1.4.1. Modèles numériques du comportement du béton

❖ *Modèle d'endommagement de Mazars*

C'est le premier modèle 3D de comportement du béton dans le cadre de la mécanique de l'endommagement [8]. Le point particulier de ce modèle est d'utiliser un critère en déformation en introduisant la notion de déformation équivalente $\tilde{\varepsilon}$ et un scalaire pour la variable de l'endommagement « d » (endommagement isotrope). Le modèle s'appuie sur un couplage élasticité et endommagement, il ne prend donc pas en compte l'irréversibilité des déformations, l'anisotropie et l'effet unilatéral.

L'endommagement agit directement sur la raideur du matériau de la façon suivante :

$$\bar{\sigma} = \frac{E(1-d)}{1+\nu} \left[\bar{\varepsilon} + \frac{\nu}{1-2\nu} \text{Tr}(\bar{\varepsilon}) \bar{\mathbb{I}} \right] \quad (1.2)$$

Où ν est le coefficient de Poisson et $\bar{\mathbb{I}}$ est la matrice d'unité.

La progression de l'endommagement est guidée par l'évolution de la déformation équivalente $\tilde{\varepsilon}$ qui s'écrit :

$$\tilde{\varepsilon} = \sqrt{\sum_{i=1}^3 \langle \varepsilon_i \rangle_+^2} \quad (1.3)$$

Avec $\langle \varepsilon_i \rangle_+ = \varepsilon_i$ si $\varepsilon_i \geq 0$

$$\langle \varepsilon_i \rangle_+ = 0 \text{ si } \varepsilon_i < 0$$

La variable d'endommagement « d » varie de façon continue entre 0 et 1. Pour traiter des cas multiaxiaux, cette variable est considérée comme étant la combinaison d'un endommagement dû à la traction d_t et d'un endommagement dû à la compression d_c . La combinaison linéaire de ces deux endommagements donne l'endommagement global isotrope :

$$\mathbf{d} = \alpha_t^\beta d_t + (1 - \alpha_t^\beta) d_c \quad (1.4)$$

β est un paramètre pour ajuster le comportement du modèle en cisaillement (habituellement pris égal à 1.06) [8]

L'évolution de d_t et d_c est de la forme :

$$d_t = 1 - \frac{K_0(1-A_t)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_t}{\exp[B_t(\tilde{\varepsilon}-K_0)]} \quad (1.5)$$

$$d_c = 1 - \frac{K_0(1-A_c)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_c}{\exp[B_c(\tilde{\varepsilon}-K_0)]} \quad (1.6)$$

La figure 1.14 suivante montre l'évolution des variables d'endommagement en traction et en compression

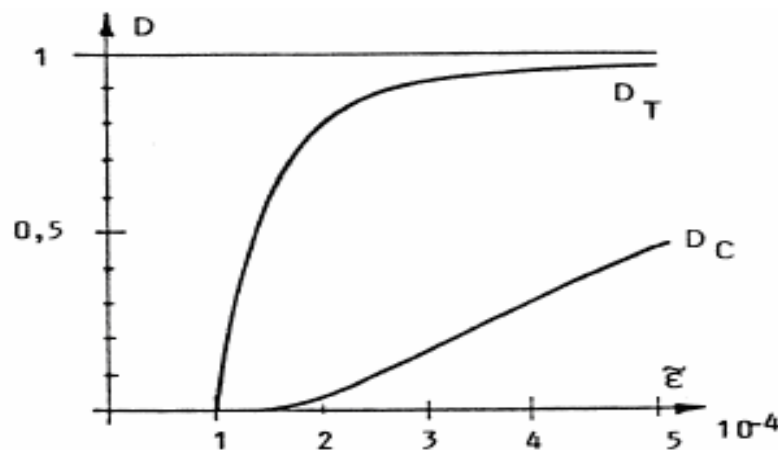


Figure 1.14 : Evolution des variables d'endommagement en traction et en compression [8]

Les coefficients A_t , A_c , B_t et B_c sont identifiés à partir des essais en compression et en traction sur des éprouvettes cylindriques [8].

❖ **Modèle élasto-plastique endommageable du béton [19]**

▪ **Introduction**

Le modèle « concrete damaged plasticity » permet la description du comportement inélastique du matériau béton à la fois en traction et en compression. Il a pour but de capturer les effets irréversibles de l'endommagement associés aux mécanismes de rupture se produisant dans le béton sous des pressions de confinement relativement petites. Il est conçu pour l'analyse des structures en béton soumises à un chargement monotone, cyclique et /ou dynamique.

Les majeurs mécanismes de rupture pour ce modèle sont la fissuration en traction et l'écrasement en compression.

Le comportement uniaxial à la traction et à la compression est caractérisé par la plasticité endommagée. La formulation de ce modèle est basée sur les modèles proposés par [20]

▪ **Comportement uniaxial en traction et en compression :**

La réponse uniaxial du béton en traction et en compression est donnée dans la figure 1.15 :

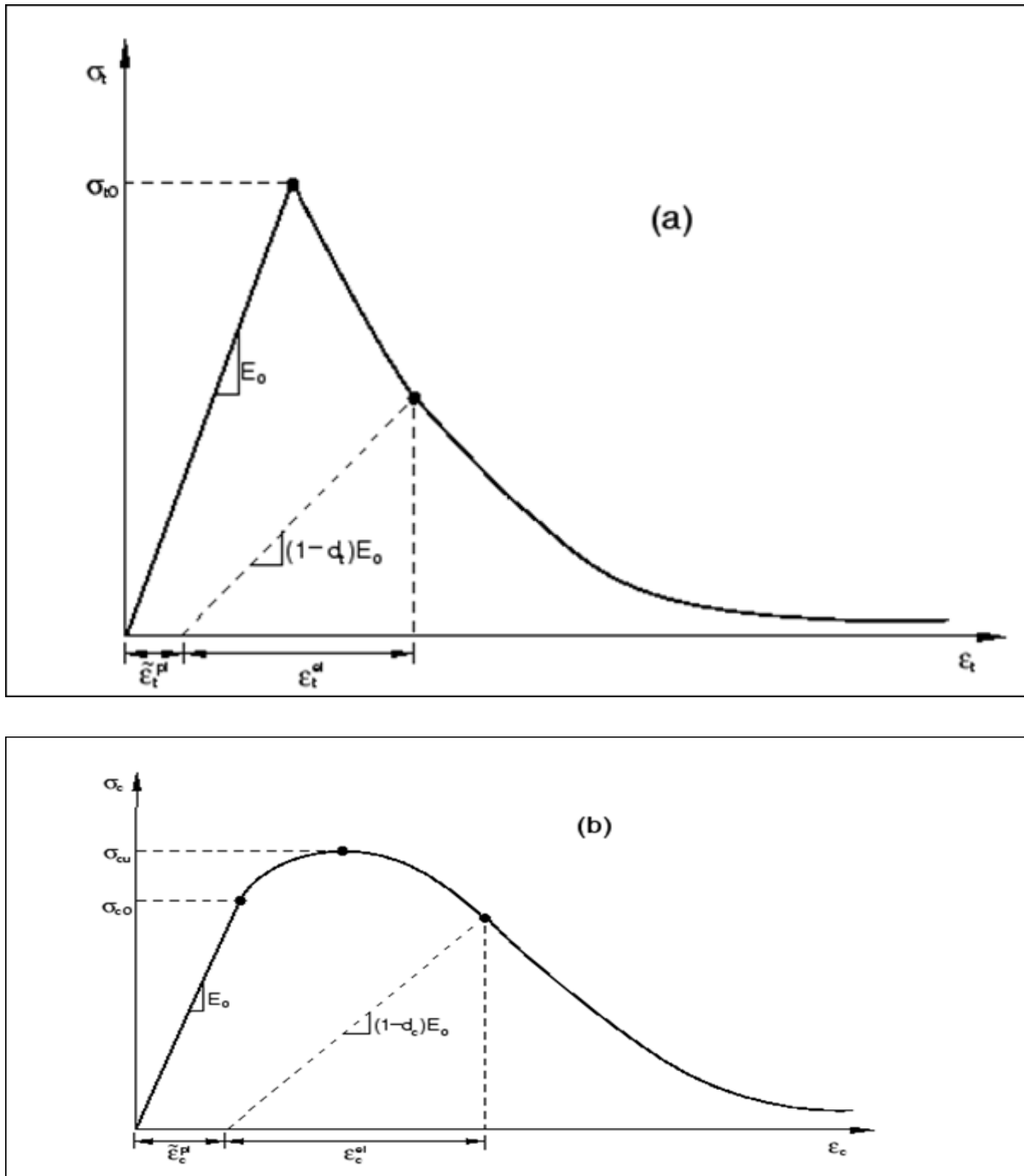


Figure 1.15 : Réponse uniaxiale du béton a) en traction b) en compression [21]

Comme indiqué sur la figure 1.15, on observe une perte de la rigidité du matériau (endommagement). L'endommagement du béton est significativement différent en traction et en compression. Pour chaque cas l'endommagement est plus important avec l'accroissement de la déformation.

Dans le cas du modèle « CDP » les courbes contraintes-déformations uniaxiales sont converties en courbes contraintes-déformations équivalentes plastiques ayant la forme suivante :

$$\sigma_t = f(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl}, \theta) \quad (1.7)$$

$$\sigma_c = f(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \dot{\tilde{\varepsilon}}_c^{pl}, \theta) \quad (1.8)$$

Avec :

Les indices « t » et « c » se référant à la traction et à la compression respectivement.

$\tilde{\varepsilon}^{pl}$: Déformation plastique équivalente

$\dot{\tilde{\varepsilon}}^{pl}$: Vitesse de déformation plastique

θ : La température

La réponse endommagée du béton est caractérisée par deux variables d'endommagement indépendantes d_t et d_c , qui sont supposées être dépendantes des déformations plastiques et de la température.

$$d_t = f(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \theta) \quad (0 \leq d_t \leq 1) \quad (1.9)$$

$$d_c = f(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \theta) \quad (0 \leq d_c \leq 1) \quad (1.10)$$

Dans le cas de notre travail, aucune dépendance à la température n'est considérée. Les variables d'endommagement sont des fonctions croissantes des déformations plastiques équivalentes comme illustré dans la figure 1.12.

Les variables d'endommagement dépendent juste des déformations plastiques équivalentes :

$$d_t = f(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (0 \leq d_t \leq 1) \quad (1.11)$$

$$d_c = f(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (0 \leq d_c \leq 1) \quad (1.12)$$

Elles varient de 0 pour un matériau non endommagé à 1 pour le matériau complètement endommagé.

La figure 1.16 illustre l'évolution des variables d'endommagement en fonction de la déformation plastique équivalente :

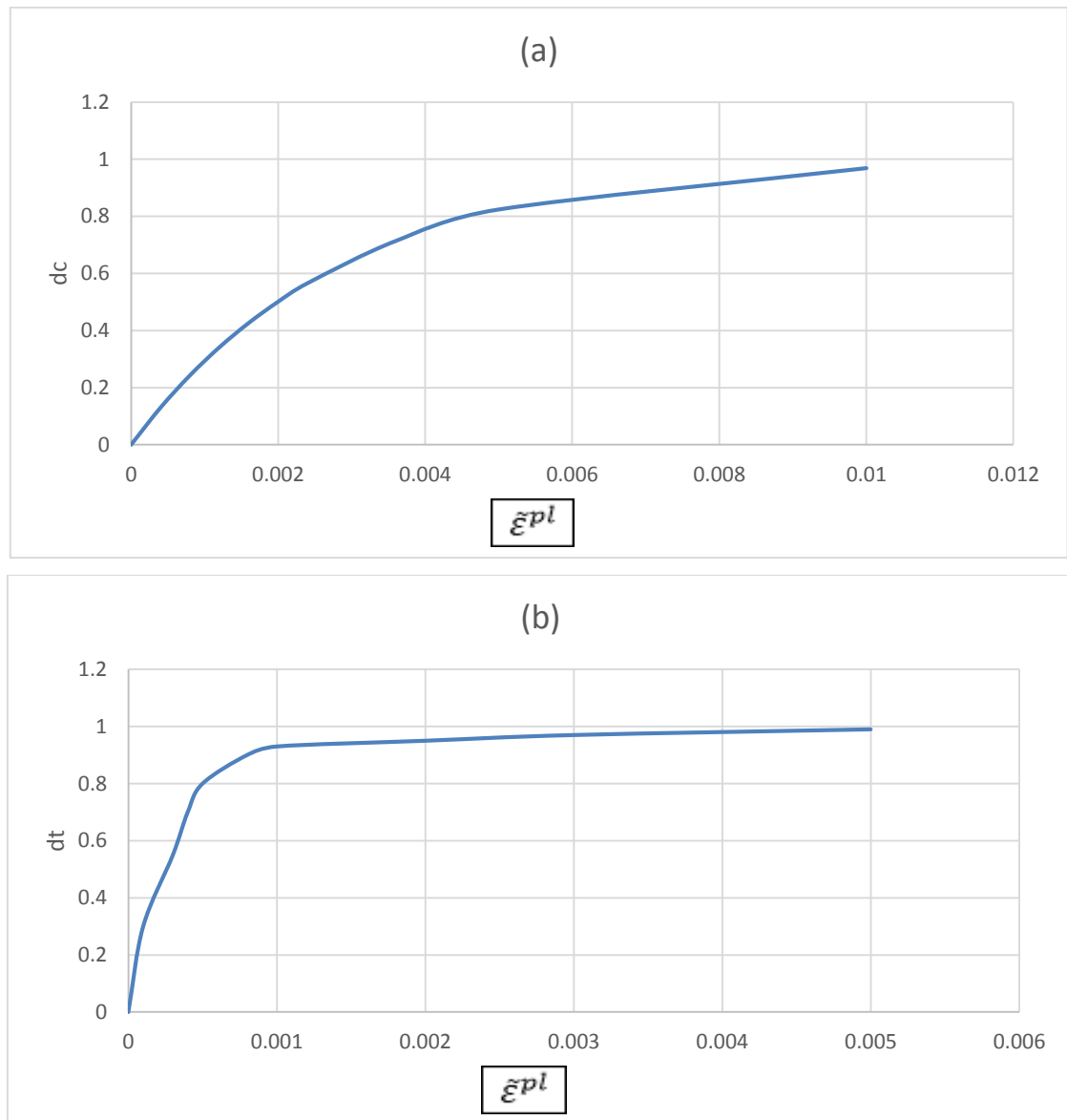


Figure 1.16 : Evolution des variables d'endommagement a).en compression et b).en traction en fonction de la déformation plastique équivalente [19]

La relation contrainte – déformation proposée par Kachanov [22] et développée par Robotnov [23] incluant l'endommagement isotrope est donnée par :

$$\bar{\sigma} = (1 - d)E_0^{el} : (\bar{\varepsilon} - \bar{\varepsilon}^{pl}) = E^{el} : (\bar{\varepsilon} - \bar{\varepsilon}^{pl}) \quad (1.13)$$

Dans le cas d'un chargement uniaxial en traction et en compression :

$$\sigma_t = (1 - d_t)E_0^{el}(\varepsilon_t - \tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (1.14)$$

$$\sigma_c = (1 - d_c)E_0^{el}(\varepsilon_c - \tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (1.15)$$

Sous chargement uniaxial les fissures se propagent dans une direction transversale à la direction des contraintes. L'initiation et la propagation des fissures causent une réduction de l'aire de la capacité portante disponible qui à son tour mène à une augmentation de la contrainte effective. Cet effet est moins prononcé sous une compression car les fissures sont parallèles à la direction du chargement. Cependant, après une grande quantité d'écrasement, l'aire de capacité portante effective est aussi réduite. Les contraintes effectives uniaxiales sont données par :

$$\tilde{\sigma}_t = \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} = E_0^{el}(\varepsilon_t - \varepsilon_t^{pl}) \quad (1.16)$$

$$\tilde{\sigma}_c = \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} = E_0^{el}(\varepsilon_c - \varepsilon_c^{pl}) \quad (1.17)$$

▪ *Comportement cyclique uniaxial (traction-compression-traction) du béton*

Les essais expérimentaux cycliques du béton montrent que la rigidité en compression est recouverte lors de fermeture de la fissure durant le passage d'un chargement de traction à un chargement compression. D'un autre côté, la rigidité en traction n'est pas recouverte lorsque le chargement change de la compression vers la traction une fois que l'écrasement se produit. Ceci est schématisé sur la figure 1.17.

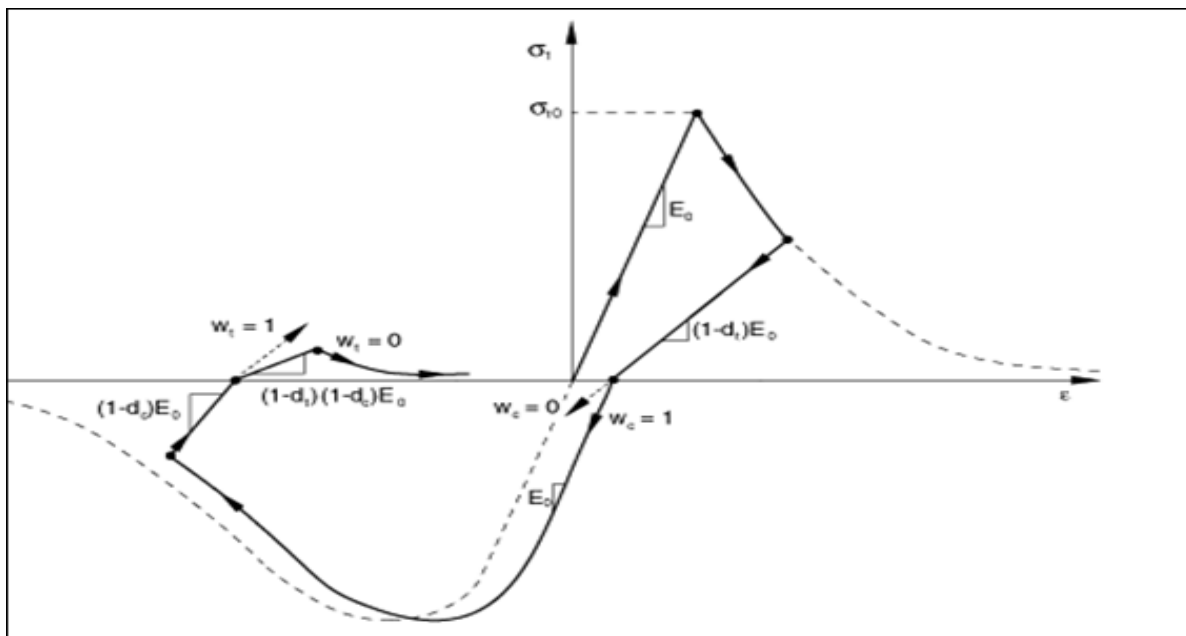


Figure 1.17 : Chargement cyclique uniaxial (traction-compression-traction) [21]

✚ *Identification des paramètres constitutifs du modèle « concrete damaged plasticity »*

Les paramètres $(\psi, \epsilon, \frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}$ et K_c) constitutifs du modèle sont identifiés à l'aide des résultats des essais de compression et de traction effectués au laboratoire.

Les paramètres (ψ, ϵ) sont utilisés pour décrire la forme de potentiel d'écoulement tandis que $(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}$ et K_c) sont responsable de la forme de la fonction de plastification.

Identification « $\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}$ » et « K_c »

La condition de plastification de ce modèle est basée sur la fonction de plastification proposée par Lubliner et al [16] et prend en considération les modifications proposées par Lee and Fenves [20] pour tenir compte de l'évolution différente de la résistance en traction et en compression. La fonction de plastification exprimée en fonction des contraintes effectives est donnée par la formule suivante :

$$\mathbf{F}(\tilde{\sigma}, \tilde{\epsilon}^{pl}) = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3\alpha\bar{p} + \beta(\tilde{\epsilon}^{pl}) \langle \tilde{\sigma}_{max} \rangle - \gamma \langle -\tilde{\sigma}_{max} \rangle) - \tilde{\sigma}_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl}) \leq 0 \quad (1.18)$$

$\tilde{\sigma}_{max}$: Valeur maximale du tenseur contrainte effective $\tilde{\sigma}$

$$\text{Tandis que la fonction } \beta(\tilde{\epsilon}^{pl}) \text{ est définit par : } \beta(\tilde{\epsilon}^{pl}) = \frac{\sigma_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl})}{\sigma_t(\tilde{\epsilon}_t^{pl})} (1-\alpha) - (1 + \alpha) \quad (1.19)$$

$\bar{p} = \frac{1}{3} \bar{\sigma} \cdot \bar{I}$: Contrainte hydrostatique

$\bar{q} = \sqrt{\left(\frac{2}{3} \bar{s} \cdot \bar{s}\right)}$: La contrainte effective équivalente Mises

\bar{s} : est la partie déviatorique du tenseur de contrainte effective $\bar{\sigma}$.

α : Paramètre calculé sur la base de la courbe de Kupfer (figure 1.17) et définit par la formule

$$\text{suivante : } \alpha = \frac{\left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_c}\right)^{-1}}{2\left(\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_c}\right)^{-1}} \quad (1.20)$$

$\frac{\sigma_{b0}}{\sigma_{c0}}$: est le rapport entre la résistance à la compression du béton sous chargement biaxial et la résistance sous chargement uniaxial représenté dans la courbe de Kupfer. La courbe de Kupfer est illustrée dans la figure 1.18 suivante :

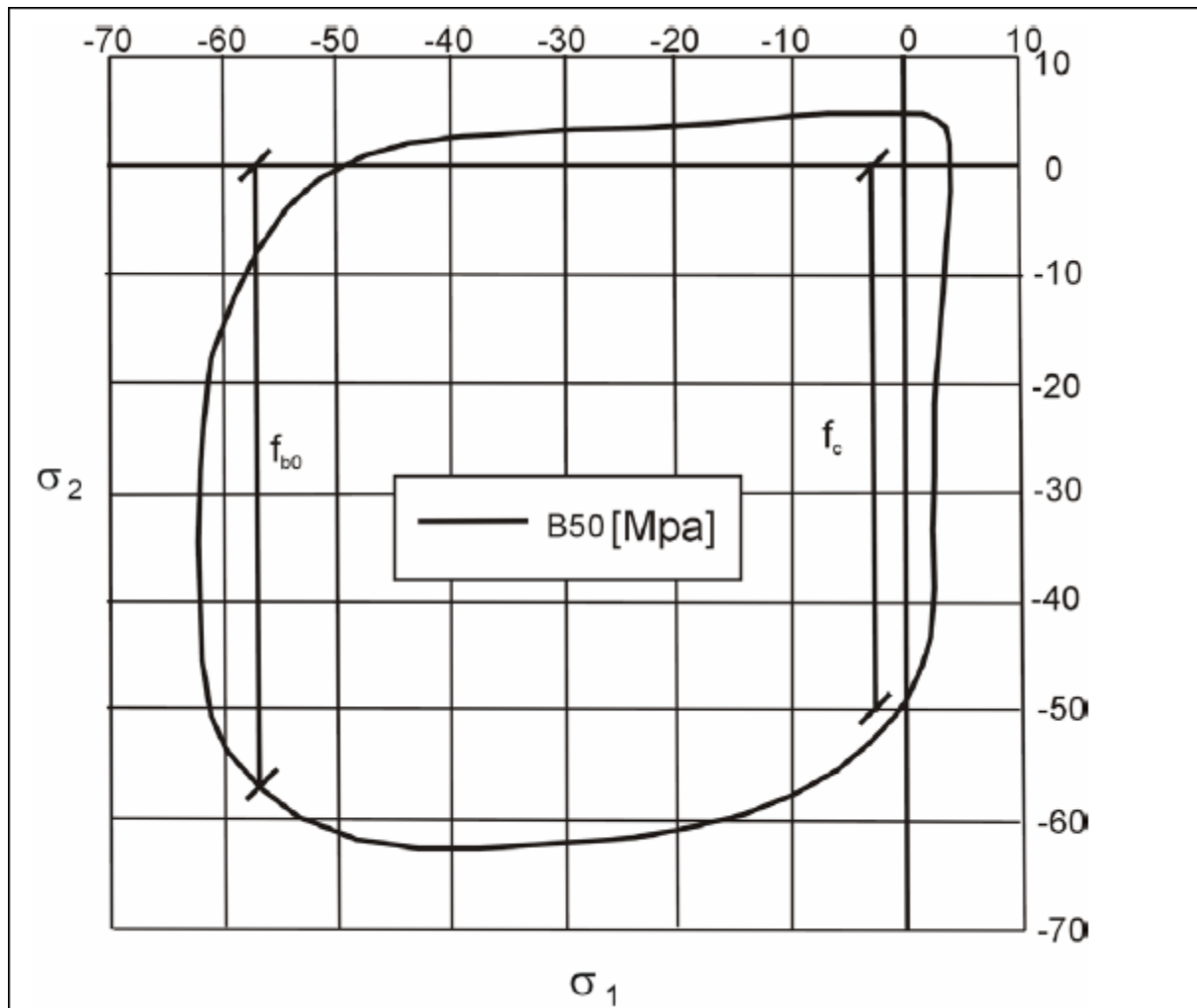


Figure 1.18 : La courbe du Kupfer pour un béton de classe B50 [21]

K_c : est le rapport du second invariant de la contrainte déviatorique des méridiens de traction et de compression.

L'identification du paramètre « K_c » est possible que si les résultats des essais en compression triaxial sont connus. Le paramètre « K_c » a la forme suivante :

$$K_c = \frac{3(1-\rho)}{2\rho+3} \quad (1.21)$$

Avec : $\rho = \frac{(\sqrt{J_2})_{TM}}{(\sqrt{J_2})_{CM}}$ est défini pour un état donné de la contrainte hydrostatique \bar{p} .

J_2 : est le second invariant de la contrainte déviatorique des méridiens de traction (TM) et de compression (CM).

L'état de contrainte dans les méridiens de traction et de compression sont respectivement $\sigma_1 > \sigma_2 = \sigma_3$ et $\sigma_1 = \sigma_2 > \sigma_3$. La valeur de « K_c » est comprise entre 0.5 et 1.0.

La figure 1.19 illustre différentes valeurs du paramètre « K_c ».

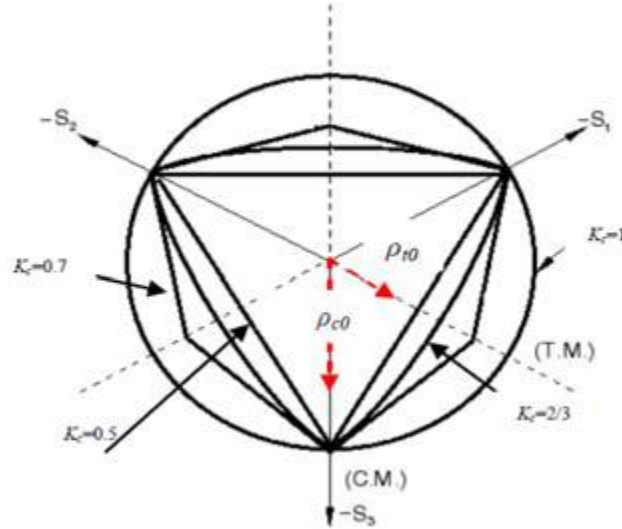


Figure 1.19 : les valeurs du paramètre « K_c » [24]

▪ *Identification « ψ » et « ϵ »*

Le modèle élasto-plastique avec endommagement utilise une loi d'écoulement non associée donnée par :

$$\bar{\epsilon}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \quad (1.22)$$

Où $\dot{\lambda}$ est un multiplicateur plastic non négatif. Le potentiel plastique est défini dans l'espace de la contrainte effective.

Le potentiel d'écoulement choisi pour ce modèle est la fonction hyperbolique de Drucker-Prager:

$$G = \sqrt{(\epsilon \sigma_{t0} \tan \psi)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \tan \psi \quad (1.23)$$

ψ : est l'angle de dilatation mesuré dans le plan p-q à haute pression de confinement.

ϵ : est une excentricité de la surface potentielle dans le domaine plastique.

L'angle ψ représente la dilatation du matériau béton par frottement. C'est la variation du volume du matériau causé par sa déformation plastique comme le montre la figure 1.20. Physiquement, ψ est interprété comme étant l'angle de frottement interne du béton.

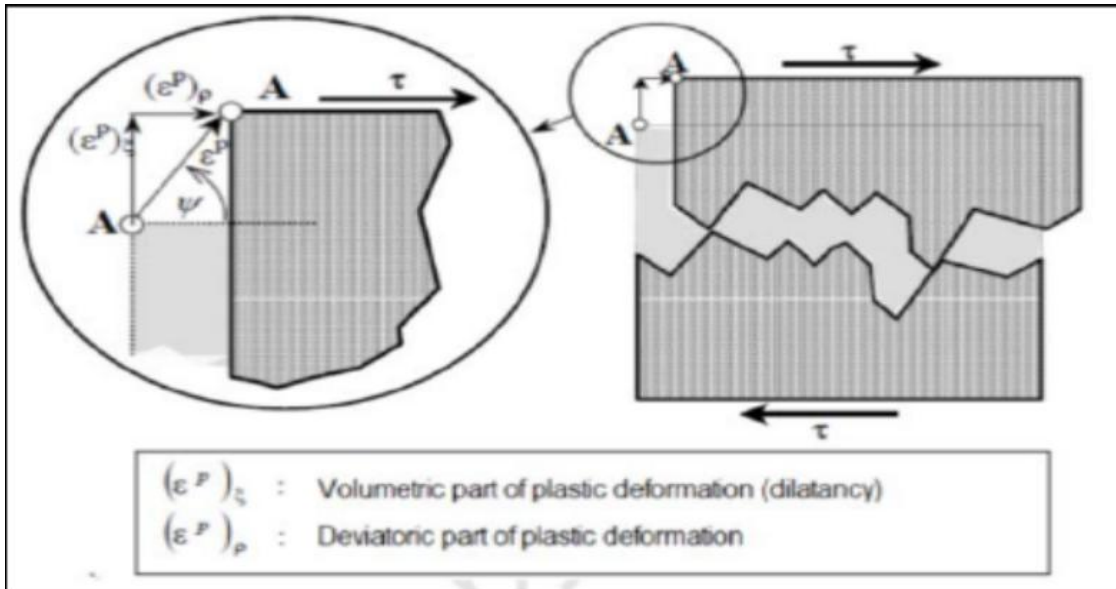


Figure 1.20 : Représentation de l'angle de dilatation [24]

La détermination des paramètres « ψ » et « ϵ » se fait en calculant les valeurs de contraintes principales pour un certain nombre de points des essais expérimentaux en compression et en traction uniaxiaux. Une fois que les valeurs des contraintes principales sont connues, tracer la courbe $q=f(p)$.

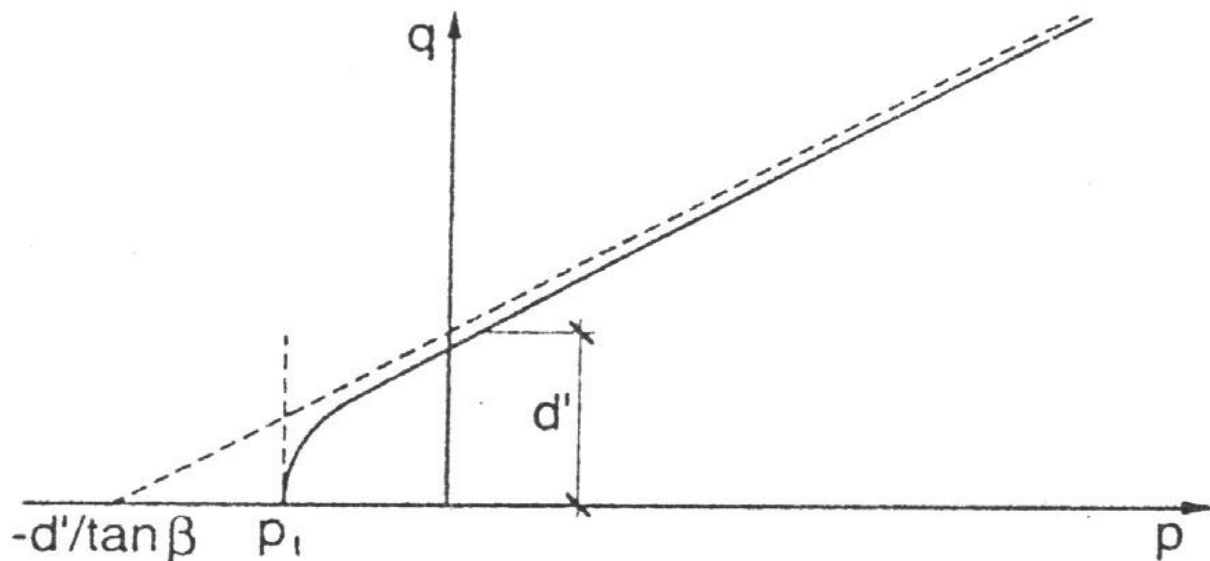


Figure 1.21 : Représentation de la surface d'écoulement de Dracker –Prager [25]

L'angle ψ est mesuré dans le plan p-q à haute pression de confinement.

ϵ : est une excentricité de la surface potentielle dans le domaine plastique.

Le modèle CDP propose une valeur d'excentricité égale à $\epsilon = 0.1$. Pour une valeur de $\epsilon = 0$, la fonction hyperbolique de Drucker-Prager devient une ligne droite (hypothèse classique de Drucker-Prager).

Le tableau suivant résume les paramètres du modèle « CDP » utilisés :

Paramètres du modèle "CDP"				
ψ	σ_{b0}/σ_{c0}	ϵ	K_c	μ
15°	1.16	0.1	2/3	0

Tableau 1 : Paramètres du modèle CDP utilisés [19]

1.4.2. Modélisation numérique du comportement de l'acier

❖ *Modèle élasto-plastique de von Mises : Rappel sur le comportement élasto-plastique [26]*

Le comportement élasto-plastique est un comportement constitué d'une phase élastique suivit une phase plastique du matériau considéré. L'expérience montre qu'un grand nombre de matériaux solides présentent un comportement élastique tant que les sollicitations qu'ils subissent sont suffisamment faibles. [26]

La formulation de cette notion nécessite la définition d'un domaine d'élasticité dans l'espace des contraintes décrit à l'aide d'un critère $f(\bar{\sigma})$ de sorte que :

- Le domaine d'élasticité est l'ensemble des contraintes telles que $f(\bar{\sigma}) < 0$.

De plus, pour les matériaux à comportement élastoplastique le critère $f(\bar{\sigma})$ est un seuil :

- Tout état de contrainte dans le matériau est tel que $f(\bar{\sigma}) \leq 0$.

La variété définie, dans l'espace de dimension six des tenseurs de contraintes, par l'équation $f(\bar{\sigma}) = 0$ est appelée surface seuil.

Le critère de **von Mises** est souvent utilisé pour décrire la plasticité des aciers et il s'écrit [26] :

$$\sigma^{eq} - R \leq 0 \quad (1.24)$$

Où R est la limite d'élasticité et la contrainte équivalente est définie par :

$$\sigma^{eq} = \sqrt{\frac{3}{2}} \|\bar{s}\| \quad \text{avec } \bar{s} \text{ étant le déviateur des contraintes } \bar{s} = \bar{\sigma} - \frac{1}{3} \text{tr}(\bar{\sigma}) \bar{I} . \quad (1.25)$$

Le facteur $\sqrt{\frac{3}{2}}$ apparaissant dans la définition (1.2) permet d'écrire $\sigma^{eq} = \sigma$ pour un état de contrainte uniaxial attribuant ainsi une interprétation simple. Cette interprétation nous renseigne que le seuil R du critère de von Mises (equ.1.24) est la valeur de la limite d'élasticité observée dans une expression traction ou compression uniaxiale.

▪ **Evolution de la surface seuil, écrouissage :**

On remarque sur beaucoup de matériaux qu'une fois la limite initiale d'élasticité atteinte, il est possible de poursuivre une augmentation de chargement, le matériau se déformant alors plastiquement. Ce phénomène est appelé écrouissage. La variation de la surface seuil sera alors fonction de la déformation plastique créée dans le matériau.

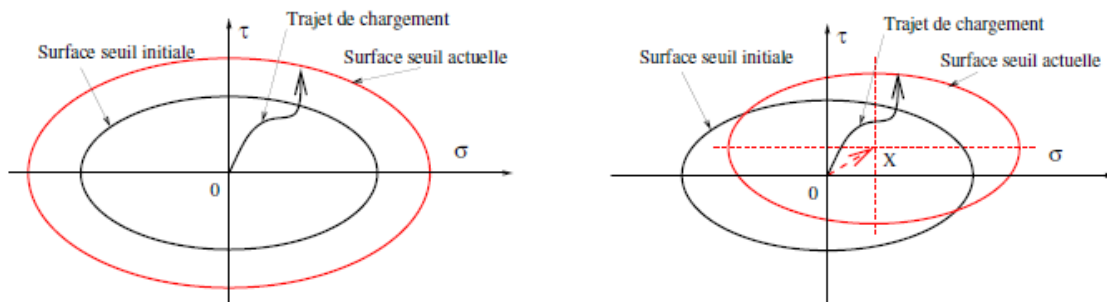


Figure 1.22 : Ecrouissage isotrope (gauche) ou cinématique (droite) [26]

L'écrouissage isotrope qui correspond à l'augmentation de la taille de la surface seuil tout en gardant sa taille et son centre. Il répond à un critère de la forme [26] :

$$f(\bar{\sigma}) - R \leq 0 \quad (1.26)$$

Où le seuil R dépend de la déformation plastique.

▪ **Déformation plastique**

Si un élément de matière d'un matériau élastoplastique subit une déformation $\bar{\varepsilon}$, on définit les parties élastique $\bar{\varepsilon}^e$ et plastique $\bar{\varepsilon}^p$ de la déformation par :

$$\bar{\varepsilon}^e = \mathbf{S} : \bar{\sigma}, \bar{\varepsilon}^p = \bar{\varepsilon} - \bar{\varepsilon}^e \text{ soit } \bar{\sigma} = \mathbf{E} : \bar{\varepsilon}^e = \mathbf{E} : (\bar{\varepsilon} - \bar{\varepsilon}^p) \quad (1.27)$$

Où S est le tenseur des souplesses élastiques.

L'état de contrainte actuel du matériau dépend de son trajet de déformation plastique effectué au cours du temps. La déformation plastique cumulée $p(t)$ est définie par [26] :

$$p(t) = \sqrt{\frac{2}{3}} \int_0^t \|\bar{\varepsilon}^p(u)\| du \quad (1.28)$$

Le facteur $\sqrt{\frac{2}{3}}$ apparaissant dans la définition est ajouté de façon à avoir $\bar{\sigma} : \bar{\varepsilon}^p = \sigma^{eq} \dot{p}$ pour un essai de traction uniaxial.

▪ **Règle de normalité [26]**

Des essais multiaxiaux sur des métaux montrent que quand le chargement est poursuivi à partir d'une contrainte située sur la surface seuil, les variations de déformation plastique s'effectuent à l'extérieur de cette surface et selon une direction orthogonale. L'évolution de la déformation plastique est alors gérée par la règle de normalité :

- La vitesse de déformation plastique est nulle lorsque les contraintes sont dans le domaine d'élasticité ($f(\bar{\sigma}) < 0$). Lorsqu'elles sont sur le seuil de plasticité ($f(\bar{\sigma}) = 0$), la vitesse de déformation plastique est normale extérieure au domaine de plasticité.

La formulation de la règle de normalité couplant les deux cas est alors :

$$\bar{\varepsilon}^p = \dot{\gamma} \frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}} \quad \dot{\gamma} \geq 0 \quad f(\bar{\sigma}) \leq 0 \quad \dot{\gamma} f(\bar{\sigma}) = 0 \quad (1.29)$$

Le multiplicateur $\dot{\gamma}$ est un scalaire indéterminé. La condition de complémentarité $\dot{\gamma} f(\bar{\sigma}) = 0$ sert à exprimer le fait que la déformation plastique ne peut évoluer qu'à partir d'une situation telle que l'état de contrainte est sur le seuil de plasticité.

Pour le critère de von Mises (equ 1.24), on trouve que :

$$\frac{\partial f}{\partial \bar{\sigma}} = \frac{3}{2 \sigma^{eq}} \bar{S} \quad (1.30)$$

Puisque $\|\bar{S}\| = \sqrt{\frac{2}{3}} \sigma^{eq}$ par définition (equ.1.25) de la contrainte équivalente, on note alors que la règle de normalité (equ.1.29) et la formule (equ.1.30) entraînent que la vitesse de déformation plastique cumulée s'écrit :

$$\dot{p} = \sqrt{\frac{2}{3}} \|\bar{\dot{\epsilon}}^p\| = \sqrt{\frac{2}{3}} \dot{\gamma} \frac{3}{2 \sigma^{eq}} \sqrt{\frac{2}{3}} \sigma^{eq} = \dot{\gamma} \quad (1.31)$$

Le multiplicateur plastique $\dot{\gamma}$ est égal à la vitesse de déformation plastique cumulée \dot{p} dans le cas du critère de Von Mises.

Le critère de Von Mises, l'une des fonctions seuils les plus simples à mettre en œuvre numériquement, s'applique bien aux aciers de construction [27]

❖ *Modèle de Johnson Cook*

En se basant sur le modèle de von Mises, Johnson Cook [28] a proposé une loi élasto-plastique écrouissable.[28]

La loi de comportement élastique s'écrit comme suit :

$$\bar{\sigma} = 2 \mu \bar{\epsilon}^e + \lambda \text{tr} \bar{\epsilon}^e \bar{I}$$

Le critère de plasticité s'écrit :

$$\phi = \sigma_{eq} - \bar{\sigma} \leq 0$$

La contrainte d'écoulement de Johnson Cook utilisée est la suivante [28] :

$$\bar{\sigma} = (A + B \epsilon^n) \times \left[1 + C \ln \frac{\dot{\epsilon}}{\dot{\epsilon}_0} \right] \times \left[1 - \left(\frac{\theta - \theta_t}{\theta_{fusion} - \theta_t} \right)^m \right]$$

Cette loi est composée d'un terme d'écrouissage, d'un terme dynamique et d'un terme d'adoucissement thermique.

A : limite d'élasticité

B : module d'écrouissage (paramètre linéaire d'écrouissage)

n : coefficient d'écrouissage (paramètre non linéaire d'écrouissage).

$\dot{\epsilon}$: vitesse de déformation plastique

C : coefficient de dépendance à la vitesse d'écroutissage

θ : température du matériau

m : exposant d'adoucissement thermique

Nous avons considéré un comportement isotherme.

Les caractéristiques de l'acier utilisé sont [29] :

$E = 210\,000\text{ MPa}$; $\nu = 0.3$; $R_e = 348\text{ MPa}$; $\sigma_m = 527\text{ MPa}$; $\varepsilon_u = 0.164$

Après identification, nous obtenons :

A(MPa)	B (MPa)	n	C	$\dot{\varepsilon}_0$ (s-1)
380	5476.93	2.52	0.0141	0.001

1.5. Les modèles d'interaction "béton - armatures d'acier " [30]

1.5.1. Représentation géométrique de l'armature d'acier dans le béton

Les éléments d'acier dans les structures en béton armé peuvent être représentés comme continus ou discontinus en fonction des approches de calcul :

-La représentation discontinue est modélisée par des éléments de type barre reliés avec le milieu continu (béton) par des liaisons parfaites ou spéciales (Figure 1.24a).

-La représentation continue est modélisée par des éléments spéciaux contenant déjà la bande d'armature avec sa direction prédéterminée, l'épaisseur de cette bande dépendant du taux d'acier selon cette direction (Figure 1.24b). [30]

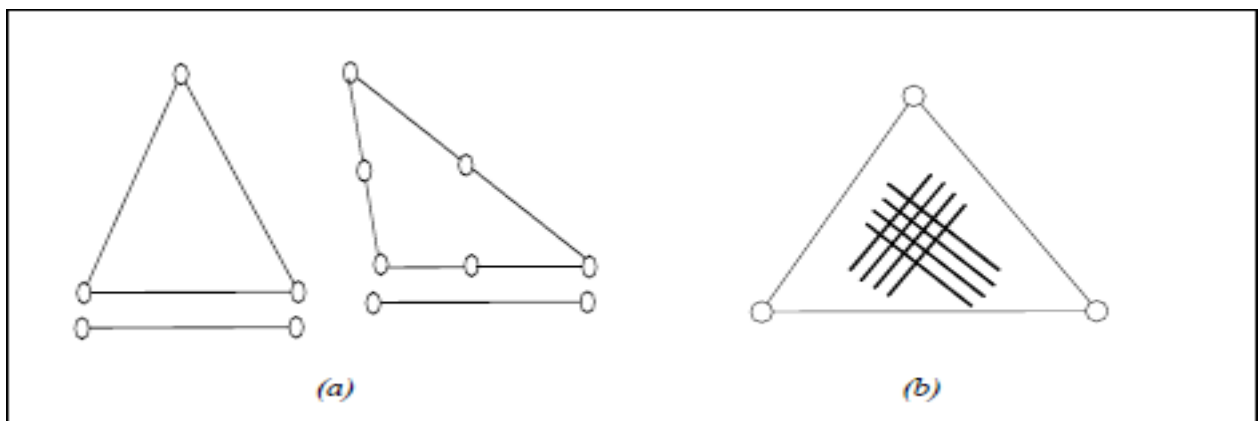


Figure 1.23 : Représentation des armatures d'acier dans le béton : (a) discontinue (b) continue [30]

Concernant notre travail, nous optons pour une représentation discontinue puisque c'est la plus simple et la plus utilisée dans la modélisation des structures de construction en béton armé et nous donne une précision suffisante.

1.5.2. Représentation de la liaison béton-acier

Pour représenter cette liaison dans la simulation numérique, plusieurs méthodes peuvent être utilisées comme :

- (i) l'acceptation d'une liaison parfaite entre les armatures et le béton où tous les effets de détachement sont négligés.
- (ii) l'utilisation d'éléments spéciaux de type ressort (bond link spring elements) reliant les deux surfaces acier-béton par deux noeuds chacune ou des éléments de type d'interface reliant les éléments d'acier et de béton en se basant sur la loi d'adhérence ($\tau - \gamma$) entre ces deux matériaux (la complexité de mise en oeuvre de ces éléments et la difficulté d'identification de la loi d'interface sont les inconvénients de cette méthode) ;
- (iii) la modification de la loi de comportement d'un de deux matériaux (béton ou acier) pour y introduire le comportement d'interface (Jiang (1984)) est moins utilisée dans les calculs. [30]

1.6. L'influence de la corrosion sur l'interface acier/béton

Le comportement de l'interface entre l'acier et le béton sous chargement monotone ou cyclique peut être modifié par le phénomène de corrosion.

Le frottement comme l'adhérence est principalement les propriétés susceptibles d'être modifié par ce phénomène. Il faut savoir que l'adhérence est définie à une échelle locale, généralement à l'échelle de la nervure. En revanche, le frottement est une notion définie à une échelle globale, souvent celle de la barre ou de la structure. C'est essentiellement lors de la première phase de dégradation de l'interface que les propriétés de frottement conditionnent la dégradation.

Le développement de la fissuration occasionne une diminution des capacités de frottement qui se traduit par une perte de la capacité d'ancrage de l'armature dans le béton [31].

D'une manière générale, l'adhérence en présence de la corrosion peut être supérieure (2 à 3 fois) à celle développée entre l'acier et le béton, en l'absence de corrosion [32]. De plus, après l'apparition des premières fissures à la surface du béton, il est démontré que la capacité portante des éléments de structure sollicités en flexion trois points est réussite d'environ 60% [33]

1.7. Conclusion

Nous avons présenté le comportement mécanique du béton et de l'acier. Des essais en compression, en traction ou sous chargements cycliques ont permis de mettre en évidence les phénomènes physiques et les principales caractéristiques intervenants lors de la dégradation de ces matériaux. Le comportement mécanique, le dimensionnement ainsi que les méthodes réglementaires du calcul des ferrailages des voiles en béton armé sont exposées. Des modèles numériques sont aussi présentés. Dans la suite de ce travail, le modèle numérique « concrete damaged plasticity » pour le béton et le modèle élasto plastique parfait pour l'acier sont utilisés pour la simulation numérique des structures en béton armé soumises à des chargements dynamiques. De plus, l'influence de la corrosion sur l'interface acier/béton est brièvement abordée.

Chapitre 2 :

Aspects numériques

2.1. Introduction

La méthode des éléments finis fait partie des outils de mathématiques appliquées. Il s'agit de mettre en place, à l'aide des principes hérités de la formulation variationnelle ou formulation faible, un algorithme discret mathématique permettant de rechercher une solution approchée d'une équation aux dérivées partielles sur un domaine compact avec conditions aux bords et/ou dans l'intérieur du compact.

Il s'agit donc avant tout de la résolution approchée d'un problème, où, grâce à la formulation variationnelle, les solutions du problème vérifient des conditions d'existence plus faibles que celles des solutions du problème de départ et où une discrétisation permet de trouver une solution approchée.

Abaqus est un ensemble de programmes de simulation d'ingénierie puissant, basé sur la méthode des éléments finis, qui peut résoudre des problèmes allant relativement de simple analyse linéaire aux simulations non linéaires les plus difficiles. Abaqus contient une vaste bibliothèque d'éléments qui peuvent modéliser n'importe quelle géométrie. Il a aussi une liste étendue de modèles de matériaux qui peuvent simuler le comportement de la plupart des matériaux d'ingénierie typiques y compris les métaux, le caoutchouc, polymères, composites en béton armé, déformable et mousses souples, et les matériaux géotechniques tels que les sols et les roches. Conçu comme un outil de simulation à des fins générales, Abaqus permet de simuler des problèmes dans divers domaines.

Abaqus propose une large gamme de fonctionnalités pour la simulation d'applications linéaires et non linéaires. Des problèmes avec des composants multiples sont modélisés en associant la géométrie définissant chaque composant avec les modèles de matériaux appropriés et en spécifiant les interactions des composants. Dans une analyse non linéaire Abaqus choisit automatiquement par incréments de charges appropriées et les tolérances de convergence et les ajuste continuellement pendant l'analyse pour s'assurer que la solution exacte soit obtenue de manière efficace.

2.2. Généralités sur Abaqus

2.2.1. Fonctionnement d'Abaqus

Une analyse complète Abaqus se compose généralement de trois étapes distinctes : prétraitement, la simulation et le post-traitement. Ces trois phases sont reliées entre elles par des fichiers comme indiqué ci-dessous :

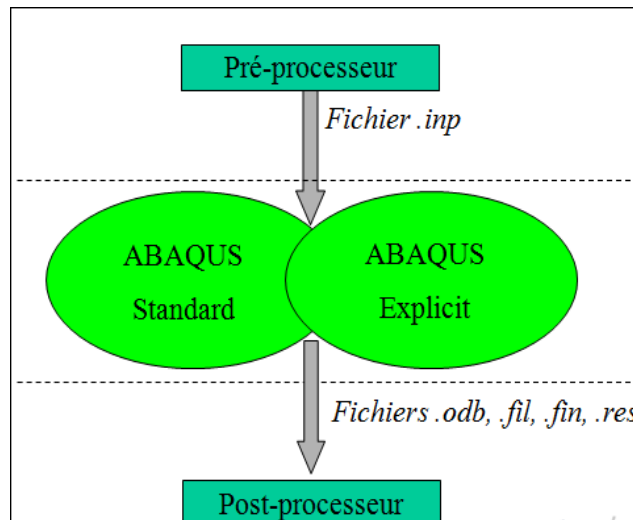


Figure 2.1 : Illustration des étapes d'une analyse complète avec Abaqus [19]

- **Prétraitement (Abaqus / CAE)**

Dans cette étape, vous devez définir le modèle du problème physique et créer un fichier d'entrée Abaqus. Le modèle est généralement créé graphiquement en utilisant Abaqus / CAE ou d'un autre préprocesseur, bien que le fichier d'entrée Abaqus pour une analyse simple peut être créé en utilisant directement un éditeur de texte.

- **Simulation (Abaqus / Standard ou Abaqus / Explicit)**

La simulation, qui est normalement gérée comme un processus d'arrière-plan, est le stade dans lequel Abaqus / Standard ou Abaqus / Explicit résout le problème numérique définie dans le modèle. Les exemples de résultats d'une analyse comprennent les déplacements et les contraintes qui sont stockés dans des fichiers binaires prêts pour le post-traitement. Selon la complexité du problème en cours d'analyse et la puissance de l'ordinateur utilisé, il peut prendre de quelques secondes à quelques jours pour terminer une course d'analyse.

- **Post-traitement (Abaqus / CAE)**

Vous pouvez évaluer les résultats une fois que la simulation a été achevée et les déplacements, contraintes, ou d'autres variables fondamentales ont été calculés. L'évaluation se fait généralement de manière interactive en utilisant le module de visualisation des Abaqus / CAE ou d'un autre post-processeur. Le module de visualisation, qui lit le fichier de base de données de sortie binaire neutre, a une variété d'options pour l'affichage des résultats, y compris les tracés de contour de couleur, des animations, des parcelles de déformée, et les parcelles X-Y.

2.2.2. Méthodes de résolution des problèmes dans Abaqus

Abaqus comprend deux méthodes de résolution des problèmes : méthode explicite et la méthode implicite

- **Méthodes explicites**

Les méthodes explicites ont besoin d'une faible taille de l'incrément de temps. Elles sont indépendantes du type et de la durée du chargement. Les simulations explicites prennent généralement des incréments de l'ordre de 10.000 à 1.000.000, mais le coût de calcul par incrément est relativement faible.[19]

- **Méthodes implicites**

Les méthodes implicites ne constituent pas une limitation inhérente à la taille de l'incrément de temps; la taille minimum est généralement déterminée par des considérations de précision et de convergence. Les simulations implicites prennent généralement des ordres de grandeur moins que les incréments simulations explicites. Toutefois, étant donné un ensemble global d'équations doit être résolu en chaque incrément, le coût par incrément d'une méthode implicite est bien plus grande que celle d'une méthode explicite.[19]

2.3. Etapes de résolution d'un problème numérique par éléments finis

Pour chaque pas de temps deux types de traitements sont effectuées :

- Traitement local des relations de comportement :
 - Méthode d'intégration locale du comportement élasto-plastique sur un pas de temps.(pour notre cas)

- Traitement global des relations d'équilibre :
 - Incorporation dans les équations (faibles) d'équilibre et résolution

2.4. Formulation numérique d'un problème en dynamique et méthodes d'intégration temporelle

Il est devenu courant de calculer la réponse de structures soumises à des chargements transitoires. Le résultat est une prédiction de déplacement, vitesse, accélération et de l'histoire des contraintes en fonction du temps aux noeuds et éléments du modèle élément fini.

Si le système est linéaire, deux approches sont disponibles : la superposition modale et l'intégration temporelle directe.

Ces limitations peuvent être aisément surmontées en utilisant les méthodes d'intégration directe, car ces algorithmes ne sont pas limités aux seuls systèmes linéaires. Par contre les paramètres de ces méthodes doivent être ajustés en fonction de la stabilité du schéma et de la précision requise, et notamment le pas de temps.

En effet l'opérateur d'intégration temporelle directe est construit par différences finies sur le temps, et le pas de temps est alors un paramètre fondamental ; sa taille est liée non seulement au contenu en fréquences de l'excitation, mais aussi à la discrétisation spatiale en éléments finis, car il est lié à la vitesse de propagation d'une onde dans le maillage élément fini.

2.4.1. Formulation variationnelle d'un problème de dynamique et discrétisation

- **Problème mécanique : principe de puissances virtuelles**

Soit un solide déformable occupant un domaine Ω à l'instant t , soumis à une densité surfacique \bar{T}^d sur une partie S_T de sa frontière, la partie complémentaire S_u étant soumise à un champ de déplacement imposé \bar{u}^d , le cas échéant une densité de force volumique b peut-être appliquée sur Ω .

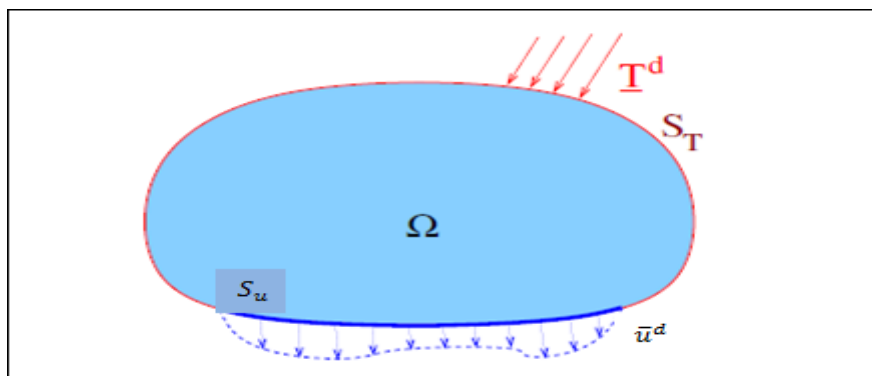


Figure 2.2 : Equilibre HPP d'un solide élastique : notations[26]

Les théorèmes généraux de la mécanique des milieux continus conduisent aux équations du mouvement locales. Soit un point M appartenant au domaine, il est repéré par les coordonnées (x, t) dans la configuration courante (soit dans Ω). Si l'on se place dans la configuration courante l'équation locale du mouvement du point matériel M ainsi que les conditions limites et initiales sont alors [26] :

$$\bar{\boldsymbol{\varepsilon}}(\bar{\boldsymbol{x}}) = \frac{1}{2} (\boldsymbol{\nabla} \bar{\boldsymbol{u}} + \boldsymbol{\nabla}^T \bar{\boldsymbol{u}})(\bar{\boldsymbol{x}}) \quad (\bar{\boldsymbol{x}} \in \Omega) \quad (2.1)$$

$$\text{div } \bar{\boldsymbol{\sigma}}(\bar{\boldsymbol{x}}) + \rho \bar{\boldsymbol{f}}(\bar{\boldsymbol{x}}) = \mathbf{0} \quad (\bar{\boldsymbol{x}} \in \Omega) \quad (2.2)$$

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}}(\bar{\boldsymbol{x}}) = \mathbf{A} : \bar{\boldsymbol{\varepsilon}}(\bar{\boldsymbol{x}}) \quad (\bar{\boldsymbol{x}} \in \Omega) \quad (2.3)$$

Et les conditions aux limites

$$\bar{\boldsymbol{u}}(\bar{\boldsymbol{x}}) = \bar{\boldsymbol{u}}^D(\bar{\boldsymbol{x}}) \quad (\bar{\boldsymbol{x}} \in S_u) \quad (2.4)$$

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}}(\bar{\boldsymbol{x}}) \cdot \bar{\boldsymbol{n}}(\bar{\boldsymbol{x}}) = \bar{\boldsymbol{T}}^D(\bar{\boldsymbol{x}}) \quad (\bar{\boldsymbol{x}} \in S_T) \quad (2.5)$$

Pour lesquelles il est nécessaire que les surfaces S_u et S_T forment une partition de $\partial\Omega$:

$$S_u \cup S_T = \partial\Omega, S_u \cap S_T = \emptyset \quad (2.6)$$

L'équation locale d'équilibre (2.2) peut être exprimée sous une forme intégrale équivalente par dualisation, c'est-à-dire multiplication par un champ $\bar{\boldsymbol{w}} \in \mathcal{C}$ arbitraire et intégration sur Ω . On obtient ainsi la forme faible de l'équation locale d'équilibre [34]:

$$\int_{\Omega} \bar{\boldsymbol{\sigma}} : \bar{\boldsymbol{\varepsilon}}[\bar{\boldsymbol{w}}] dV = \int_{\Omega} \rho \bar{\boldsymbol{f}} \bar{\boldsymbol{w}} dV + \int_{\partial\Omega} [\bar{\boldsymbol{\sigma}} \cdot \bar{\boldsymbol{n}}] \cdot \bar{\boldsymbol{w}} dS \quad \forall \bar{\boldsymbol{w}} \in \mathcal{C} \quad (2.7)$$

qui correspond en fait au principe des puissances virtuelles (PPV) appliqué au cas de l'équilibre (les membres de gauche et de droite de l'égalité (2.7) correspondant respectivement aux puissances de la vitesse virtuelle $\bar{\boldsymbol{w}}$ des efforts intérieurs-avec changement de signe- et des efforts extérieurs).

La fonctionnelle (2.7) est une équation non linéaire qui doit être résolue par une méthode itérative en utilisant un développement approprié. Nous présentons dans ce qui suit la procédure de linéarisation de cette fonctionnelle dans le cas de l'utilisation d'éléments pour lesquels les fonctions géométriques sont confondues avec les fonctions d'interpolation.

Les déplacements réels et virtuels de tout point du solide Ω sont reliés aux déplacements des nœuds adjacents par des fonctions. En utilisant la méthode de Galerkin.

$$\mathbf{u}^e = \mathbf{N}_n \mathbf{u}_n^e \quad (2.8)$$

$$\delta \mathbf{u}^e = \mathbf{N}_n \delta \mathbf{u}_n^e \quad (2.9)$$

N_n sont les fonctions d'interpolations nodales sur l'élément (e). Elles dépendent des coordonnées spatiales et sont exprimées dans l'espace de référence, 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 (2.8) et (2.9) :

$$\left\{ \begin{array}{l} \dot{\mathbf{u}} = N_n \dot{\mathbf{u}}_n^e \\ \delta \dot{\mathbf{u}}^e = N_n \delta \dot{\mathbf{u}}_n^e \\ \ddot{\mathbf{u}}^e = N_n \ddot{\mathbf{u}}_n^e \end{array} \right. \quad (2.10)$$

En introduisant les approximations (2.8)-(2.10) dans l'équation (2.7), nous obtenons une fonctionnelle élémentaire de la forme :

$$\mathbf{I}_e = (\mathbf{M}^e \ddot{\mathbf{u}}^e + \mathbf{F}_{int}^e - \mathbf{F}_{ext}^e) \delta \dot{\mathbf{u}}^e = \mathbf{0} \quad (2.11)$$

Où \mathbf{M}^e est la matrice masse élémentaire cohérente ou consistante dans le sens où elle est calculée avec les fonctions d'interpolations N_n de l'élément. \mathbf{F}_{int}^e est le vecteur élémentaire des efforts internes et \mathbf{F}_{ext}^e le vecteur des forces externes de l'élément (e). Ces trois grandeurs sont données par :

$$\left. \begin{array}{l} \mathbf{M}^e = \int_{V_e} \rho^T N_n N_n dV \\ \mathbf{F}_{int}^e = \int_{V_e} {}^T \mathbf{B}_n^e \boldsymbol{\sigma} dV \\ \mathbf{F}_{ext}^e = \int_{V_e} {}^T N_n \mathbf{F}_v dV + \int_{\Gamma_s^e} {}^T N_n \mathbf{F}_s d\Gamma + \int_{\Gamma_c^e} {}^T N_n \mathbf{F}_c d\Gamma \end{array} \right\} \quad (2.12)$$

2.4.2. Méthodes d'intégrations temporelles

- *Méthode d'intégration temporelle statique implicite*

Le schéma d'intégration temporelle utilisé par ABAQUS/Standard [HIBB 99] est un schéma de Newmark modifié proposé par Hilber et al. [HILB 77]. Dans ce qui suit nous allons présenter la méthode implicite de Newmark

L'équation d'équilibre à l'instant $t+\Delta t$ s'écrit :

$$[M] \{\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}\} + [C] \{\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}\} + [K] \{\mathbf{u}_{t+\Delta t}\} = \{\mathbf{F}_{t+\Delta t}^{ext}\} \quad (2.13)$$

$[M]$: Matrice masse

$[C]$: Matrice d'amortissement

$[K]$: Matrice de rigidité

$\{\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}\}$, $\{\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}\}$ et $\{\mathbf{u}_{t+\Delta t}\}$: sont respectivement les vecteurs accélération, vitesse et déplacement à l'instant $t+\Delta t$.

$\{\mathbf{F}_{t+\Delta t}^{ext}\}$: vecteur de forces extérieures

La méthode de Newmark exprime les déplacements totaux et les vitesses à l'instant $t+\Delta t$ en fonction des déplacements, des vitesses et accélérations à l'instant t et des accélérations à $t+\Delta t$:

$$\{\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}\} = \{\dot{\mathbf{u}}_t\} + \Delta t \left((1-\gamma)\{\ddot{\mathbf{u}}_t\} + \gamma\{\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}\} \right) \quad (2.14)$$

$$\{\mathbf{u}_{t+\Delta t}\} = \{\mathbf{u}_t\} + \Delta t \{\dot{\mathbf{u}}_t\} + \frac{\Delta t^2}{2} \left((1-2\beta)\{\ddot{\mathbf{u}}_t\} + 2\beta\{\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}\} \right) \quad (2.15)$$

Les variables γ et β sont les paramètres d'intégration. Ils conditionnent la précision et la convergence d'un calcul. La méthode de l'accélération moyenne, où $\gamma = 0.5$ et $\beta = 0.25$, est la plus utilisée.

On peut combiner les équations (2.14) et (2.15) pour isoler les vitesses et les accélérations à l'instant $t+\Delta t$ et les exprimer uniquement en fonction de termes connus et les déplacements à $t+\Delta t$. En isolant $\{\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}\}$ dans (2.15) :

$$\{\ddot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}\} = \frac{1}{\beta\Delta t^2} \{\mathbf{u}_{t+\Delta t}\} - \frac{1}{\beta\Delta t^2} \{\mathbf{u}_t\} - \frac{1}{\beta\Delta t} \{\dot{\mathbf{u}}_t\} - \left\{ \frac{1}{2\beta} - 1 \right\} \{\ddot{\mathbf{u}}_t\} \quad (2.16)$$

Et réinjectant (2.16) dans (2.14) on obtient :

$$\{\dot{\mathbf{u}}_{t+\Delta t}\} = \left(1 - \frac{\gamma}{\beta}\right) \{\dot{\mathbf{u}}_t\} + \left(\Delta t (1 - \gamma) - \Delta t \left(\frac{\gamma}{2\beta} - \gamma\right)\right) \{\ddot{\mathbf{u}}_t\} - \frac{\gamma}{\beta\Delta t} \{\mathbf{u}_t\} + \frac{\gamma}{\beta\Delta t} \{\mathbf{u}_{t+\Delta t}\} \quad (2.17)$$

La figure suivante représente l'organigramme de résolution statique implicite :

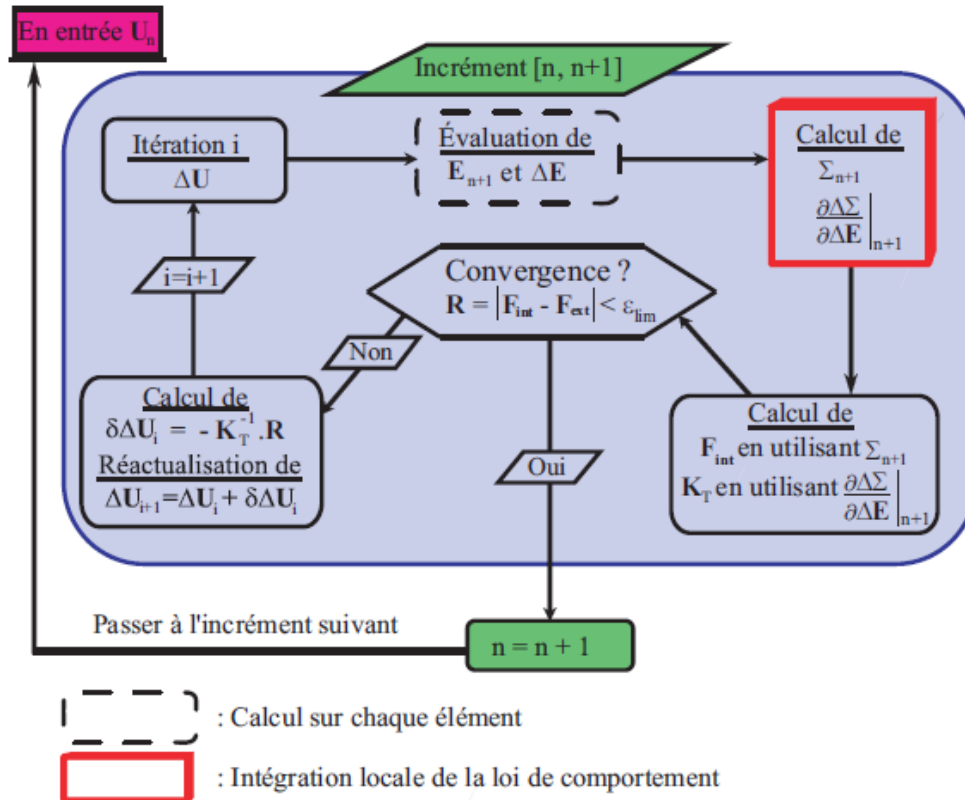


Figure 2.3 : Organigramme de résolution d'un problème mécanique en utilisant le schéma statique implicite [34].

- *Méthode d'intégration temporelle dynamique explicite*

Abaqus / Explicit utilise une règle de la différence moyenne pour intégrer les équations du mouvement explicitement à travers le temps, en utilisant les conditions cinématiques à un incrément pour calculer les conditions cinématiques à l'incrément suivant. Au début de l'incrément du programme résout pour l'équilibre dynamique, qui stipule que :

$$[M]\{\ddot{\mathbf{u}}\} = \{R\} \quad (2.18)$$

$[M]$: matrice masse

$\{\ddot{\mathbf{u}}\}$: Vecteur accélération nodale

$\{R\}$: vecteur forces nettes

$$\mathbf{R} = \mathbf{F}_{ext} - \mathbf{F}_{int}$$

Les accélérations au début de l'incrément en cours du temps sont calculées à :

$$\{\ddot{\mathbf{u}}_{(t)}\} = (\mathbf{M}^{-1} \cdot \mathbf{R})_{(t)} \quad (2.19)$$

Depuis la procédure explicite utilise toujours une matrice de masse diagonale et la résolution des accélérations est trivial. L'accélération d'un nœud est déterminée complètement par sa masse et la force nette agissant sur elle, ce qui rend les calculs nodaux meilleurs.

Les accélérations sont intégrées dans le temps en utilisant la règle de différence centrale, qui calcule la variation de la vitesse en supposant que l'accélération est constante. Ce changement de vitesse est ajouté à la vitesse à partir du milieu de l'incrément précédent pour déterminer les vitesses au milieu de l'incrément en cours :

$$\left\{ \dot{\mathbf{u}}_{\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)} \right\} = \left\{ \dot{\mathbf{u}}_{\left(t-\frac{\Delta t}{2}\right)} \right\} + \frac{(\Delta t_{(t+\Delta t)} + \Delta t_{(t)})}{2} \left\{ \ddot{\mathbf{u}}_{(t)} \right\} \quad (2.20)$$

Les vitesses sont intégrées dans le temps et ajoutés aux déplacements au début de l'incrément de déterminer les déplacements à la fin de l'incrément :

$$\left\{ \mathbf{u}_{(t+\Delta t)} \right\} = \left\{ \mathbf{u}_{(t)} \right\} + \Delta t_{(t+\Delta t)} \left\{ \dot{\mathbf{u}}_{\left(t+\frac{\Delta t}{2}\right)} \right\} \quad (2.21)$$

Pour que la méthode produise des résultats précis, les incréments de temps doivent être assez petits pour que les accélérations soient presque constantes pendant un incrément. De plus les incréments de temps doivent être petites, analyses nécessitent généralement plusieurs milliers d'incrément. Heureusement, chaque incrément est peu coûteux, car il n'y a pas d'équations à résoudre.

Les calculs par éléments comprennent la détermination de souches d'éléments et en appliquant les relations matériau constitutif (la rigidité de l'élément) pour déterminer les contraintes de l'élément et par conséquent les forces internes.

Voici un résumé de l'algorithme de dynamique explicite [19]:

1. Les calculs nodaux :

a. Équilibre dynamique :

$$\ddot{\mathbf{u}}_{(t)} = (\mathbf{M}^{-1} \cdot \mathbf{R})_{(t)}$$

b. Intégrer explicitement à travers le temps :

$$\dot{\mathbf{u}}_{(t+\frac{\Delta t}{2})} = \dot{\mathbf{u}}_{(t-\frac{\Delta t}{2})} + \frac{(\Delta t_{(t+\Delta t)} + \Delta t_{(t)})}{2} \ddot{\mathbf{u}}_t$$

$$\mathbf{u}_{(t+\Delta t)} = \mathbf{u}_{(t)} + \Delta t_{(t+\Delta t)} \dot{\mathbf{u}}_{(t+\frac{\Delta t}{2})}$$

2. calculs élément :

a. Incréments de déformation de l'élément calcul, $\Delta \boldsymbol{\epsilon}$ de la vitesse de déformation $\dot{\boldsymbol{\epsilon}}$.

b. Contraintes, $\boldsymbol{\sigma}$ calcul, à partir des équations constitutives.

$$\boldsymbol{\sigma}_{(t+\Delta t)} = f(\boldsymbol{\sigma}_{(t)}, \Delta \boldsymbol{\epsilon})$$

c. Assemblez forces internes nodaux $F_{int}(t+\Delta t)$

3. Réglez $t + \Delta t$ et le retour à l'étape 1.

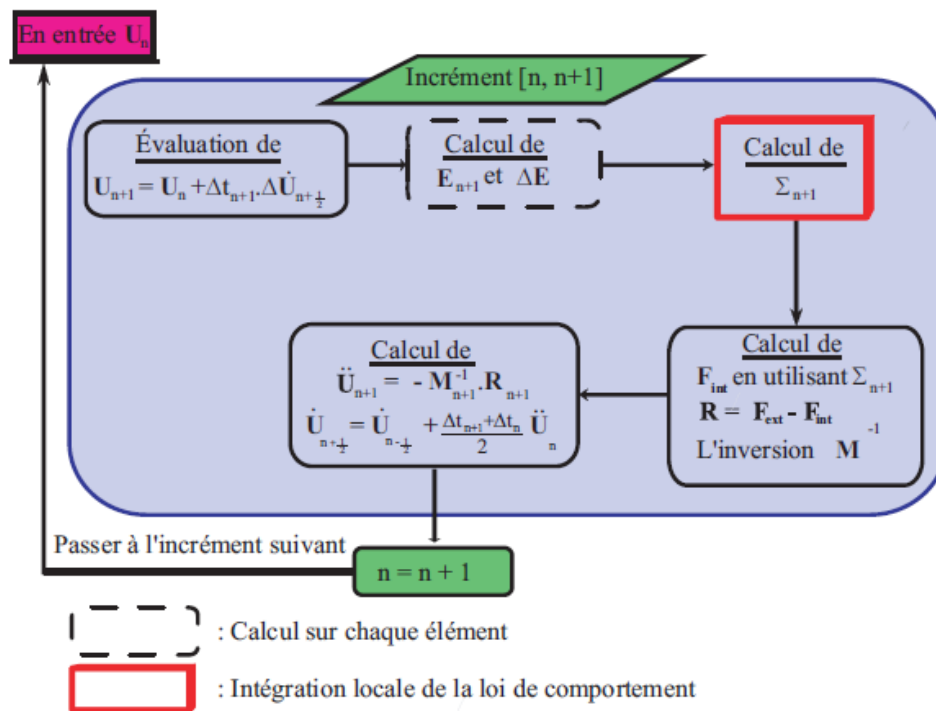


Figure 2.4 : Organigramme de résolution d'un problème mécanique en utilisant le schéma dynamique explicite [34].

2.5. Implémentation numérique

2.5.1. Intégration locale du comportement élasto-plastique endommageable du béton [35]

- *Principe général et algorithme d'intégration par pas de temps*

Le principe de résolution du modèle d'endommagement et de plasticité est présenté dans la figure 2.6 (Simo et Ju (1987b)). Le calcul se déroule en plusieurs étapes. A partir de l'état initial ε_0 (pas de chargement $k=0$) ou d'un état convergé ε_{k-1} , une nouvelle déformation ε_{1k} correspondant au pas de temps chargement suivant est évaluée (étape 1). Une contrainte effective totale $\tilde{\sigma}_{ik}$ (contrainte du matériau non endommagé) est ensuite calculée par corrections successives à partir d'une prédiction élastique ($\tilde{\sigma}_{ik} = \tilde{\sigma}_{ik}^{j-1} + E\Delta\varepsilon_i$) jusqu'à satisfaction des équations de plasticité (étape 2).

Une fois la contrainte effective connue, on déduit les déformations élastiques ε_{ik}^e et plastique ε_{ik}^p , puis la déformation élastique non locale $\bar{\varepsilon}_{ik}^e$, la valeur de l'endommagement D et la contrainte finale σ_{ik} (étape 3). Si l'équilibre mécanique n'est pas vérifié ($\text{div}(\sigma) \neq 0$), une nouvelle évaluation des déformations est réalisée (étape 4). Une fois, l'équilibre atteint, le chargement est augmenté d'un nouveau pas et le processus continue.

Le schéma d'intégration de la loi de comportement se fait donc en deux phases principales. La contrainte effective est tout d'abord calculée à partir du processus plastique à endommagement constant.

La décomposition des déformations élastique et plastique suit. Puis la valeur d'endommagement est évaluée explicitement à partir de la déformation élastique non locale. Finalement, la contrainte appliquée (réelle) est calculée à partir de la valeur de l'endommagement et de la contrainte effective suivante : $\sigma = (\mathbf{1} - \mathbf{d})\tilde{\sigma}$.

Même si les deux phénomènes sont simulés conjointement par le modèle, ils ne sont pas fortement couplés. Cette approche permet une certaine simplicité numérique (implantation de la relation) et une liberté dans le choix des relations constitutives. Une surface seuil peut être choisie indépendamment du « module » endommagement et vice versa.

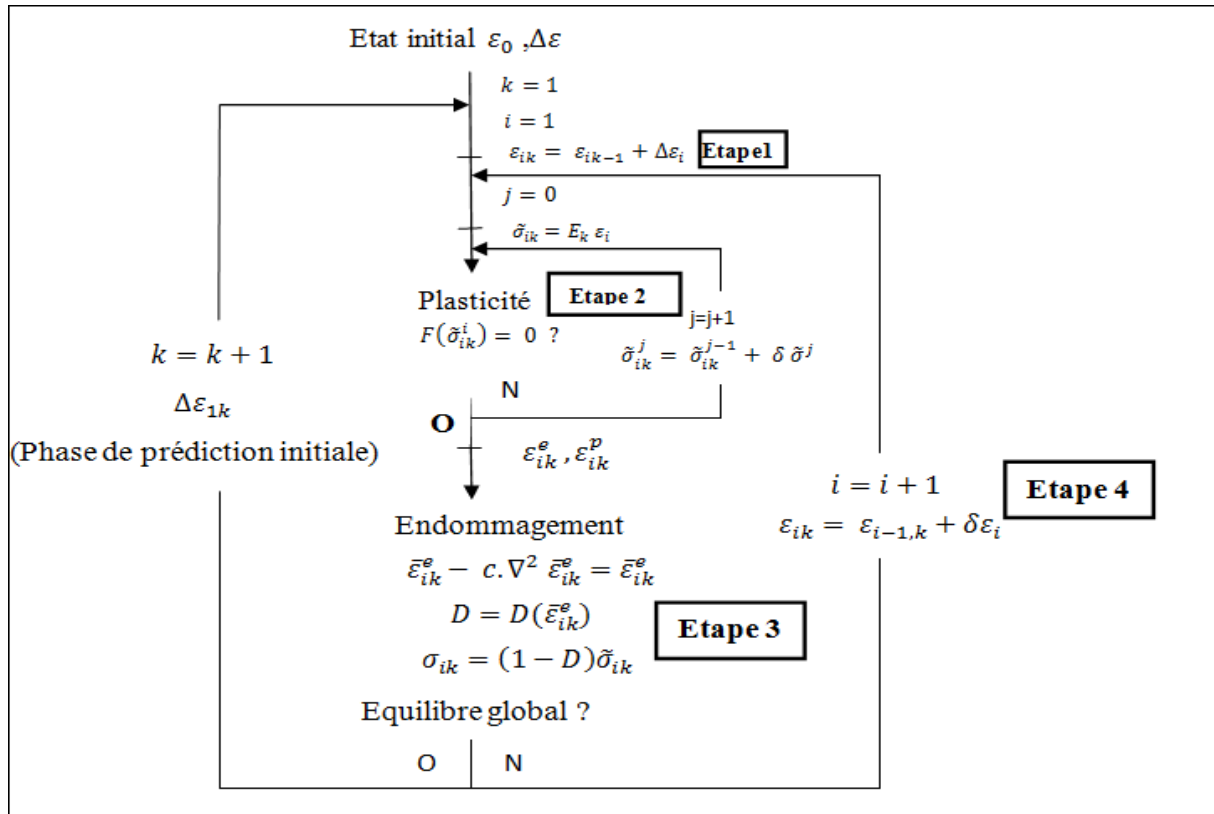


Figure 2.5 : Schéma d’implantation du modèle élastique plastique endommageable non local [35]

2.5.2. Intégration locale du comportement élasto-plastique de l’acier [27]

Les développements présentés dans la suite de ce paragraphe sont limités aux comportements élasto-plastiques habituellement utilisée pour modéliser le comportement de matériaux métalliques, qui vérifie les hypothèses suivantes :

- (i) Cinématique vérifiant l’hypothèse des petites perturbations (HPP) ;
- (ii) Elasticité linéaire isotrope ;
- (iii) Critère de Von Mises ;
- (iv) Ecoulement plastique obéissant à la règle de normalité ;
- (v) Ecrouissage isotrope.

Les relations de comportement correspondant à ces hypothèses sont :

$$\text{Élasticité : } \bar{\sigma} = \kappa \text{tr}(\bar{\varepsilon}) + 2 \mu (\bar{\varepsilon} - \bar{\varepsilon}^p) \quad (2.22)$$

$$\text{Critère de Von Mises : } f(\bar{\sigma}, p) = \sigma^{eq} - R(p) \leq 0 \quad (2.23)$$

Règle de normalité :

$$\bar{\bar{\boldsymbol{\varepsilon}}}^p = \dot{\mathbf{p}} \frac{\partial f}{\partial \boldsymbol{\sigma}} (\bar{\boldsymbol{\sigma}}, \mathbf{p}) = \dot{\mathbf{p}} \frac{3}{2\sigma^{eq}} \bar{\mathbf{s}}, \dot{\mathbf{p}} \geq \mathbf{0}, \dot{\mathbf{p}} (\boldsymbol{\sigma}^{eq} - \mathbf{R}(\mathbf{p})) = \mathbf{0} \quad (2.24)$$

Le problème de l'intégration sur un pas de temps du comportement élastoplastique peut être posé de la façon suivante :

- On considère un élément de matière dont l'état mécanique $S_n = \{ \bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_n, \bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_n^p, \bar{\boldsymbol{\sigma}}_n \}$ à l'instant t_n est homogène et connu. On impose à l'élément de matière un incrément de déformation $\Delta \bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_n$ donné, de sorte qu'à l'instant t_{n+1} sa déformation soit $\bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_n + \Delta \bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_n$. Il faut alors déterminer la contrainte $\bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1}$ et la déformation plastique $\bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_{n+1}^p$ prédits par les lois de comportement précédentes (2.22, 2.23 et 2.24).

Le problème d'intégration locale ainsi posé privilégie la déformation comme grandeur cinématique. Cela reflète simplement le fait que les relations de comportement lient les déformations et les contraintes. Les déplacements interviendront via la relation de compatibilité lors de la phase de résolution d'équilibre global.

- ***Intégration en temps : point de vue implicite***

La variante implicite conduit à un schéma d'intégration en temps stable pour tout choix de pas de temps Δt . Pour cette raison, on retient ici un traitement de type implicite et les relations (2.22, 2.23 et 2.24) sont écrites à l'instant final $t = t_{n+1}$. La forme discrète en temps ainsi obtenue des relations de comportement, qui servira de base à la procédure d'intégration locale est :

$$\text{Elasticité : } \bar{\boldsymbol{\sigma}}_{n+1} = \bar{\boldsymbol{\sigma}}_n + \kappa \text{tr}(\Delta \bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_n) \bar{\mathbf{I}} + 2\mu (\Delta \bar{\boldsymbol{\varepsilon}} - \Delta \bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_n^p) \quad (2.25)$$

$$\text{Critère de Von Mises : } \boldsymbol{\sigma}_{n+1}^{eq} - \mathbf{R}(\mathbf{p}_n - \Delta \mathbf{p}) \leq \mathbf{0} \quad (2.26)$$

Règle de normalité :

$$\Delta \bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_n^p = \Delta \mathbf{p}_n \frac{3}{2\sigma_{n+1}^{eq}} \bar{\mathbf{S}}_{n+1} = \Delta \mathbf{p}_n \sqrt{3/2} \bar{\mathbf{N}}_{n+1} \quad \Delta \mathbf{p}_n > \mathbf{0}, \quad \Delta \mathbf{p}_n (\boldsymbol{\sigma}_{n+1}^{eq} - \mathbf{R}(\mathbf{p}_n - \Delta \mathbf{p})) = \mathbf{0} \quad (2.27)$$

Dans ces équations, $\Delta \bar{\boldsymbol{\varepsilon}} = \kappa : \Delta \bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_n$ est la partie déviatorique de l'incrément de déformation $\Delta \bar{\boldsymbol{\varepsilon}}_n$ imposé à l'élément de matière, la notation $\Delta \mathbf{p}_n = \mathbf{p}_{n+1} - \mathbf{p}_n$ désigne l'incrément (pour l'instant inconnu) de déformation plastique cumulée, et $\bar{\mathbf{N}}_{n+1}$ désigne la normale unitaire (pour l'instant inconnu) à la surface de plasticité finale.

2.5.2.1. Prédiction élastique et correction

la solution des équations (2.25, 2.26 et 2.27) dépend de savoir si $\sigma_{n+1}^{eq} - R(p_n - \Delta p_n) < 0$ (auquel cas $\Delta p_n = 0$, c'est-à-dire que l'évolution sur ce pas de temps est purement élastique) ou $\sigma_{n+1}^{eq} - R(p_n - \Delta p_n) = 0$. Il est alors naturel de proposer une approche fondée sur la définition d'une prédiction élastique, suivie si nécessaire d'une correction. La prédiction élastique $\bar{\sigma}_{n+1}^{elas}$ de la contrainte $\bar{\sigma}_{n+1}$ à l'instant final est alors définie par :

$$\bar{\sigma}_{n+1}^{elas} = \bar{\sigma}_n + \kappa \text{tr}(\Delta \bar{\epsilon}_n) \bar{I} + 2\mu \Delta \bar{\epsilon} \quad \text{soit} \quad \bar{s}_{n+1}^{elas} = \bar{s}_n + 2\mu \Delta \bar{\epsilon} \quad (2.28)$$

ce qui revient à faire (temporairement) l'hypothèse d'une évolution purement élastique (et donc en particulier telle que $\Delta p_n = 0$) des contraintes entre l'instant t_n et t_{n+1} .

$$\text{En prenant en considération l'inégalité suivante : } f(\bar{\sigma}_{n+1}^{elas}, p_n) \geq f(\bar{\sigma}_{n+1}, p_n + \Delta p) \quad (2.29)$$

Deux possibilités se présentent alors :

- Si $f(\bar{\sigma}_{n+1}^{elas}, p_n) \leq 0$, alors l'inégalité (2.29) entraîne $f(\bar{\sigma}_{n+1}, p_n + \Delta p_n) < 0$. L'état final $\bar{\sigma}_{n+1}$ résulte donc d'une évolution purement élastique sur le pas de temps, et la prédiction élastique $\bar{\sigma}_{n+1}^{elas}$ est correcte :

$$\bar{\sigma}_{n+1} = \bar{\sigma}_{n+1}^{elas}, \quad \bar{\epsilon}_{n+1}^p = \bar{\epsilon}_n^p, \quad p_{n+1} = p_n \quad (2.30)$$

- Si $f(\bar{\sigma}_{n+1}^{elas}, p_n) > 0$, alors la prédiction élastique $\bar{\sigma}_{n+1}^{elas}$ n'est pas plastiquement admissible, et en particulier $\Delta \bar{\epsilon}_n \neq \Delta \bar{\epsilon}_n^{elast}$. Il faut donc supposer une variation de déformation plastique durant le pas de temps, et donc $\Delta p_n > 0$. La condition de complémentarité discrète $\Delta p_n f(\bar{\sigma}_{n+1}, p_n + \Delta p_n) = 0$ implique alors $f(\bar{\sigma}_{n+1}, p_n + \Delta p_n) = 0$; la contrainte finale est sur la surface de plasticité finale. Dans ce cas de figure, les relations de comportement en temps discret (2.25 et 2.27) se réduisent alors aux équations :

$$\bar{\sigma}_{n+1} = \bar{\sigma}_{n+1}^{elas} - 2\mu \Delta \bar{\epsilon}_n^p, \quad \Delta \bar{\epsilon}_n^p = \Delta p_n \sqrt{3/2} \bar{N}_{n+1}, \quad \Delta p_n > 0 \quad (2.31)$$

Il en ressort que la correction $\bar{\sigma}_{n+1} - \bar{\sigma}_{n+1}^{elas}$ à apporter à la prédiction élastique $\bar{\sigma}_{n+1}^{elas}$ pour obtenir $\bar{\sigma}_{n+1}$ est dirigée selon la normale à la surface de plasticité finale. En d'autres termes, $\bar{\sigma}_{n+1}$ est la projection orthogonale de $\bar{\sigma}_{n+1}^{elas}$ sur la surface de plasticité finale (figure 2.4) :

$$\bar{\sigma}_{n+1} = P(\bar{\sigma}_{n+1}^{elas}) \quad (2.32)$$

On note que l'étape de correction est de nature implicite car la surface $f(\bar{\sigma}_{n+1}, p_{n+1}) = 0$ dépend de l'état final via p_{n+1} . On va maintenant approfondir cette procédure et préciser l'algorithme de retour radial permettant de réaliser l'intégration du comportement sur le pas de temps Δt .

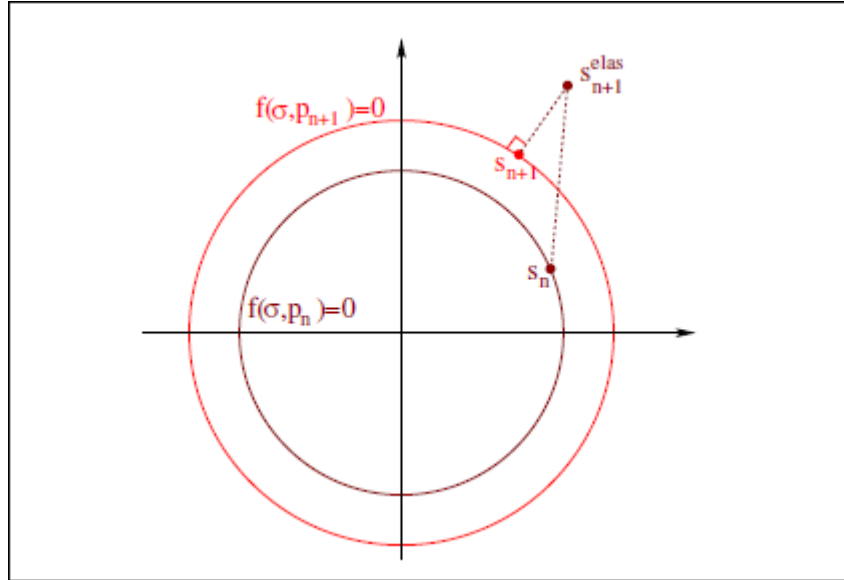


Figure 2.6 : Interprétation géométrique du calcul $\bar{\sigma}_{n+1}$ comme projection de $\bar{\sigma}_{n+1}^{elas}$ sur la surface de plasticité finale $f(\bar{\sigma}_{n+1}, p_{n+1}) = 0$ [27]

2.5.2.2. Algorithme de retour radial [27]

La partie dviatorique du comportement élastique (d') s'écrit :

$$\bar{\bar{s}}_{n+1} = \bar{\bar{s}}_n + 2\mu(\Delta\bar{\bar{e}} - \Delta\bar{\bar{\epsilon}}_n^p) \quad \text{soit} \quad \bar{\bar{s}}_{n+1} = \bar{\bar{s}}_{n+1}^{elas} - 2\mu \Delta\bar{\bar{\epsilon}}_n^p \quad (2.33)$$

Compte tenu de la règle de normalité sous sa forme (2.26), cette relation se met après élimination de $\Delta\bar{\bar{\epsilon}}_n^p$ sous la forme :

$$\bar{\bar{s}}_{n+1} = \bar{\bar{s}}_{n+1}^{elas} - 2\mu\sqrt{2/3} \Delta p_n \bar{\bar{N}}_{n+1} \quad (2.34)$$

Par définition de la normale à la surface de plasticité pour le critère de Von Mises on a :

$$\bar{\bar{s}}_{n+1} = \sqrt{\frac{3}{2}} \sigma_{n+1}^{eq} \bar{\bar{N}}_{n+1} \quad (2.35)$$

Et la relation (f') peut alors être mise sous la forme :

$$\left(\sqrt{\frac{2}{3}} \sigma_{n+1}^{eq} + 2\mu \sqrt{\frac{3}{2}} \Delta p_n\right) \bar{N}_{n+1} = \bar{s}_{n+1}^{elas} \quad (2.36)$$

qui met en évidence une remarque essentielle :

- La normale \bar{N}_{n+1} à la surface de plasticité finale est colinéaire au déviateur du prédicteur élastique de contrainte \bar{s}_{n+1}^{elas} :

$$\bar{N}_{n+1} = \frac{1}{\|\bar{s}_{n+1}^{elas}\|} \bar{s}_{n+1}^{elas} = \sqrt{\frac{3}{2}} \frac{1}{\sigma_{n+1}^{elas,eq}} \bar{s}_{n+1}^{elas} = \bar{N}_{n+1}^{elas} \quad (2.37)$$

Cette remarque explique la terminologie d'algorithme de retour radial donné à la procédure développée : la correction du prédicteur élastique est colinéaire à la direction radiale joignant le centre de la surface de plasticité en déviateur du prédicteur élastique \bar{s}_{n+1}^{elas} (figure 2.5).

On cherche donc ,grace à (2.33) et (2.36), la contrainte déviatorique finale sous la forme :

$$\bar{s}_{n+1} = \bar{s}_{n+1}^{elas} - 2\mu \sqrt{\frac{3}{2}} \Delta p_n \bar{N}_{n+1}^{elas} = \sqrt{\frac{3}{2}} (\sigma_{n+1}^{elas,eq} - 3\mu \Delta p_n) \bar{N}_{n+1} \quad (2.38)$$

qui entraine en particulier :

$$\sigma_{n+1}^{eq} = \sigma_{n+1}^{elas,eq} - 3\mu \Delta p_n \quad (2.39)$$

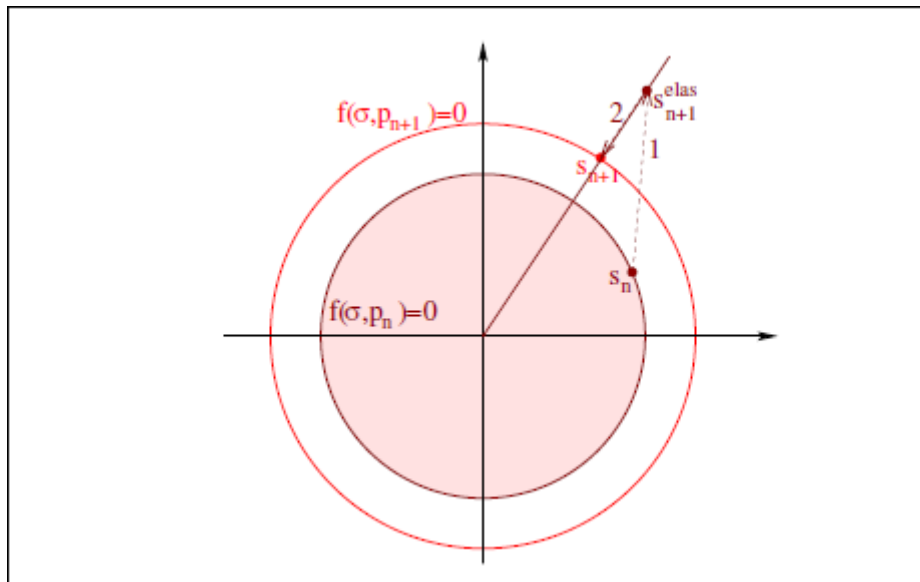


Figure 2.7 : Interprétation géométrique de l'algorithme de retour radial [27]

Enfin, l'évolution de la contrainte au cours du pas de temps n'étant pas purement élastique par hypothèse, la contrainte finale doit être sur le seuil de plasticité : $\sigma_{n+1}^{elas,eq} - R(p_n + \Delta p_n) = 0$

C'est-à-dire

$$\sigma_{n+1}^{\text{elas,eq}} - 3 \mu \Delta p - R(p_n - \Delta p_n) = 0 \quad (2.40)$$

Cette égalité permet la détermination de Δp_n , les autres termes étant par hypothèse connus (ils dépendent soit de l'état initial S_n , soit de l'incrément de déformation prescrit $\Delta \bar{\epsilon}_n$). Elle constitue en fait la forme discrète de la condition de cohérence exprimant que la matière reste en charge plastique au cours de l'incrément.

2.6. Conclusion

Dans ce chapitre nous avons vu en détail les étapes de résolution d'un problème numérique par éléments finis dans le logiciel Abaqus. En effet, le traitement local des relations de comportement est détaillé via la méthode d'intégration locale du comportement élasto-plastique sur un pas de temps et l'algorithme de retour radial sont bien exposés. Le traitement global des relations d'équilibre et la résolution est présenté par le biais de la formulation variationnelle d'un problème numérique de dynamique et de discrétisation.

Chapitre 3:

Résultats et discussions

3.1. Introduction

Dans ce chapitre nous allons présenter les résultats obtenus sur plusieurs modèles de ferrailages des voiles de contreventement d'une structure à six niveaux soumis à un chargement dynamique. Dans ce travail nous avons opté pour un portique d'un bâtiment à six niveaux ayant un contreventement mixte. Ce dernier est supposé implanté à Dar El Beida dans la wilaya d'Alger classée selon le RPA 99/V2003 comme zone de forte sismicité (zone III).

Le ferrailage du portique a été obtenu en effectuant le calcul du bâtiment avec le logiciel SAP2000. A partir des résultats de calcul nous avons tiré les valeurs du moment fléchissant M et de l'effort normal N dans les voiles. Ces valeurs sont utilisées pour déterminer la section des armatures dans les voiles.

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 éléments finis Abaqus [36]. Les dispositions des armatures découlent de la disposition dictée par la méthode classique du béton armé aux états limites (BAEL 1991) et en respectant les recommandations du règlement parasismique algérien (RPA99/v2003).

La première disposition dite modèle classique ou modèle de référence «MC » est donnée par la méthode classique du BAEL 1991. la deuxième disposition dite modèles inclinées « MI » est inspirée de la première disposition en effectuant des changements dans la disposition des armatures.

3.2. Modélisation de la structure

3.2.1. Géométrie et maillage

3.2.1.1. Géométrie

La structure analysée est un portique à contreventement mixte d'un bâtiment à six niveaux dont la hauteur d'étage est de 3.06 m. Les voiles ont une longueur de 1.4m, une hauteur de 2.66m et une épaisseur de 20cm. Les dimensions des poutres et des poteaux sont respectivement (30 x 40), (40 x40) [cm²].

La structure est considéré encasté dans la semelle, cette dernière présente les dimensions suivantes : une longueur de 4.45m, une largeur de 2.05 m et une épaisseur de 70cm.

La figure 3.1 suivante illustre les caractéristiques géométriques de la structure étudiée.

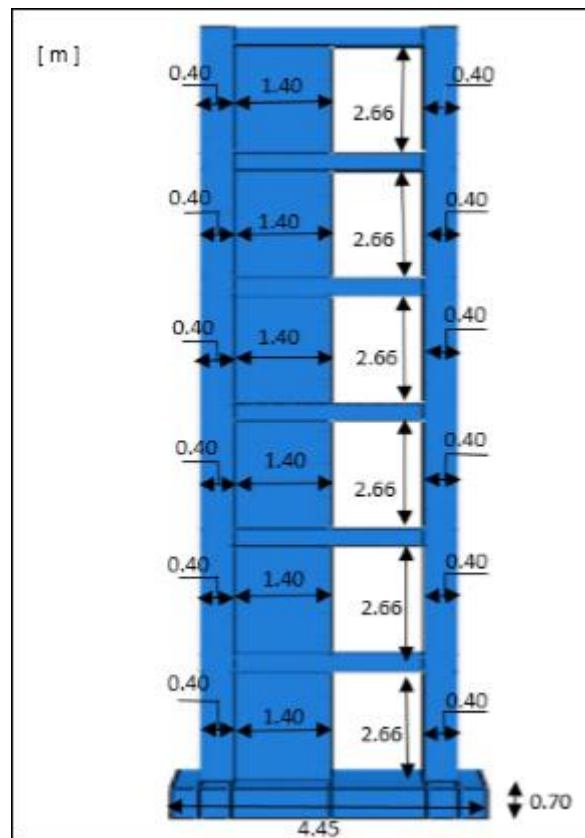


Figure 3.1 : Caractéristiques géométriques de la structure

3.2.1.2. Maillage

Le portique est maillé avec la technique de maillage structuré. Cette technique comporte des éléments hexaèdres linéaires Continus à 3 Dimensions et ayant 8 points d'intégrations (deux points d'intégrations dans chaque direction) (C3D8R) [19]. Les barres d'aciers sont maillées avec des éléments poutres 3D (B31). Ces éléments sont des éléments géométriques ayant chacun deux points d'intégrations [19].

3.3. Caractéristiques mécanique des matériaux utilisés :

Les caractéristiques mécaniques des matériaux aciers et béton sont résumés dans le tableau 3.1 suivant :

Caractéristiques mécaniques du béton				
Module de Young "E" (Mpa)	Coefficient de poisson "ν"	Résistance en compression "fbc"	Résistance en traction "fbt" (Mpa)	Densité "ρ" (t/mm ³)
26480	0.167	32	1.78	2.40E-09
Caractéristiques mécaniques De l'acier				
Module de Young "E" (Mpa)	Coefficient de poisson "ν"	Limite d'élasticité (Mpa)	Contrainte à la rupture "σ _r " (Mpa)	Densité "ρ" (t/mm ³)
210 000	0.3	348	527	7.80E-09

Tableau 3.1 : Propriétés des matériaux utilisés

3.4. Chargement

Afin de reproduire les effets du séisme sur les constructions, nous avons sollicité notre structure à la base par un accélogramme d'une durée de 27.675 seconds séismes enregistrés lors du séisme de Boumerdès 2003[36]. Uniquement la composante de l'accélogramme suivant la direction x est utilisée pour les deux techniques de modélisation. La séquence de chargement appliqué est représentée ci-dessous :

	Direction de chargement		
technique de modélisation	direction x	direction y	direction z
chargement de la première technique	0.5 g	0	0
chargement de la deuxième technique	0.5 g	0	0

Tableau 3.2 : Séquence de chargement appliqué

Les composantes du signal de Boumerdès sont illustrées dans la figure 3.2.

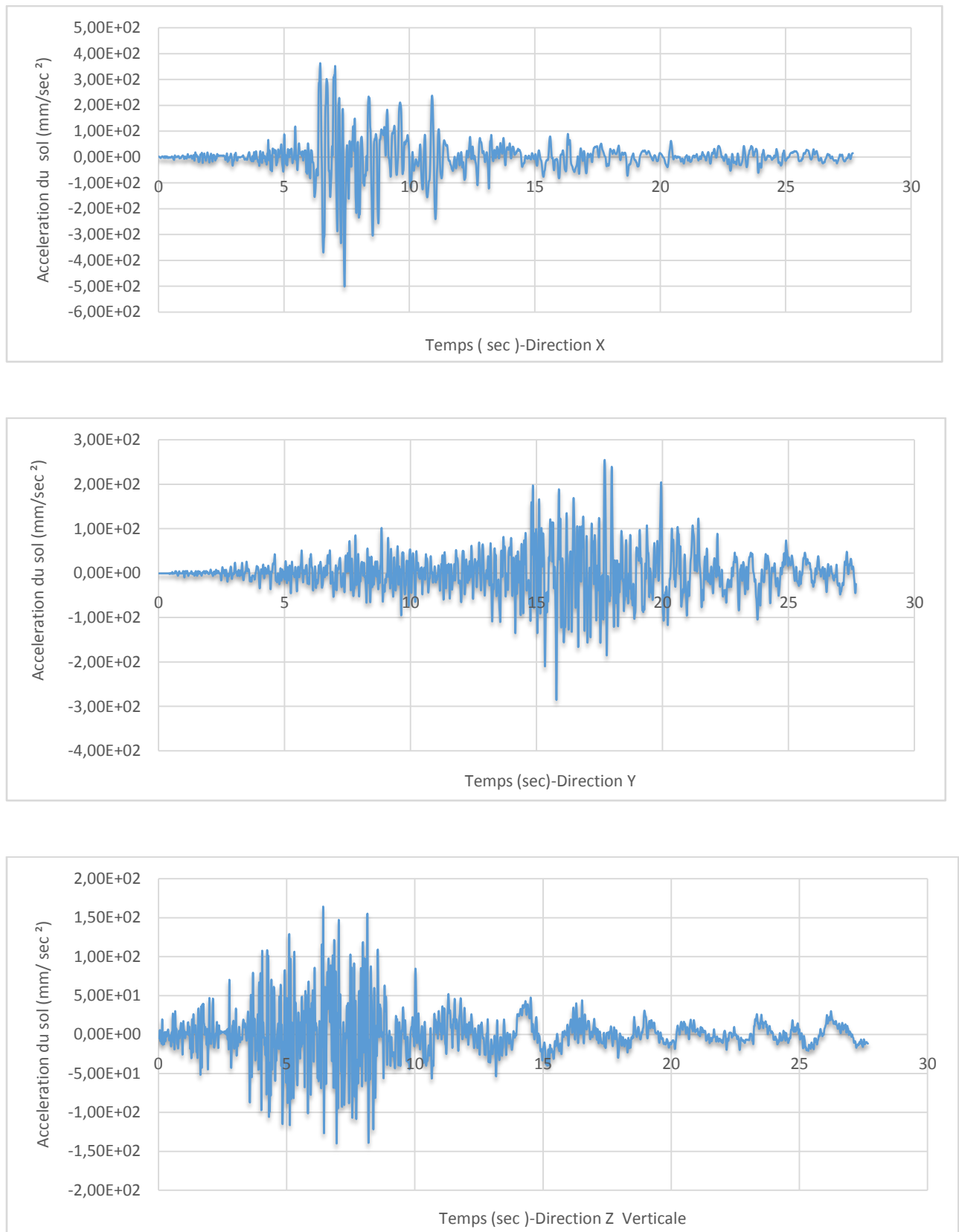


Figure 3.2 : Les composantes du signal Boumerdès 2003[36]

3.5. Ferrailage des voiles

Les voiles sont étudiés en flexion composée avec la méthode classique de béton armé (**BAEL 1991**)[40], et sont sollicités avec les efforts (M, N).

Le ferrailage final pour les voiles étudiés par la méthode classique « MC » et en respectant les recommandations du RPA (**RPA2003**) est le suivant :

- 4barres verticales en $\Phi 20$, espacées de 10 cm, qui constituent le potelet de l'extrémité.
- 12 barres verticales en $\Phi 8$ réparties en deux nappes espacées de 20 cm
- 84 barres horizontales en $\Phi 8$ réparties en deux nappes avec un espacement de 20 cm,
- 84 cadres en $\Phi 8$ réparties sur le long des potelets espacées de 20cm

Il est reconnu que la distribution, le taux et l'orientation des armatures jouent un rôle fondamental dans les réponses des structures en béton armé [37-43]. Dans ce travail, nous nous intéressons à l'étude de l'influence de la rotation des armatures sur le comportement de la structure mixte adoptée dans ce travail [44-52]. Afin de vérifier la pertinence de la technique développée, nous avons utilisé des modèles inclinés « MI » qui sont inspirés du modèle classique de référence « MC » en réalisant une inclinaison d'un angle des armatures :

Le ferrailage du modèle incliné « MI15 » est le suivant :

- 4barres verticales en $\Phi 20$, espacées de 10 cm, qui constituent le potelet de l'extrémité.
- 64 barres inclinées de 15° en $\Phi 8$ réparties en deux nappes
- 84 barres horizontales en $\Phi 8$ réparties en deux nappes avec un espacement de 20 cm,
- 84 cadres en $\Phi 8$ réparties sur le long des potelets espacées de 20cm

Le ferrailage du modèle incliné « MI30 » est le suivant :

- 4barres verticales en $\Phi 20$, espacées de 10 cm, qui constituent le potelet de l'extrémité.
- 124 barres inclinées de 30° en $\Phi 8$ réparties en deux nappes
- 84 barres horizontales en $\Phi 8$ réparties en deux nappes avec un espacement de 20 cm,
- 84 cadres en $\Phi 8$ réparties sur le long des potelets espacées de 20cm

Le ferrailage du modèle incliné « MI45 » est le suivant :

- 4barres verticales en $\Phi 20$, espacées de 10 cm, qui constituent le potelet de l'extrémité.
- 202 barres inclinées de 45° en $\Phi 8$ réparties en deux nappes

- 84 barres horizontales en $\Phi 8$ réparties en deux nappes avec un espacement de 20 cm,
- 84 cadres en $\Phi 8$ réparties sur le long des potelets espacées de 20cm

Le ferrailage du modèle incliné « MI60 » est le suivant :

- 4barres verticales en $\Phi 20$, espacées de 10 cm, qui constituent le potelet de l'extrémité.
- 168 barres inclinées de 60° en $\Phi 8$ réparties en deux nappes
- 84 barres horizontales en $\Phi 8$ réparties en deux nappes avec un espacement de 20 cm,
- 84 cadres en $\Phi 8$ réparties sur le long des potelets espacées de 20cm

Le ferrailage du modèle incliné « MI75 » est le suivant :

- 4barres verticales en $\Phi 20$, espacées de 10 cm, qui constituent le potelet de l'extrémité.
- 176barres inclinées de 75° en $\Phi 8$ réparties en deux nappes
- 84 barres horizontales en $\Phi 8$ réparties en deux nappes avec un espacement de 20 cm,
- 84 cadres en $\Phi 8$ réparties sur le long des potelets espacées de 20cm.

3.6. Présentation des différentes dispositions des armatures dans les voiles

Dans cette section, nous allons présenter quelques dispositions d'armatures pour les voiles de la structure étudiée. La première disposition dite modèle classique « MC » est celle dictée par la méthode classique du béton armé aux états limites (BAEL1991) en respectant les recommandations du règlement parasismique algérien (RPA99/v 2003). Cette disposition est prise comme étant notre modèle de référence. La deuxième disposition est la disposition des modèles inclinés « MI » qui découle de la disposition « MC ». Elle consiste à placer des barres inclinées de part et d'autre de l'âme du voile en faisant varier l'angle d'inclinaison de : $15^\circ, 30^\circ, 45^\circ, 60^\circ$ et 75° .

Les modèles inclinés étudiés sont : « MI15 » « MI30 » « MI45 » « MI60 » et « MI75 ». La figure suivante illustre la disposition des armatures dans le modèle « MC » et le modèle « MI ».

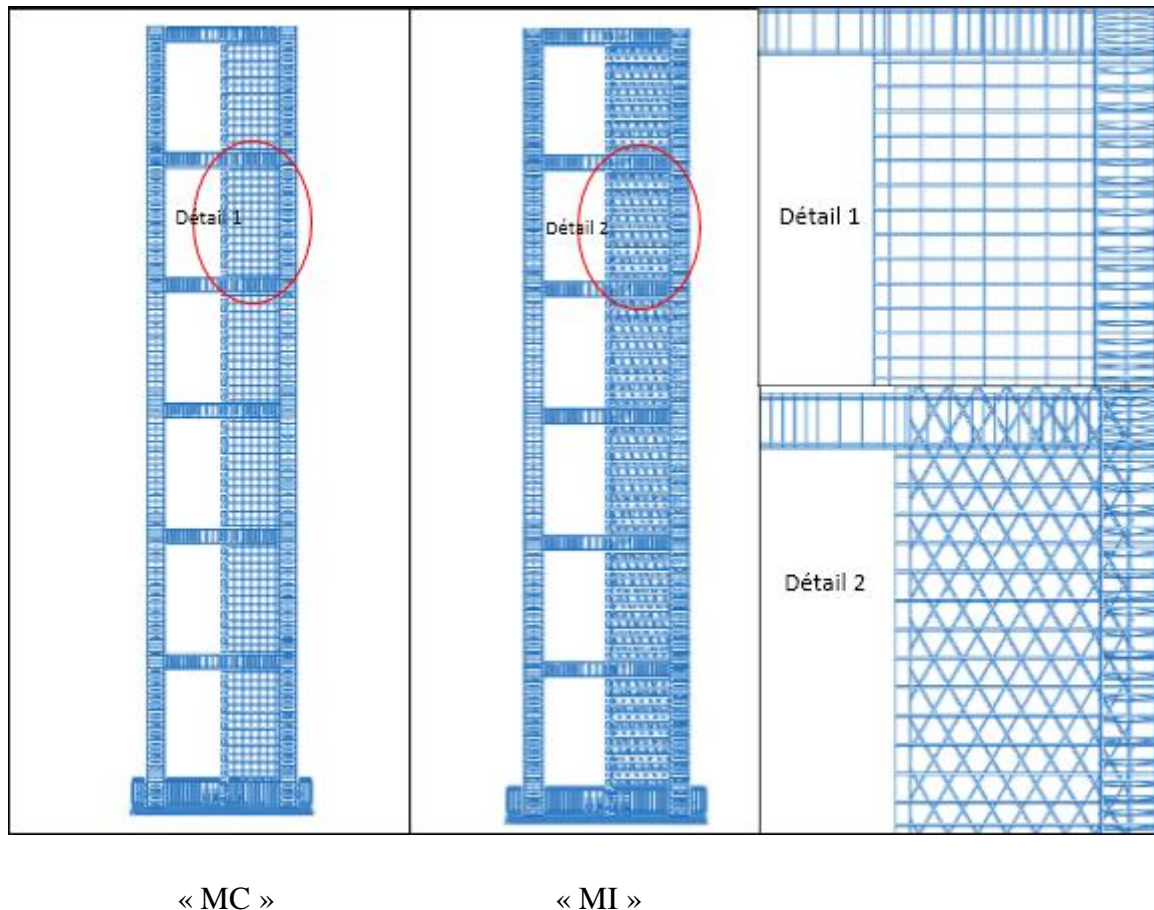


Figure 3.3 : Illustration de la disposition des armatures dans le modèle « MC » et dans le modèle « MI ».

Pour réaliser cette étude nous avons utilisé deux techniques de modélisation basées sur la méthode modale spectrale [5] :

3.7. Première technique de modélisation

La structure est sollicitée à sa base par un chargement dynamique « spectre d'accélération » unidirectionnel.

3.7.1. Hypothèses de calcul

Les hypothèses utilisées pour effectuer cette technique sont :

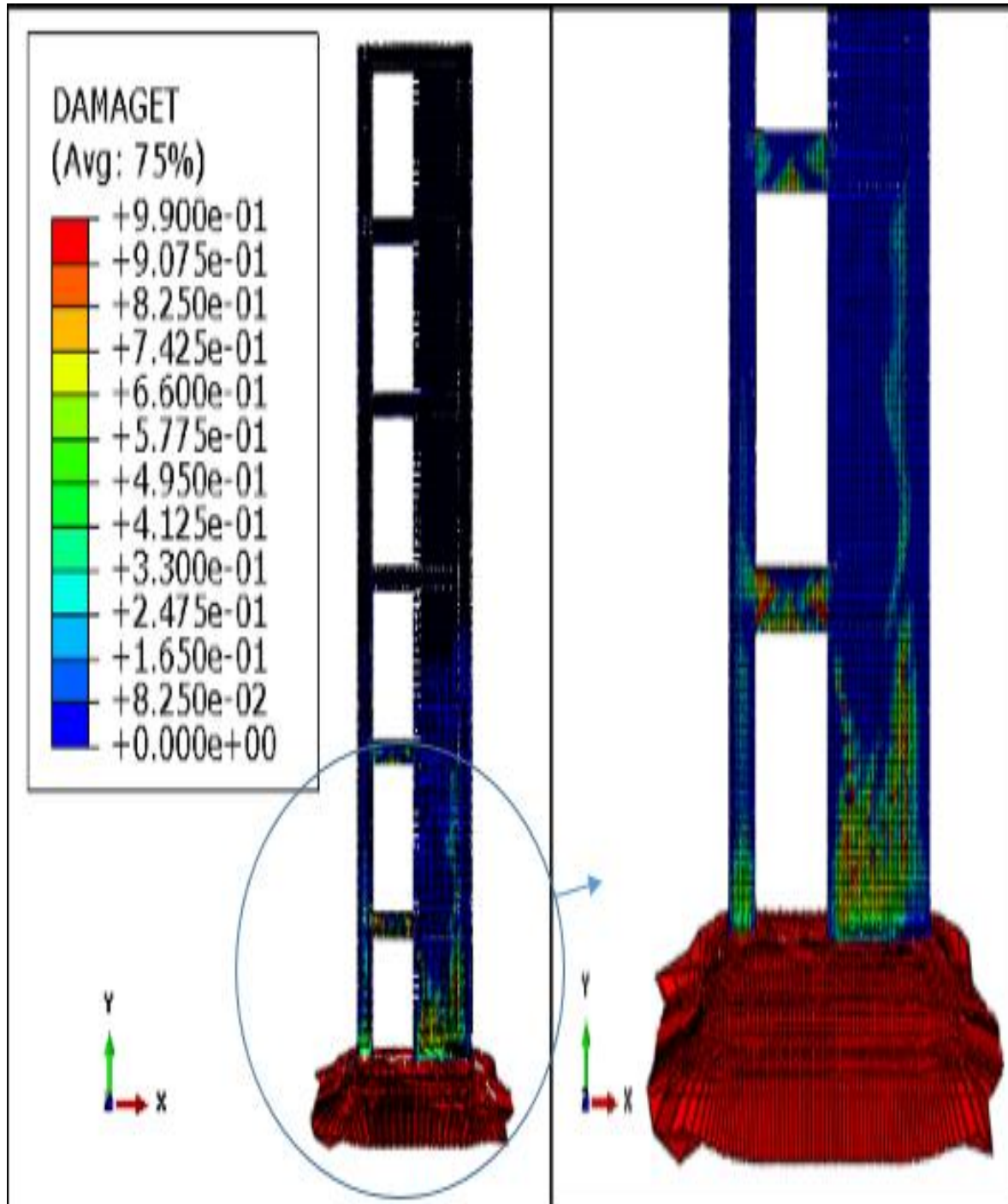
- Les efforts internes des portiques voisins sont négligés.
- Le portique est supposé encastré dans la semelle.
- Les interactions acier- béton et les interactions portique- voiles sont supposées parfaites.

3.7.2. Présentation des résultats et discussions

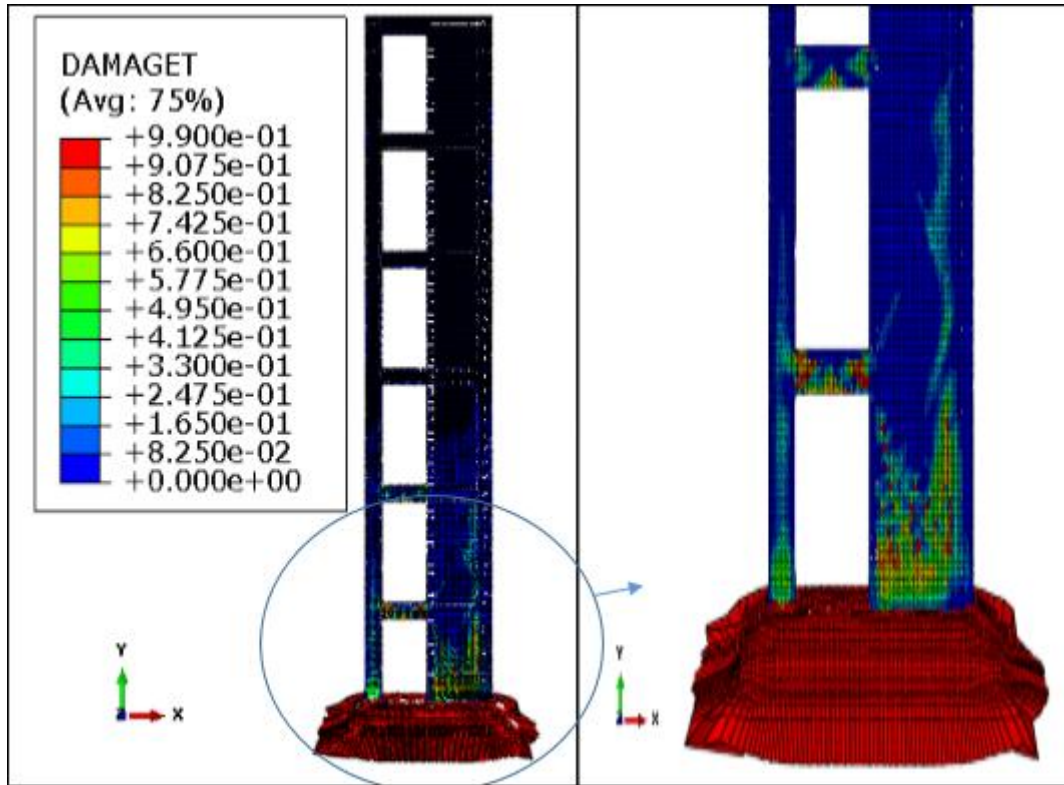
3.7.2.1. Etude comparative globale

- *Endommagement du béton en traction*

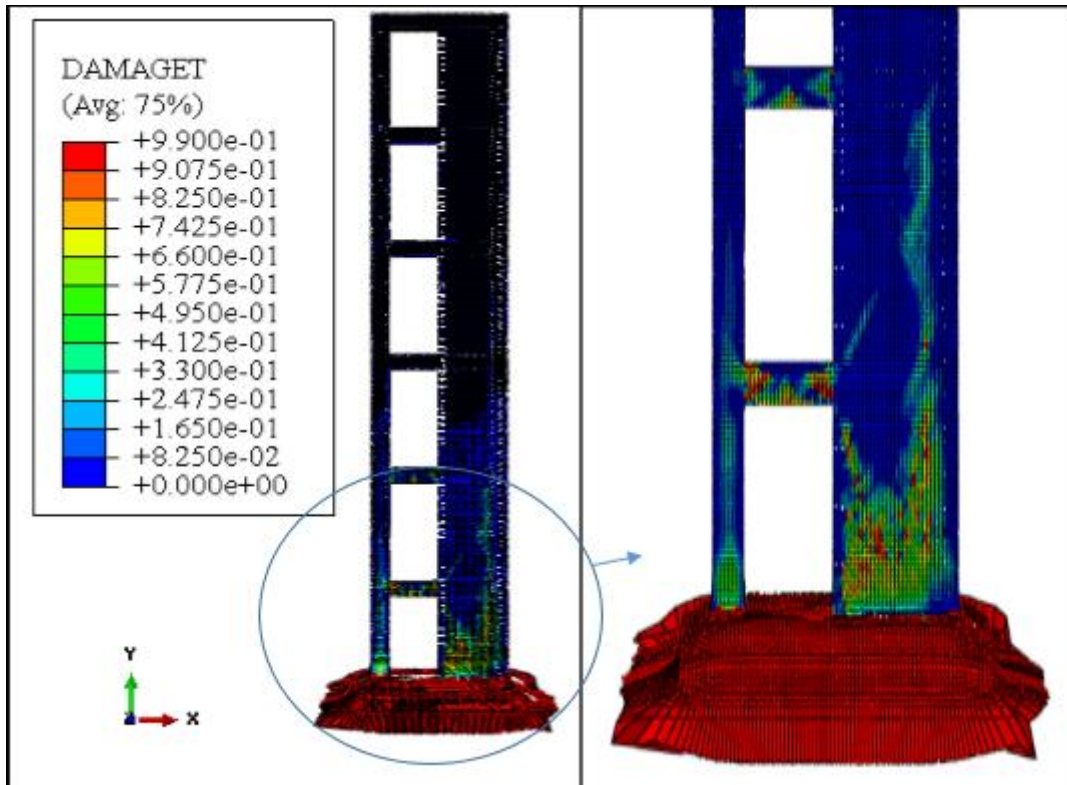
La figure 3.4 illustre l'endommagement en traction



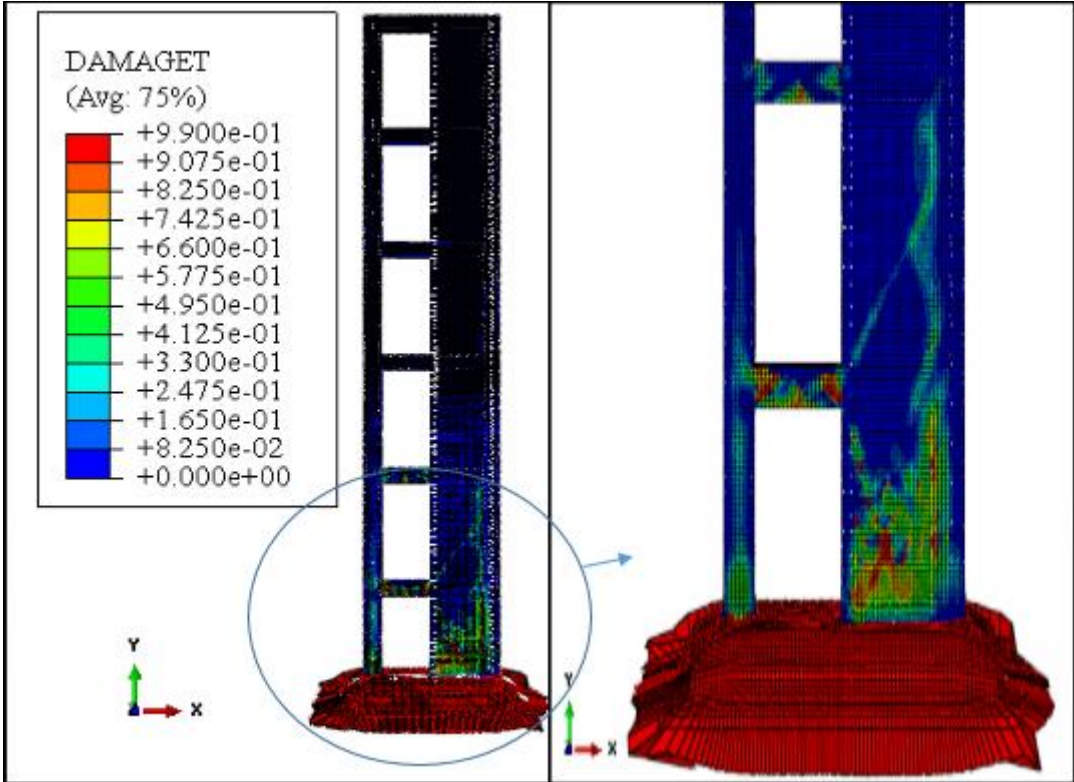
a).Modèle classique « MC »



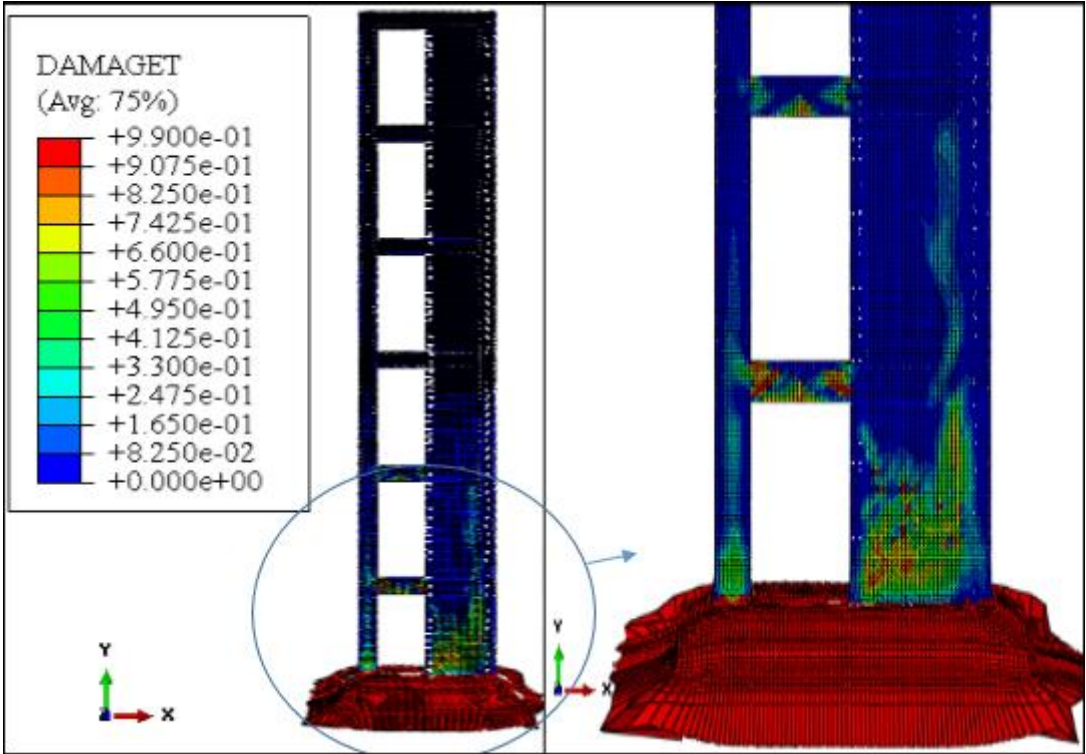
b).Modèle « MI15 »



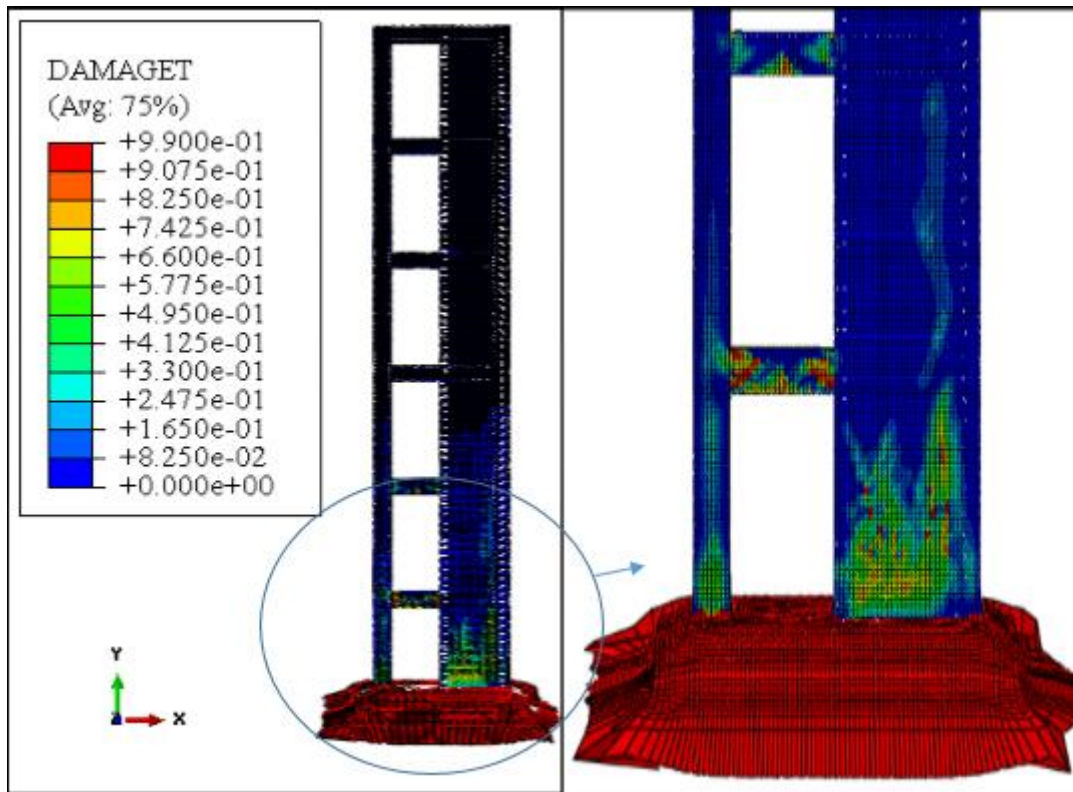
c).Modèle « MI30 »



d).Modèle « MI45 »



e).Modèle « MI60 »



f).Modèle « MI75 »

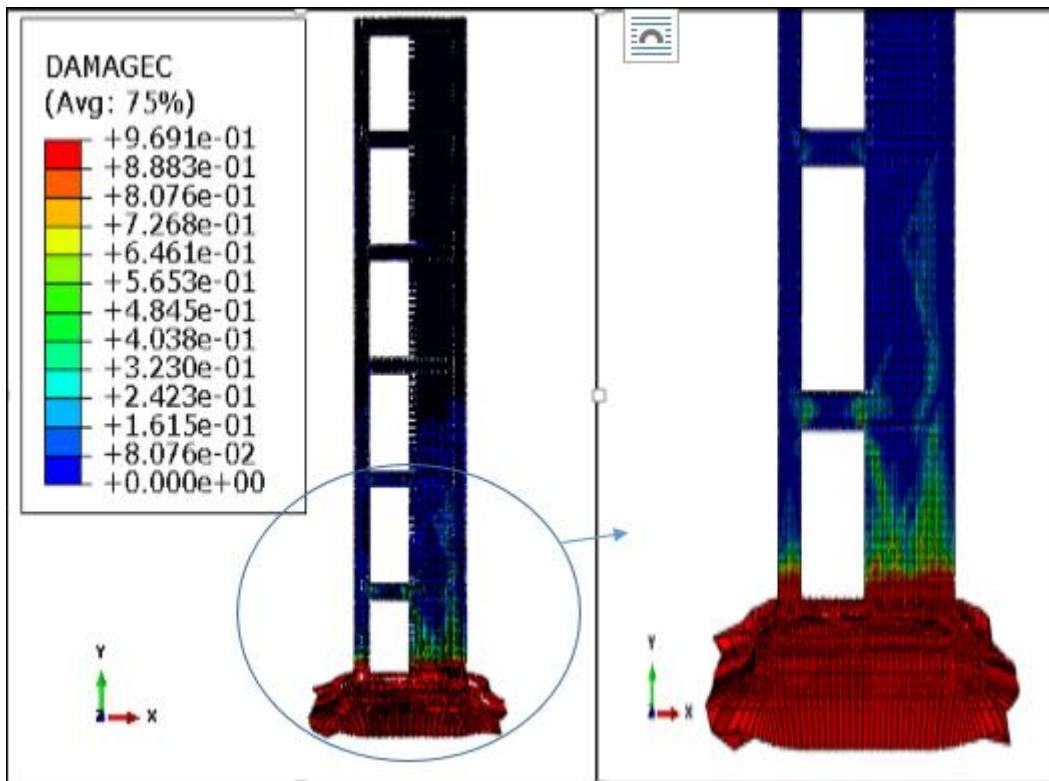
Figure 3.4 : Endommagement en traction des modèles a).b).c).d).e).et f)

On observe :

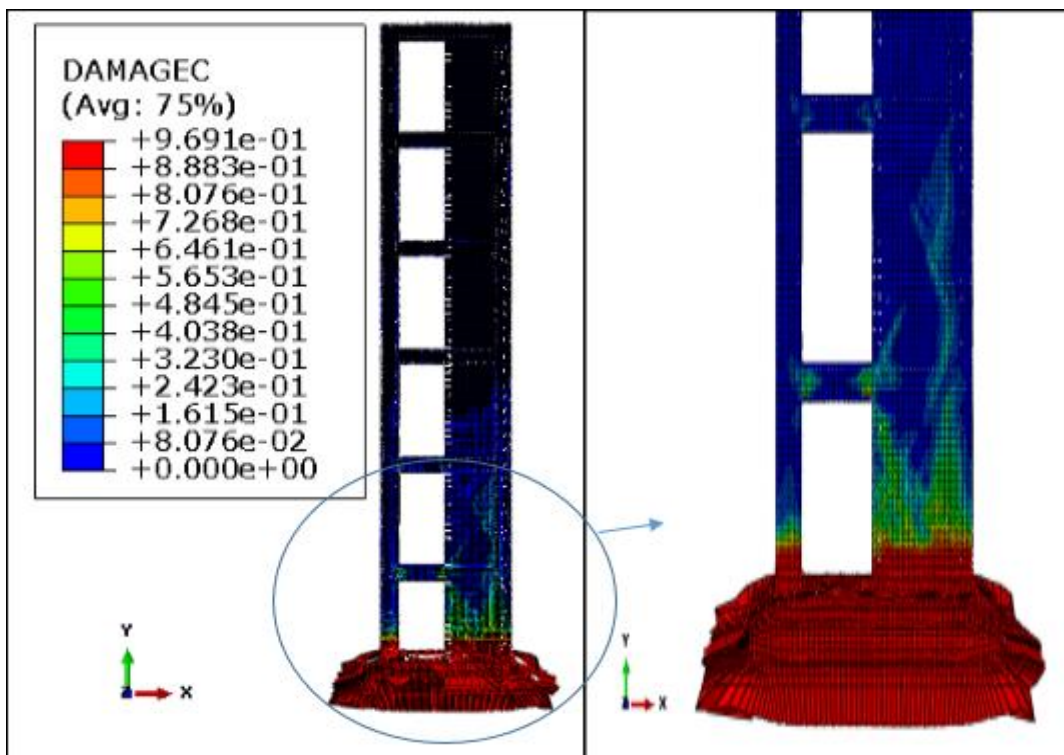
- Une accentuation de l'endommagement pour les modèles « MI15 » « MI30 » et « MI45 » comparé au modèle « MC »
- L'endommagement en traction dans les voiles des modèles « MI60 » et « MI75 » est légèrement réduit au niveau du premier étage par rapport au modèle classique « MC » sans pour autant empêcher la rupture du portique au niveau de la semelle.

▪ *Endommagement en compression*

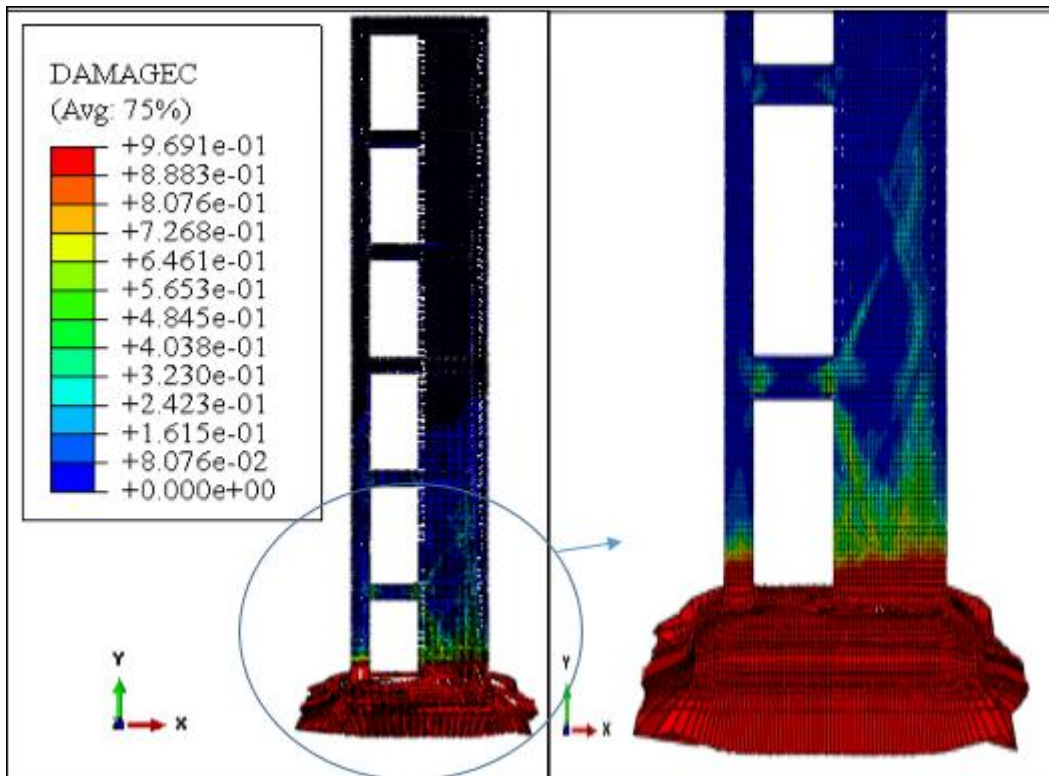
La figure 3.5 représente l'endommagement en compression du portique pour les différentes dispositions :



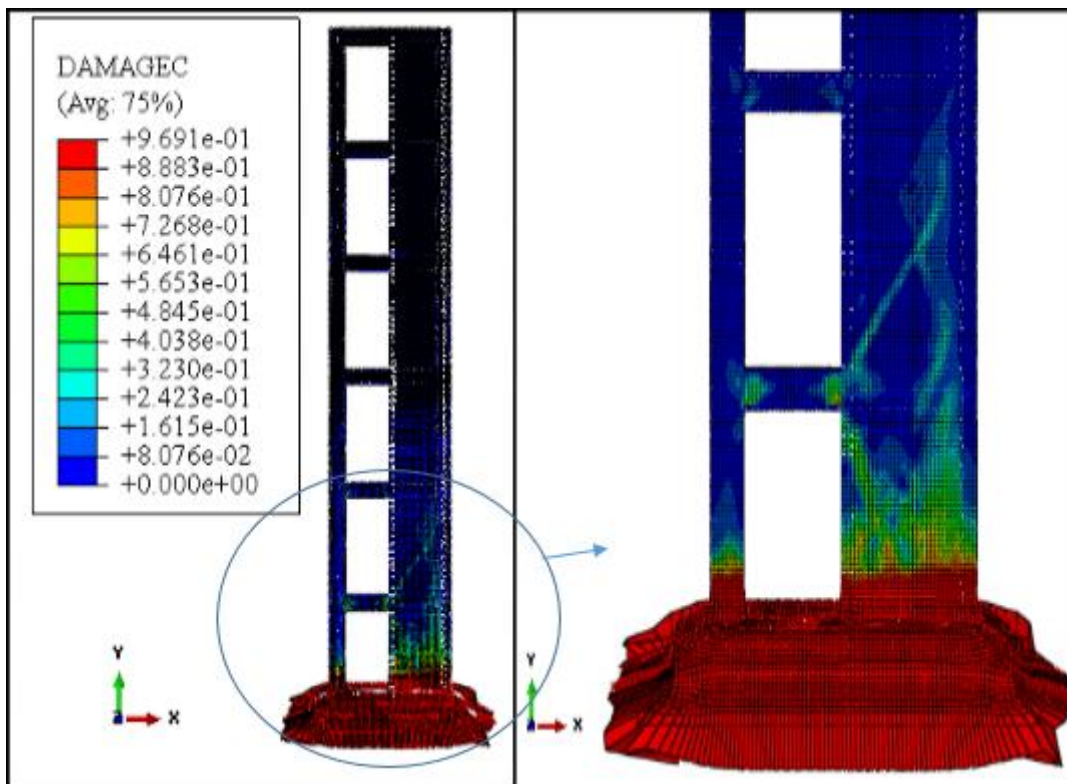
a).Modèle classique « MC »



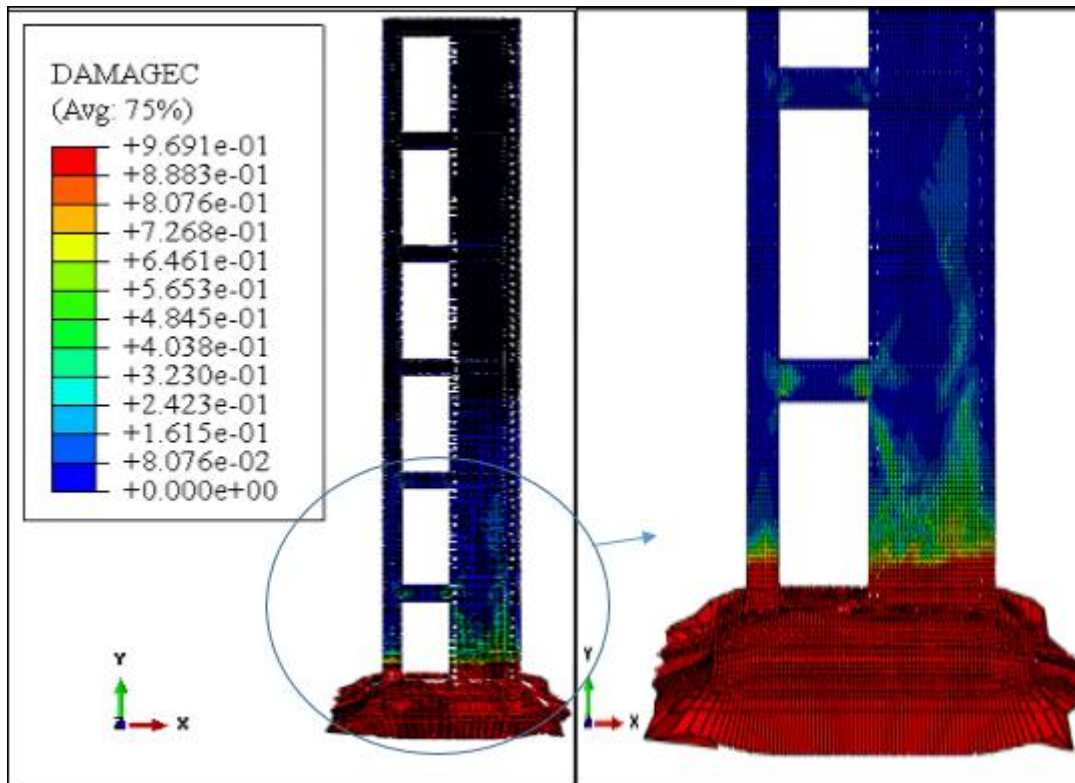
b).Modèle « MI15 »



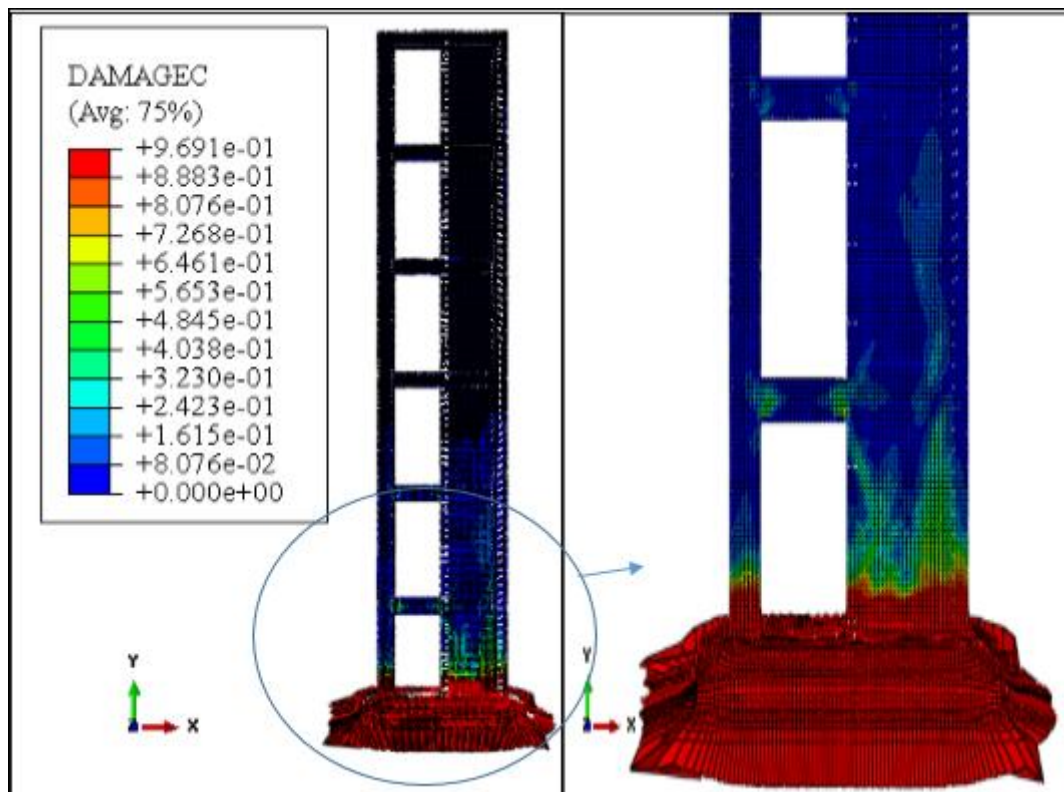
c).Modèle « MI30 »



d).Modèle « MI45 »



e).Modèle « MI60 »



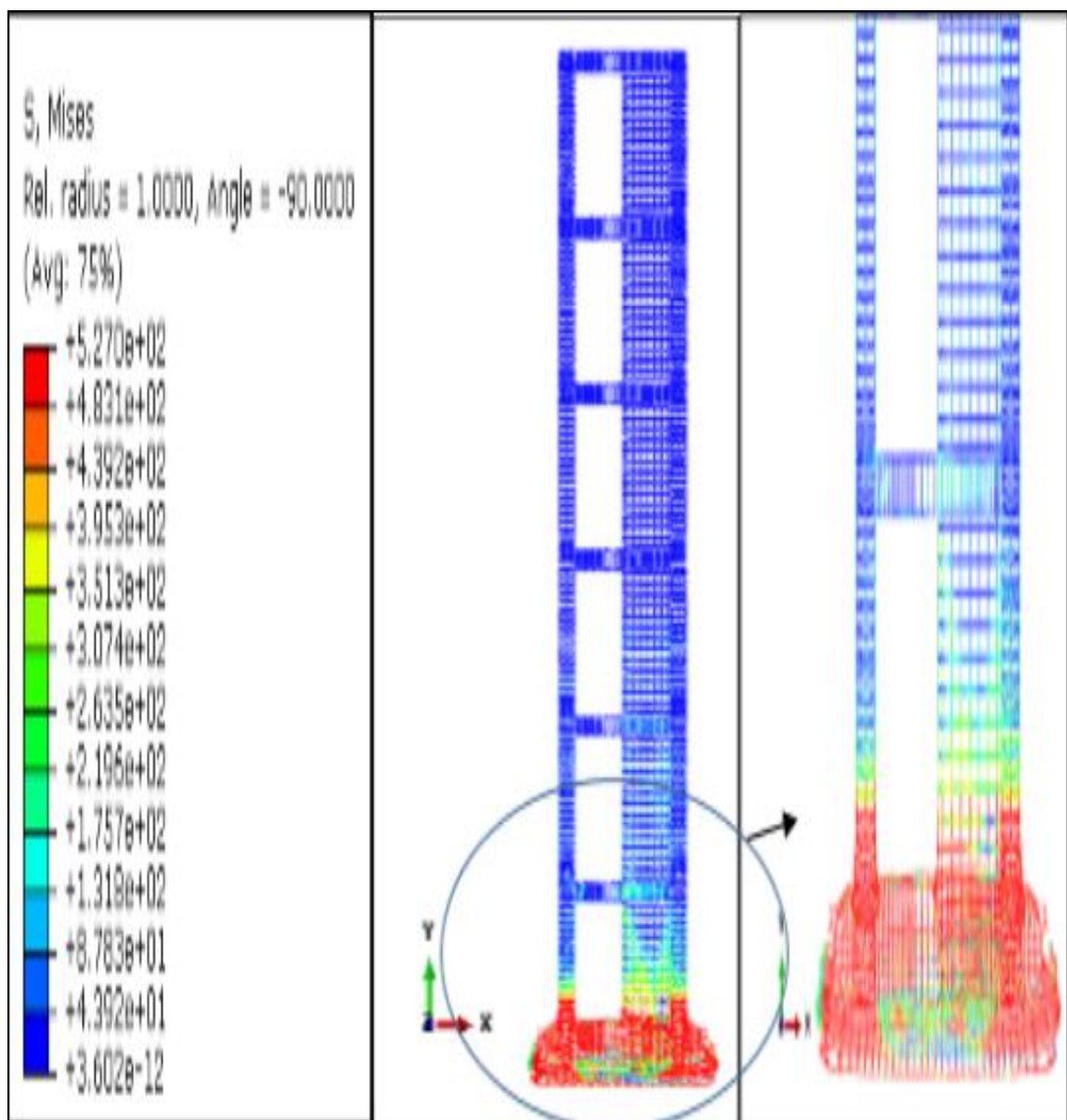
f).Modèle « MI75 »

Figure 3.5 : Endommagement en compression des modèles a).b).c).d).e).et f)

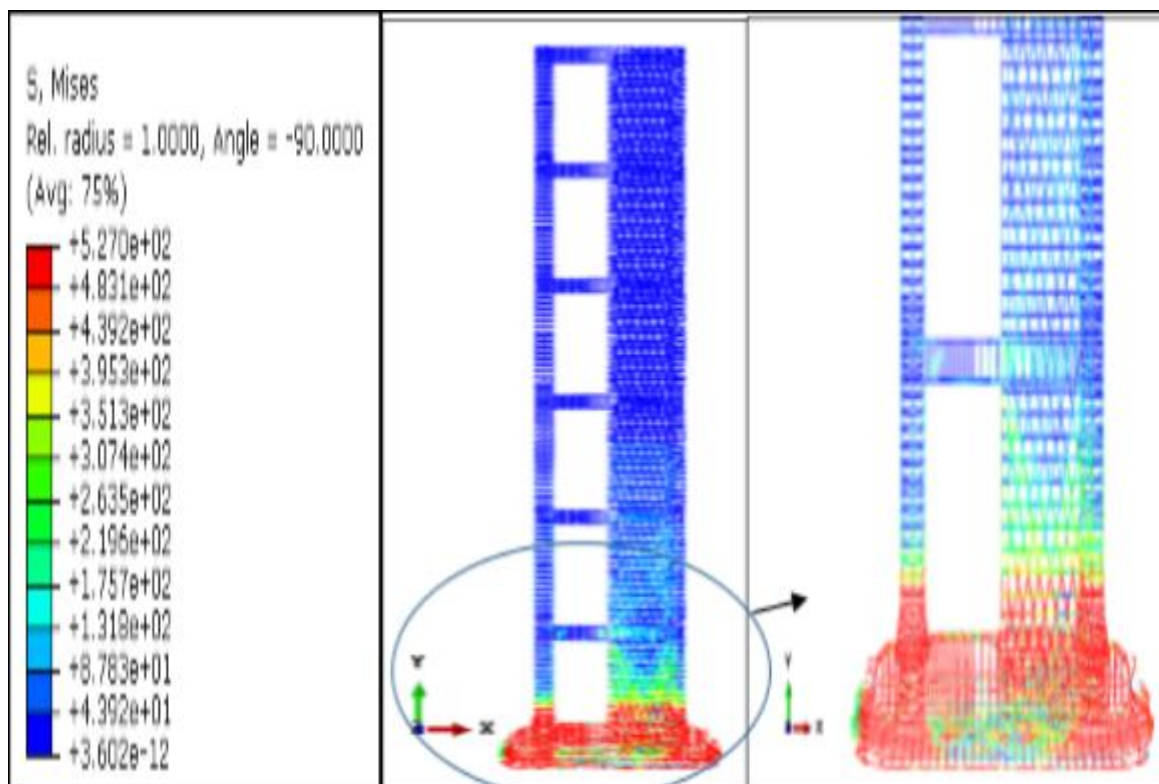
On observe :

- La rupture du portique analysé se fait par écrasement du béton.
- Une accentuation de l'endommagement en compression des voiles du RDC et du 1^{er} étage pour les modèles « MI15 » « MI30 » et « MI45 » comparé au modèle « MC »
- L'endommagement en compression dans les voiles du RDC et du 1^{er} étage pour les modèles « MI60 » et « MI75 » est légèrement réduit par rapport au modèle classique « MC » sans pour autant empêcher leurs rupture.
 - *Les contraintes de Von Mises dans les armatures*

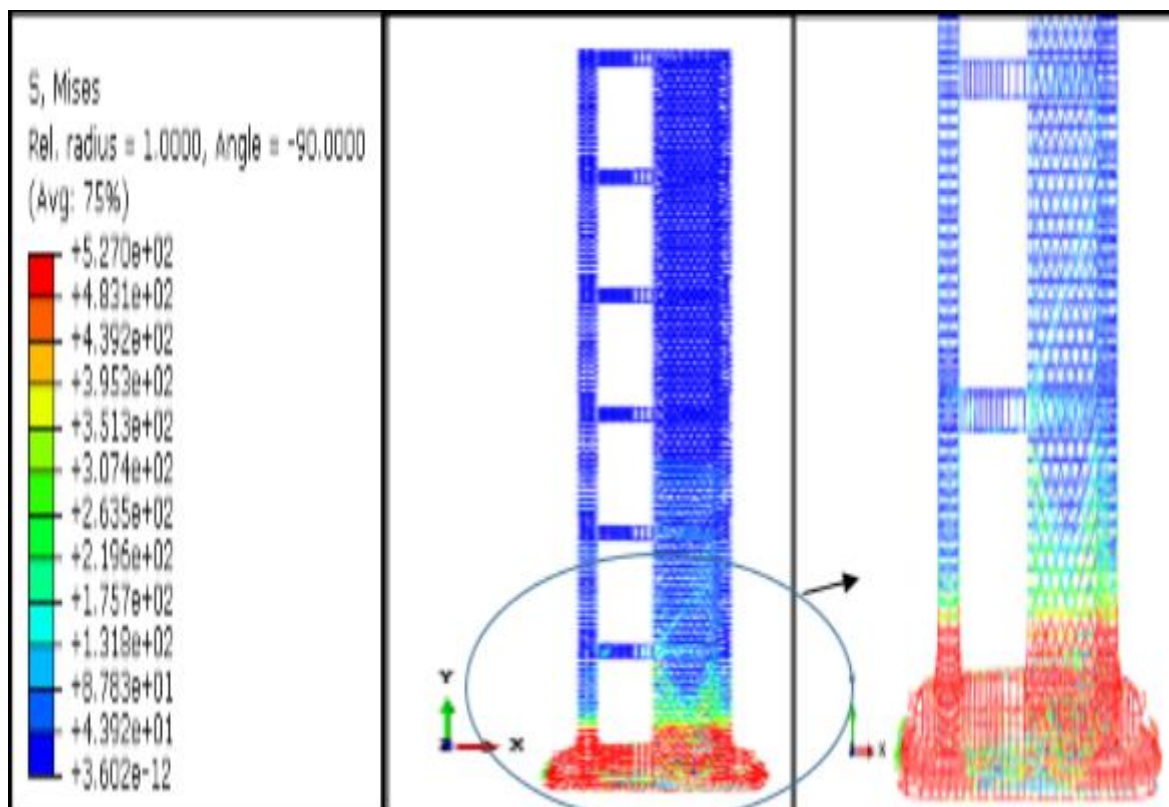
La figure 3.6 représente la variation de contraintes dans les armatures pour les différentes dispositions



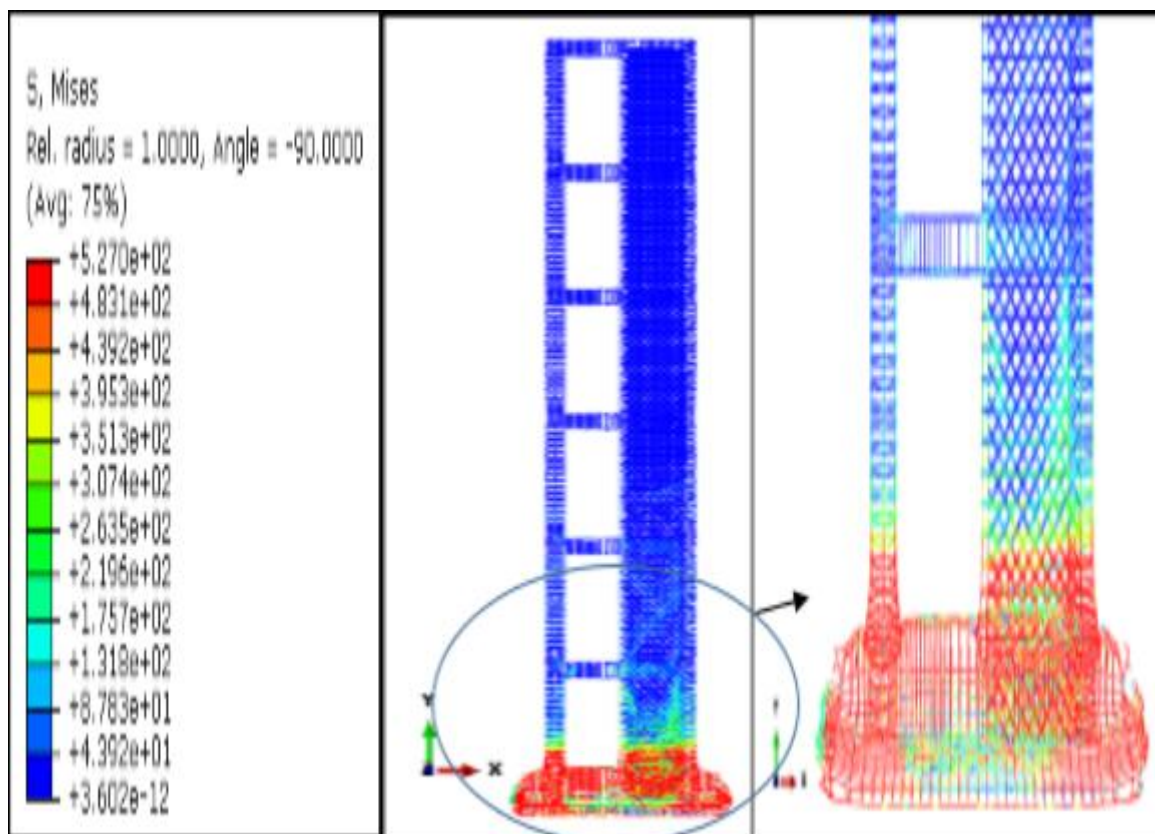
a).Modèle classique « MC »



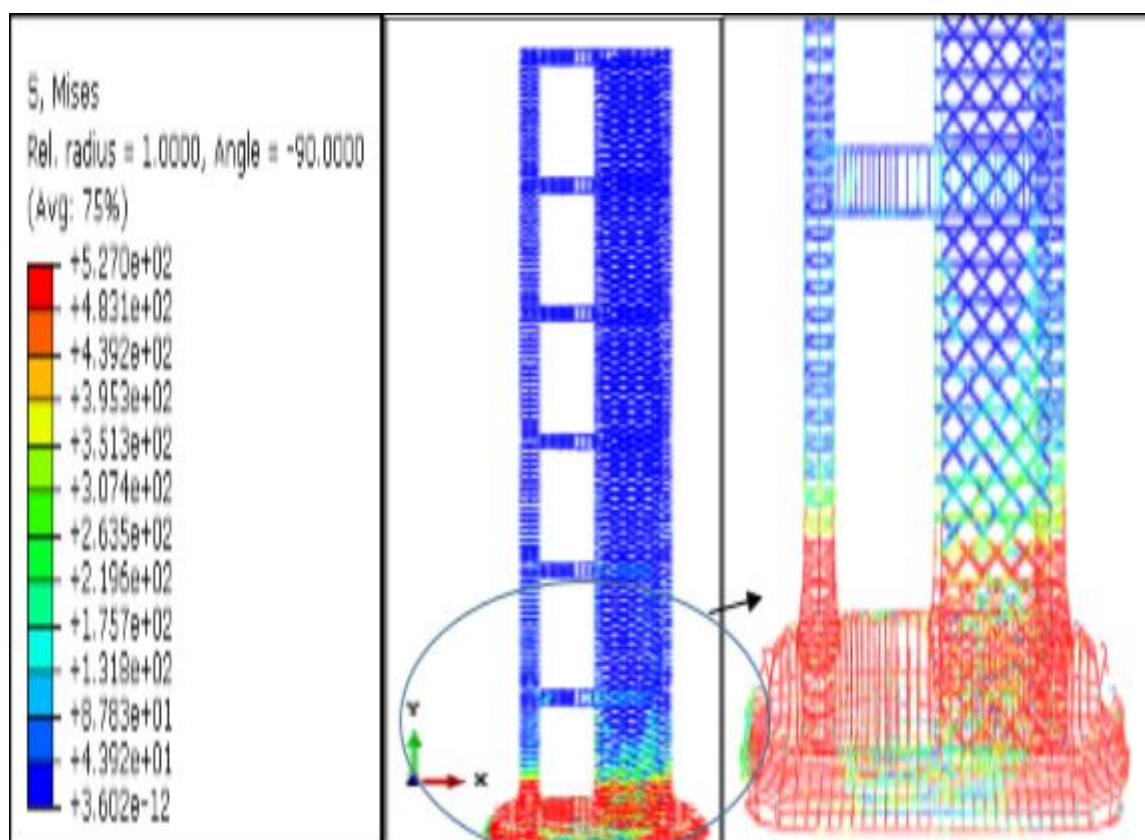
b).Modèle « MI15 »



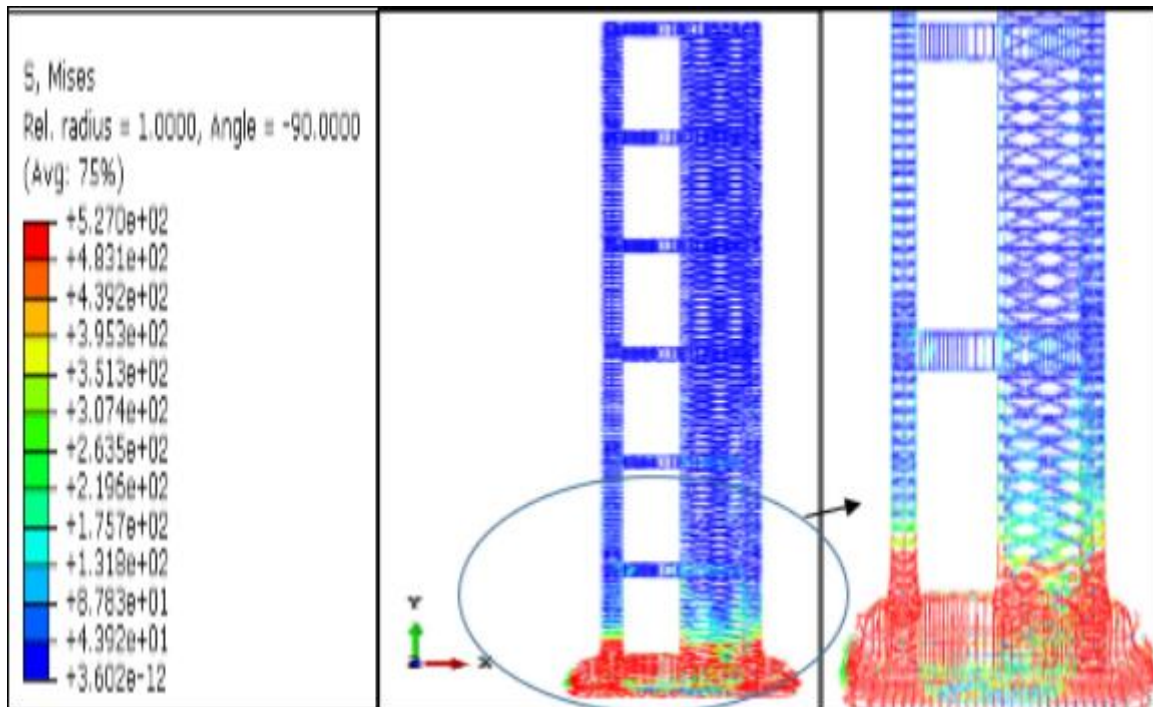
c).Modèle « MI30 »



d).Modèle « MI45 »



e).Modèle « MI60 »



f).Modèle « MI75 »

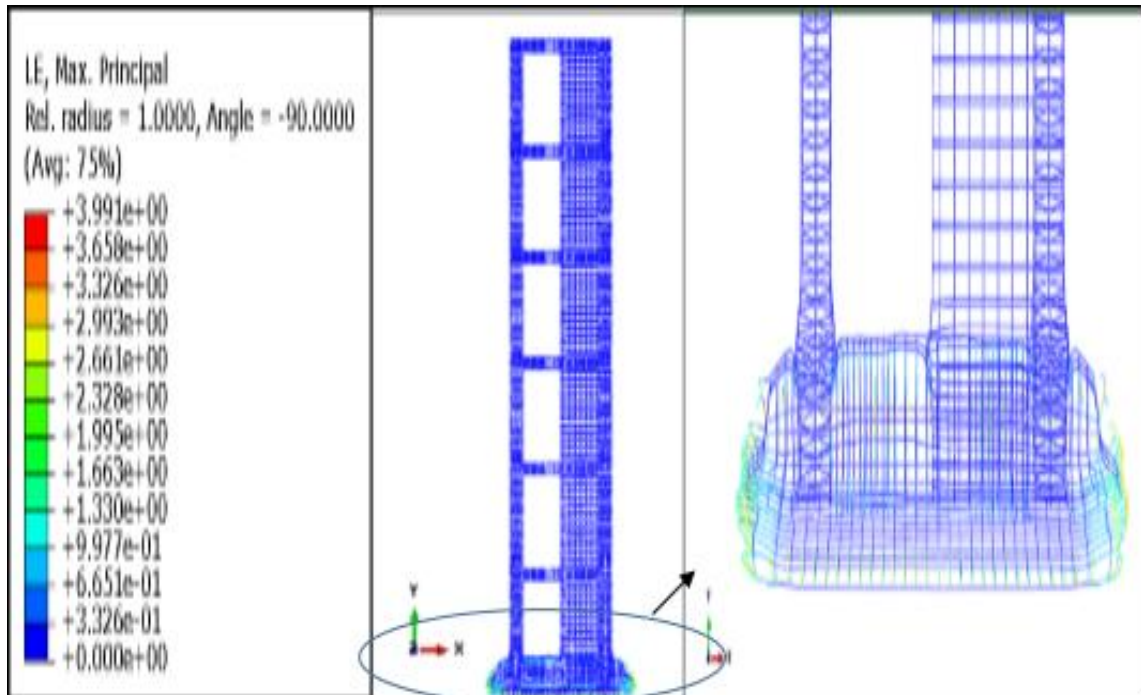
Figure 3.6 : Propagation des contraintes de Von Mises dans les armatures du portique pour les modèles a).b).c).d).e) et f)

On constate :

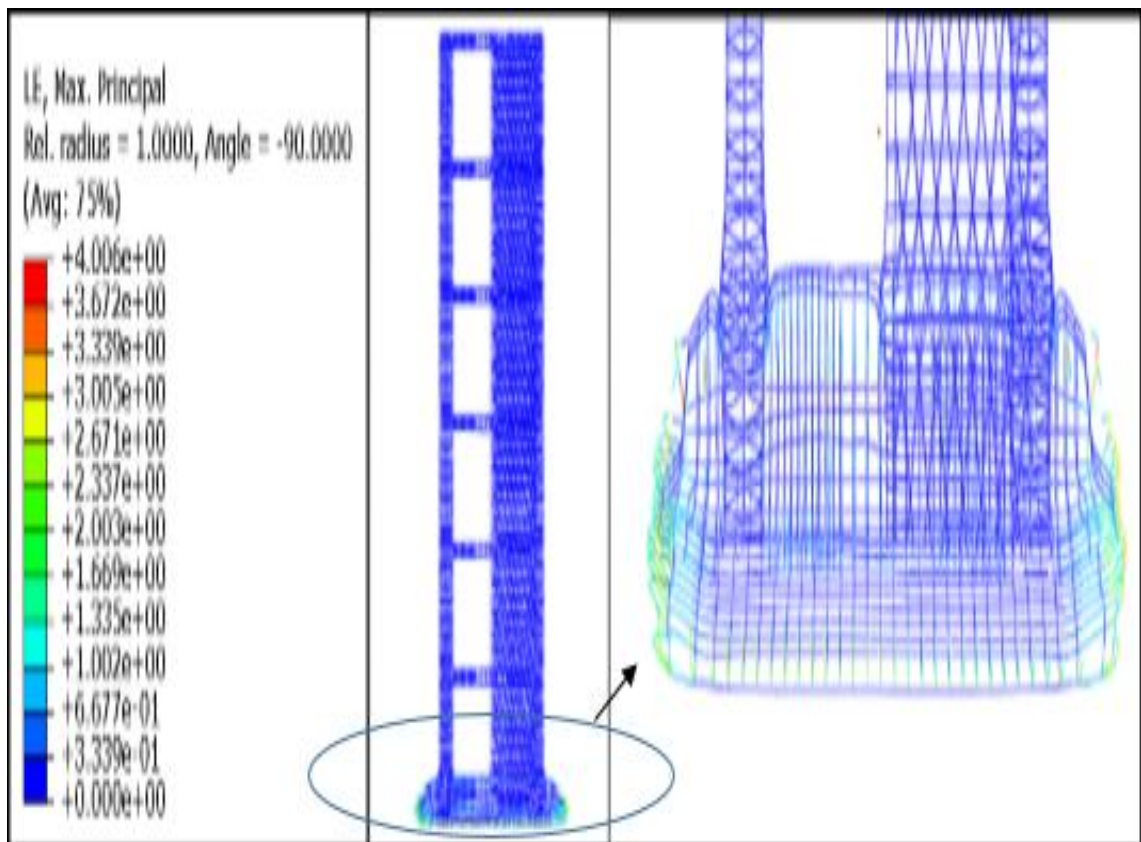
- Le phénomène de flambement des armatures des poteaux et voiles à la base est observé dans tous les modèles.
- Propagation des contraintes dans les armatures des voiles du RDC et du premier étage.
- Apparition de rotules plastiques pour les armatures des voiles du RDC.
- Formation de rotules plastiques au niveau du RDC et on constate l'absence de contraintes dans les armatures des voiles du premier étage pour les modèles « MI60 » et « MI75 ».

▪ *Les déformations*

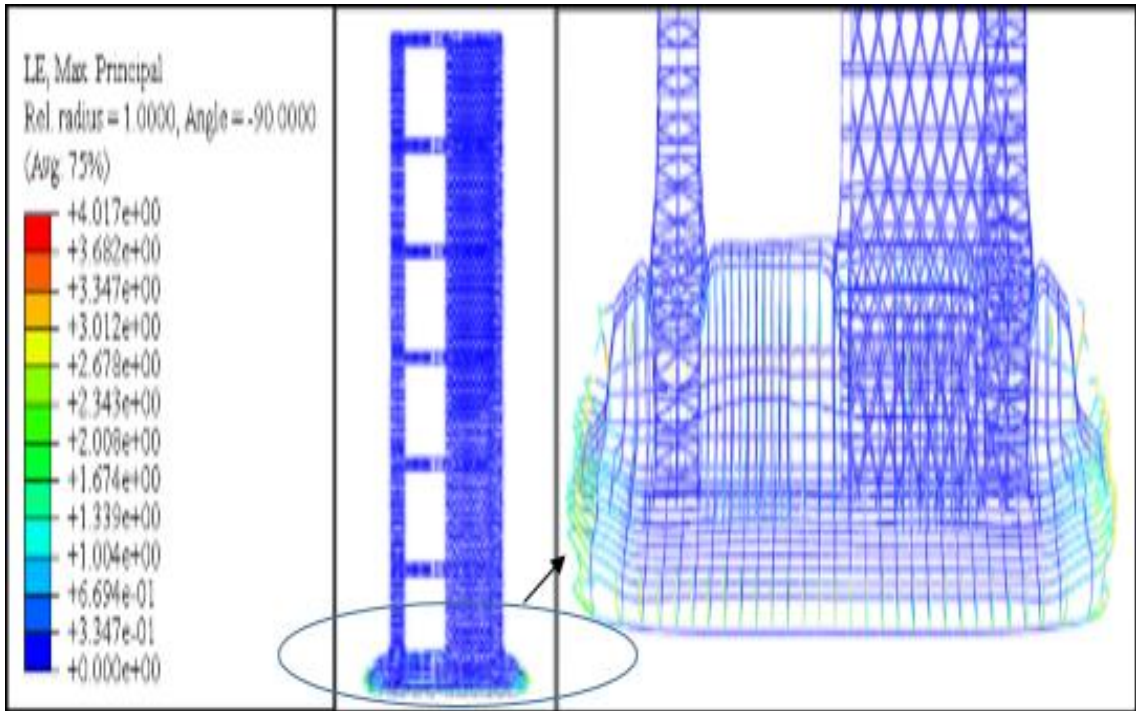
La figure 3.7 suivante représente les déformations pour les différentes dispositions d'armatures.



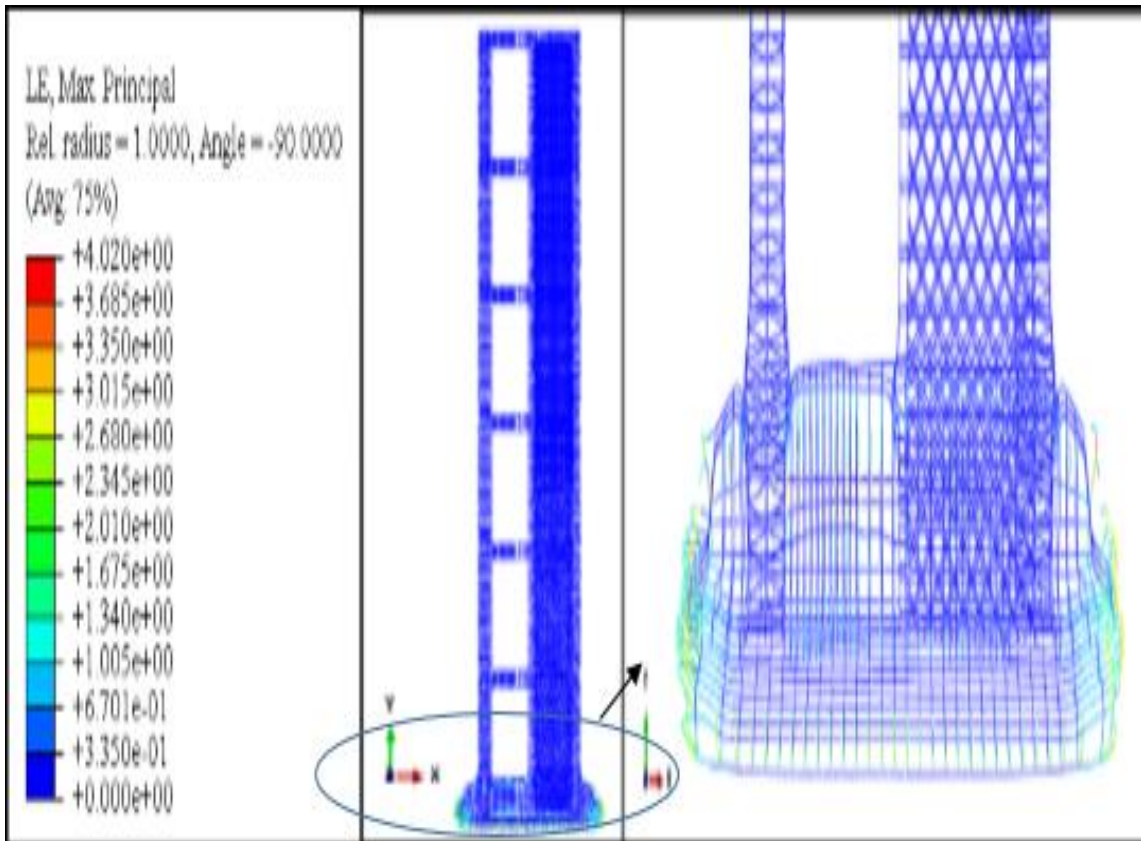
a).Modèle classique « MC »



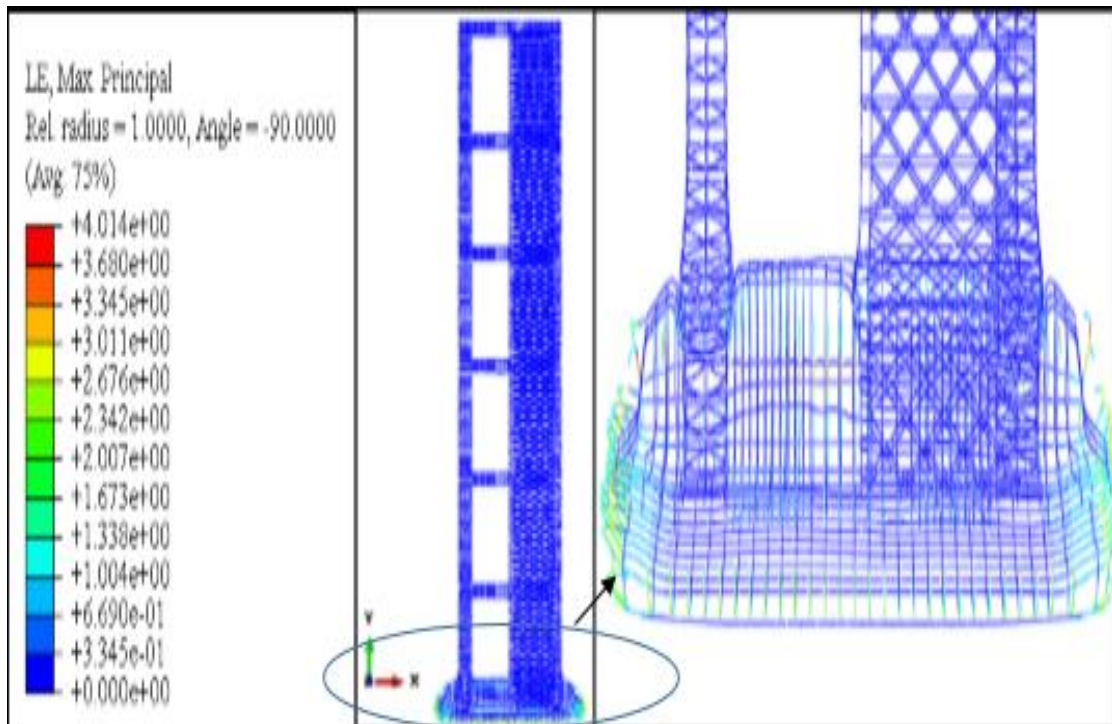
b).Modèle « MI15»



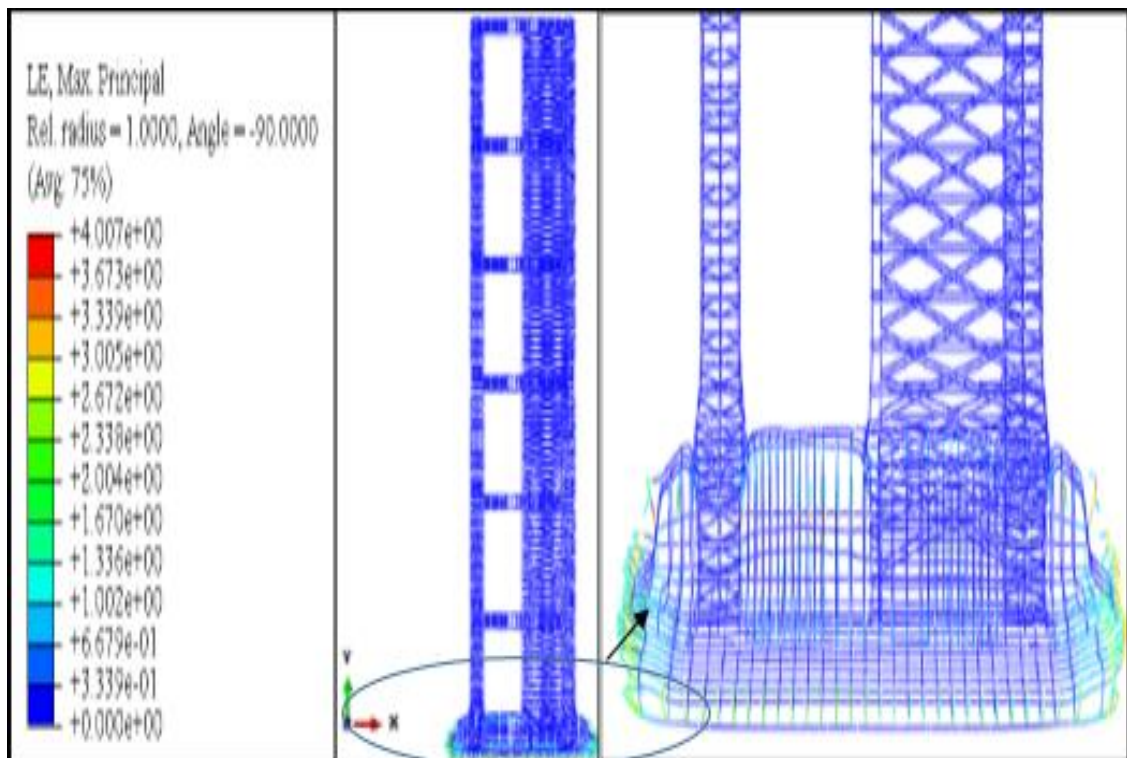
c).Modèle « MI30 »



d).Modèle « MI45 »



e).Modèle « MI60 »



f).Modèle « MI75 »

Figure 3.7 : Propagation des déformations dans les armatures du portique pour les modèles a).b).c).d).e). et f)

On constate :

- Les déformations sont réparties au niveau des armatures de la semelle et à la base des poteaux et à la base des voiles.
- Les déformations dans le modèle « MC » sont minimales comparé aux autres modèles.
- Les déformations dans les modèles « MI15 » « MI30 » « MI45 » « MI60 » et « MI75 » sont respectivement de l'ordre de : 0.37% ; 0.647 % ; 0.726 % ; 0.57 % et 0.40 % comparé au modèle de référence.
- Le soulèvement de la semelle
- Le phénomène de flambement à la base des poteaux et des voiles pour tous les modèles.

3.7.2.2. Etude comparative locale

Dans cette partie, on s'intéresse aux résultats des éléments des modèles simulés. Comme les dommages sont concentrés à la base du voile, nous allons donc prendre le même élément dans tous les modèles et étudier son comportement dans cette zone.

Les éléments de béton comprimé et tendu étudiés sont illustrés dans les figures 3.8 et 3.9 suivantes :

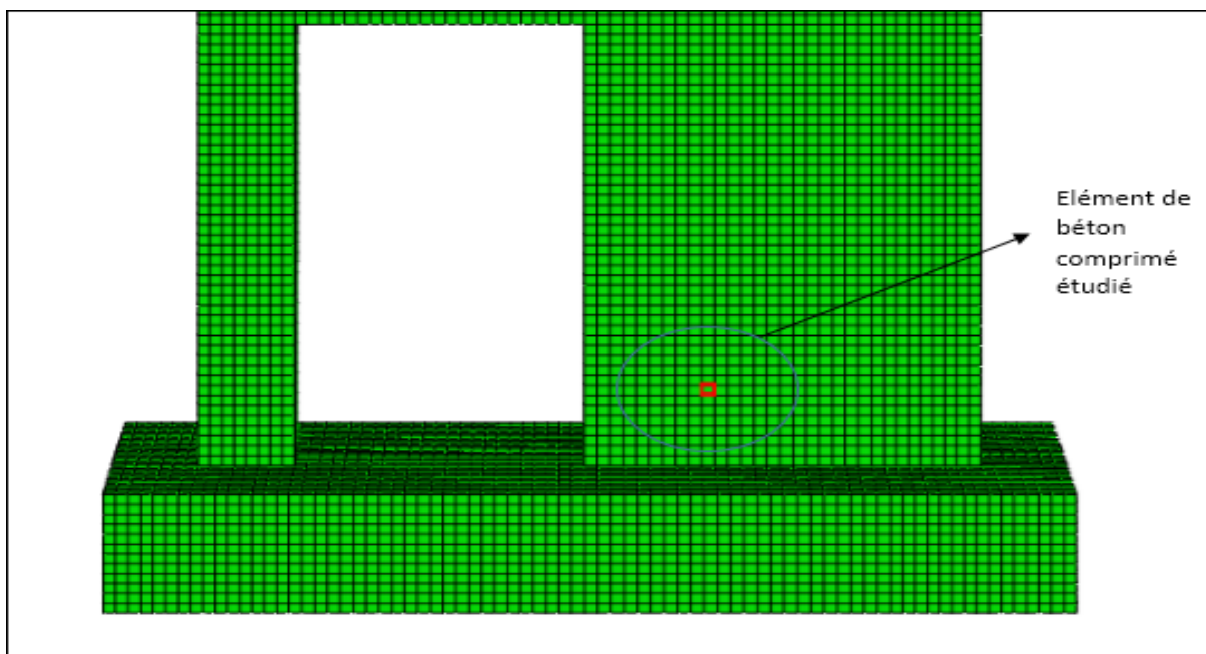


Figure 3.8 : Illustration de l'élément de béton comprimé étudié

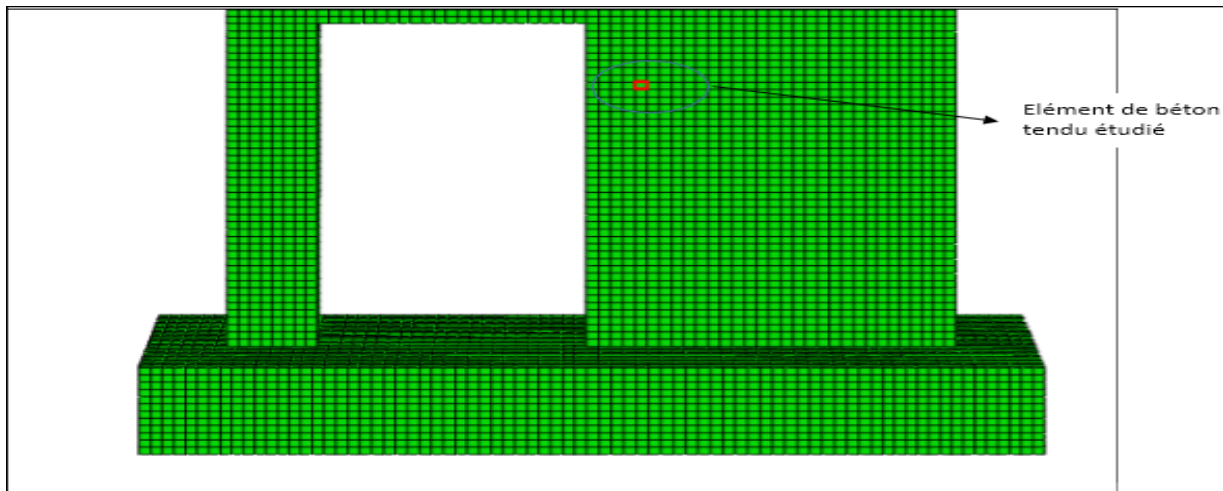


Figure 3.9 :Illustration de l'élément de béton tendu étudié

Notre travail consiste à étudier un élément de cette zone en terme de :

- Contraintes
- Déformations ;
- Endommagement en compression et l'endommagement en traction

Les éléments étudiés se trouvent à la base du voile vu que c'est la zone la plus sollicitée.

▪ ***Interprétation des résultats dans un élément de béton comprimé***

La courbe contrainte – déformation dans un élément de béton comprimé est représenté dans la figure 3.10 :

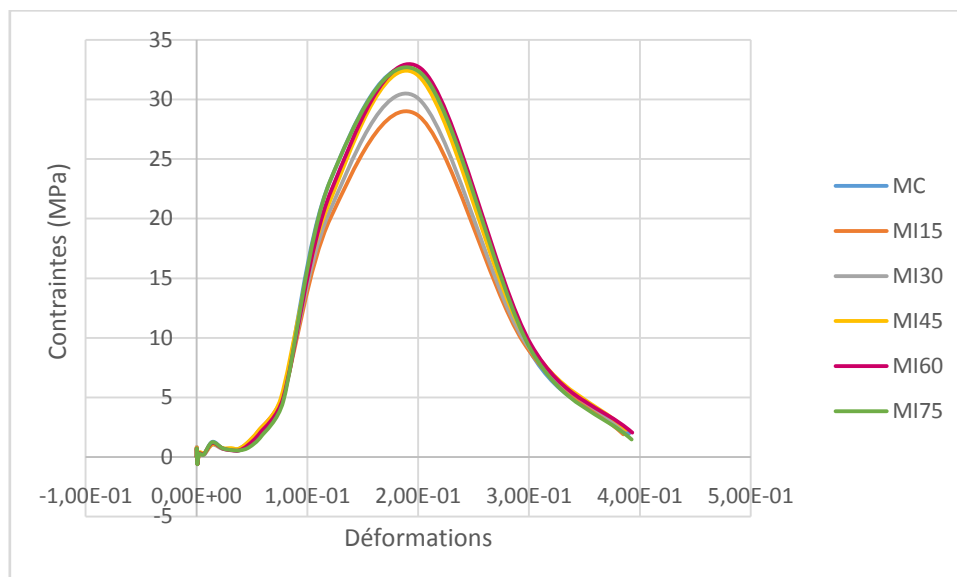


Figure 3.10 : Courbes contrainte – déformation dans un élément de béton comprimé

La figure 3.10 montre que l'élément de béton choisi travaille bien en compression.

On observe trois phases dans la figure 3.10 :

Phase 1 : Un léger comportement aléatoire dû au chargement est observé pour tous les modèles. Ce comportement est suivi d'une augmentation de contrainte jusqu'à atteindre un pic de 32 Mpa pour les modèles « MC » « MI45 » « MI60 » et « MI75 ». Les valeurs de ce pic pour les modèles « MI30 » et « MI15 » sont respectivement 30 Mpa et 28 Mpa.

Phase 2 : Le pic est suivi d'un comportement adoucissant pour tous les modèles.

Phase 3 : La rupture du béton apparaît progressivement avec l'augmentation de la déformation qui s'explique par l'apparition de microfissures dans l'élément de béton.

Toutefois, les modèles « MI15 » « MI30 » et « MI45 » n'ont pas atteint leur contrainte limite. La résistance en compression de ces modèles est inférieure à celle des modèles « MC » « MI60 » et « MI75 » qui est de 32 MPa.

La courbe contrainte – déformation dans un élément de béton tendu est représentée sur la figure 3.11 :

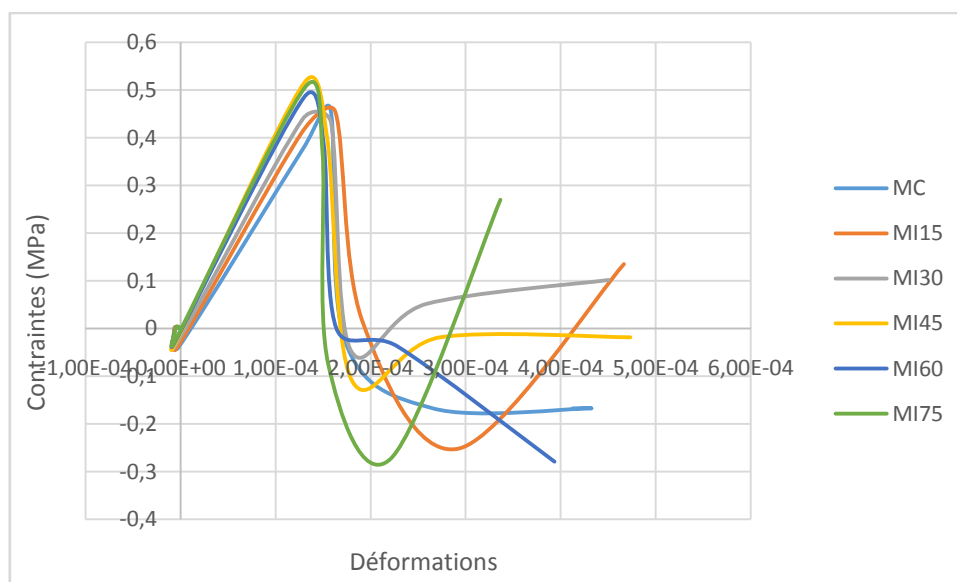


Figure 3.11 : Courbes contrainte –déformation dans un élément de béton tendu

On observe :

- La courbes 3.11 illustre principalement un comportement en traction pour un élément de béton.
- La limite de traction n'a pas été atteinte par aucun des modèles.
- Une augmentation de la rigidité est observée jusqu'à atteindre une valeur de contrainte maximale différente de la valeur ultime.
- Il s'en suit une diminution brusque de rigidité dû à l'apparition des fissures dans cet élément de béton.
- Un comportement en compression suite à la perte de rigidité en traction pour les modèles « MI15 » « MI30 » « MI45 » et « MI75 ». Ces modèles sont suivi d'une restitution de rigidité.
- Pour les modèles « MC » et « MI60 » on observe uniquement un comportement en traction.
- Les modèles « MI45 » et « MI75 » ont une résistance en traction « $\sigma = 0.50 \text{ Mpa}$ » plus élevé comparée aux autres modèles.

La contrainte en fonction du temps de chargement est représentée sur la figure 3.12 suivante :

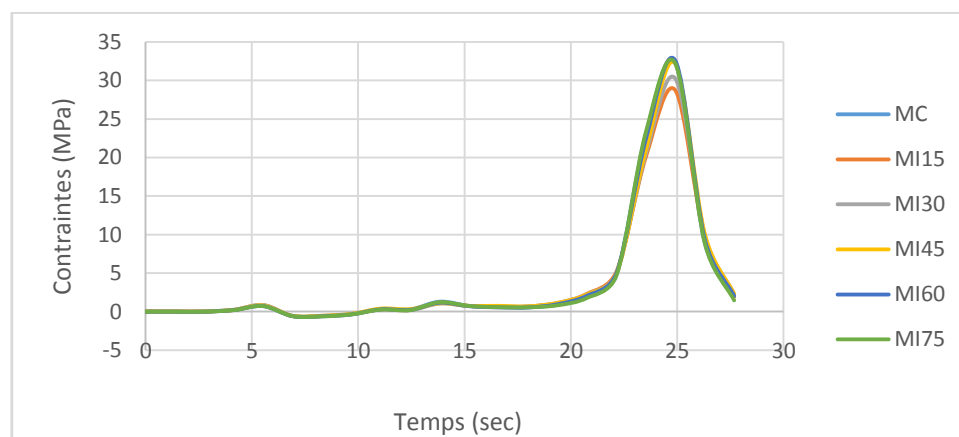


Figure 3.12 : Courbes contrainte – temps dans un élément de béton comprimé

La courbe 3.12 montre la variation des contraintes au cours du chargement dans un élément de béton comprimé.

On constate que les contraintes avoisinent la valeur de zéro au cours du chargement.

Dépassé un temps $t=20$ secondes, on observe une forte augmentation de contrainte et une dégradation subite de cet élément de béton.

Les contraintes ultimes des modèles « MI15 » et « MI30 » sont respectivement inférieures de 21.18 % et 3.92 % par rapport à celles des modèles « MC », « MI45 », « MI60 » et « MI75 ».

La courbe contrainte en fonction du temps est illustrée dans la figure 3.13 suivante :

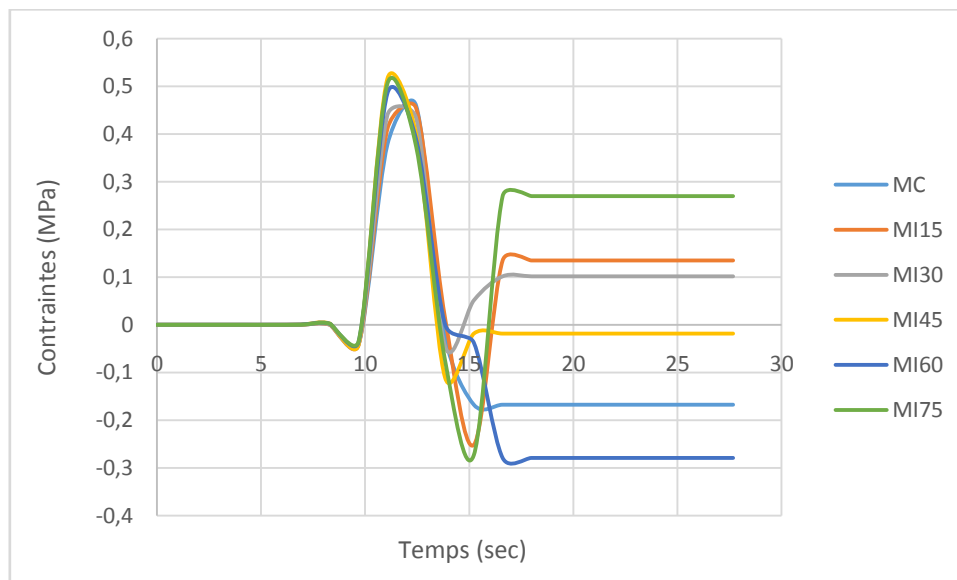


Figure3.13 : Courbes contrainte – temps d'un élément de béton tendu

- La figure 3.13 illustre la variation de contrainte dans l'élément de béton en fonction du chargement.
- L'élément de béton travaille principalement en traction.
- Les contraintes apparaissent à partir de $t= 8.30\text{sec}$ c'est-à-dire après le pic du chargement (PGA) qui est atteint à $t= 7 \text{ sec}$.
- Les contraintes atteignent leurs pics à $t = 12.45 \text{ sec}$ cela s'explique par l'augmentation de la rigidité. Le pic présente une valeur de 0.52 MPa pour les modèles « MI45 » et « MI75 » et il est de l'ordre de 0.50 MPa pour « MI60 » et de 0.45 pour les modèles « Mc » « MI15 » et « MI30 ».
- Au même instant l'endommagement de l'élément apparaît par une baisse de rigidité ce qui entraîne une annulation des contraintes à $t=13.80$ secondes pour qu'un léger comportement en compression se manifeste.

- La reprise de rigidité est notée pour les modèles « MI15 » « MI30 » et « MI75 » tant dit que pour les modèles « MC » « MI60 » et « MI45 » on ne constate aucune reprise de rigidité.
- A $t = 16$ sec la contrainte se stabilise et cela jusqu'à la fin du chargement pour tous les modèles.

Les courbes déformations en fonction du temps pour un élément de béton comprimé sont illustrées dans la figure 3.14 :

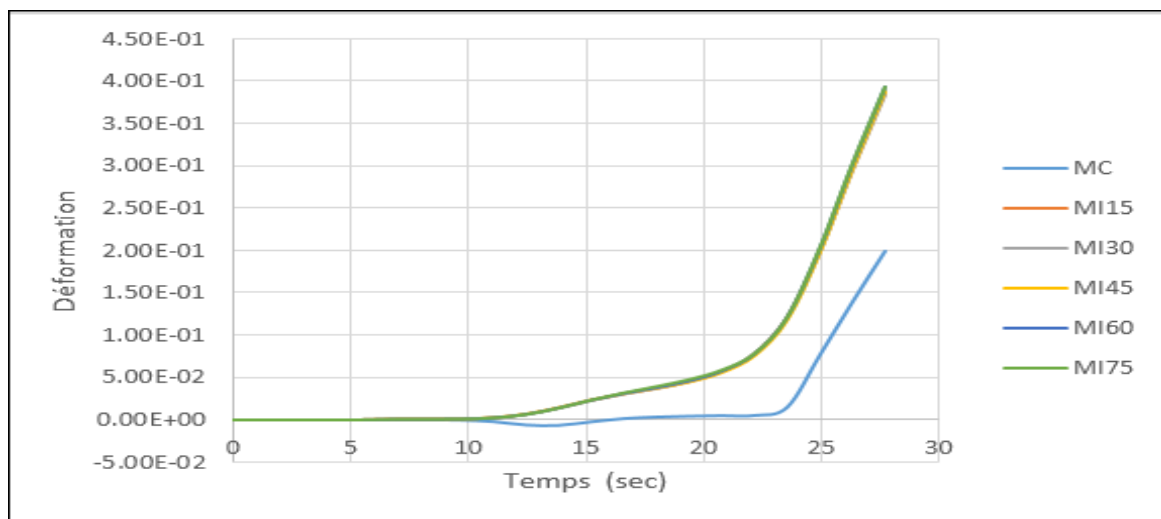


Figure 3.14 : Courbes déformations – temps dans un élément de béton comprimé

La courbe 3.14 illustre l'évolution de la déformation d'un élément de béton comprimé au cours du chargement.

On voit clairement que les déformations apparaissent à partir de $t = 10$ s, et évoluent de façon progressive jusqu'à la fin du chargement. La déformation maximale pour les modèles inclinés « MI » est de $\varepsilon = 0.45$ et pour le modèle « MC » elle est de $\varepsilon = 0.2$.

On constate clairement un écart important des déformations entre les deux modèles ; en effet, les modèles inclinés se déforment avec une différence de 39.2 % par rapport au modèle classique de référence.

La variation des déformations en fonction du temps sont représentées dans la figure 3.15 suivante :

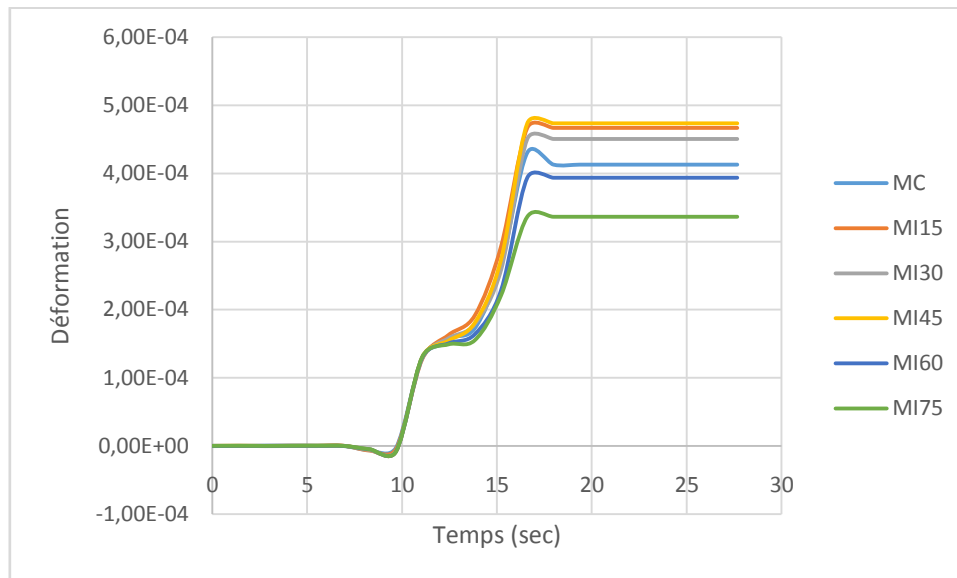


Figure 3.15: Courbes déformations - temps dans l'élément de béton tendu

Les déformations dans cet élément de béton sont relativement petites comparées à celles de l'élément de béton comprimé. Elles sont de l'ordre de $5 \cdot 10^{-4}$. Les déformations apparaissent à partir de $t = 8,30$ s. On observe une accentuation de la déformation à $t = 8,30$ secondes pour enfin se stabiliser à $t = 18$ s. Nous constatons une légère différence entre les déformations des modèles.

Les dispositions des armatures « MI60 » et « MI75 » nous permet d'avoir de petites déformations.

- ***Endommagement en compression d'un élément de béton***

L'endommagement en compression des différents modèles est illustré sans la figure 3.16 suivante :

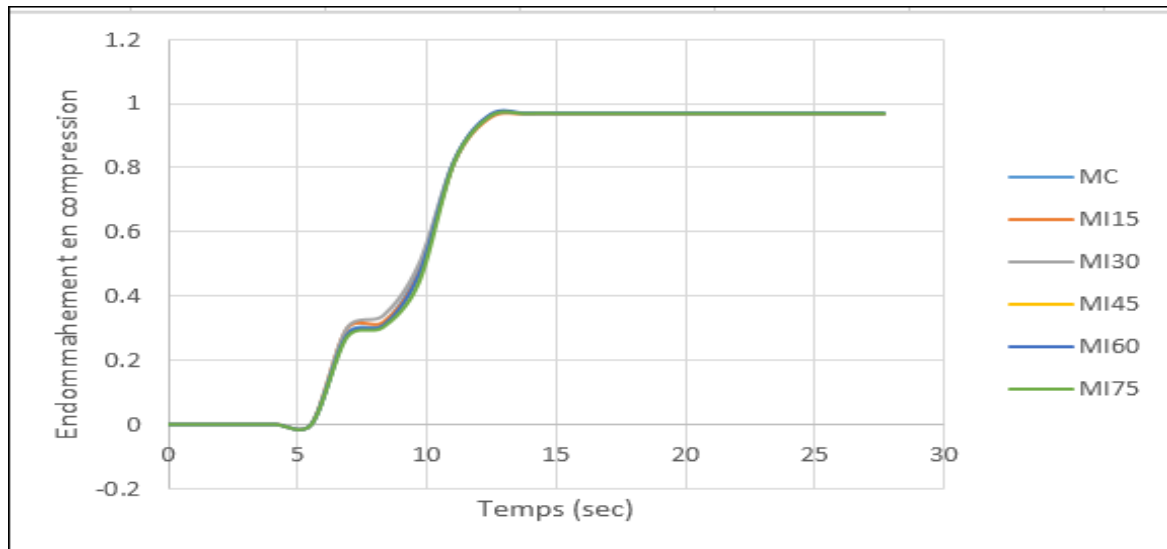


Figure 3.16 : Endommagement en compression dans un élément de béton

On remarque que l'endommagement en compression commence à partir de $t=7.41$ sec temps correspondant au pic de l'accélogramme appliqué (Pic Ground Acceleration) [34], à partir de là l'endommagement en compression ne fait qu'augmenter jusqu'à atteindre la valeur maximale de 0.91 pour tous les modèles.

L'élément de béton se rompt à $t = 13$ sec, temps correspondant à la limite d'endommagement du béton c'est-à-dire à la rupture de l'élément.

Cette variation de l'endommagement en compression au cours du temps de chargement, nous indique que cet élément travaille en compression.

- ***Endommagement en traction d'un élément de béton***

La figure 3.17, nous montre la variation de l'endommagement en traction d'un élément de béton.

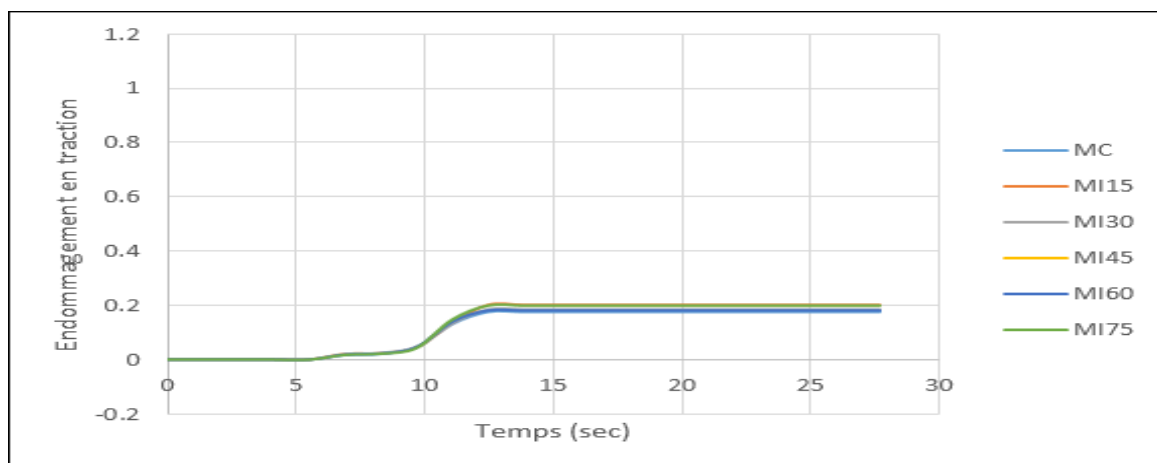


Figure 3.17 : Endommagement en traction dans un élément de béton

La valeur de l'endommagement maximale atteinte au bout d'un temps $t = 13$ sec est de 0.2 pour tous les modèles.

Il est évident que cet élément de béton travaille en compression puisqu'il n'a pas atteint la limite d'endommagement en traction.

▪ **Interprétation des résultats dans les armatures**

Les courbes contraintes en fonction des déformations pour un élément de barre horizontale sont représentées par la figure 3.18 suivante :

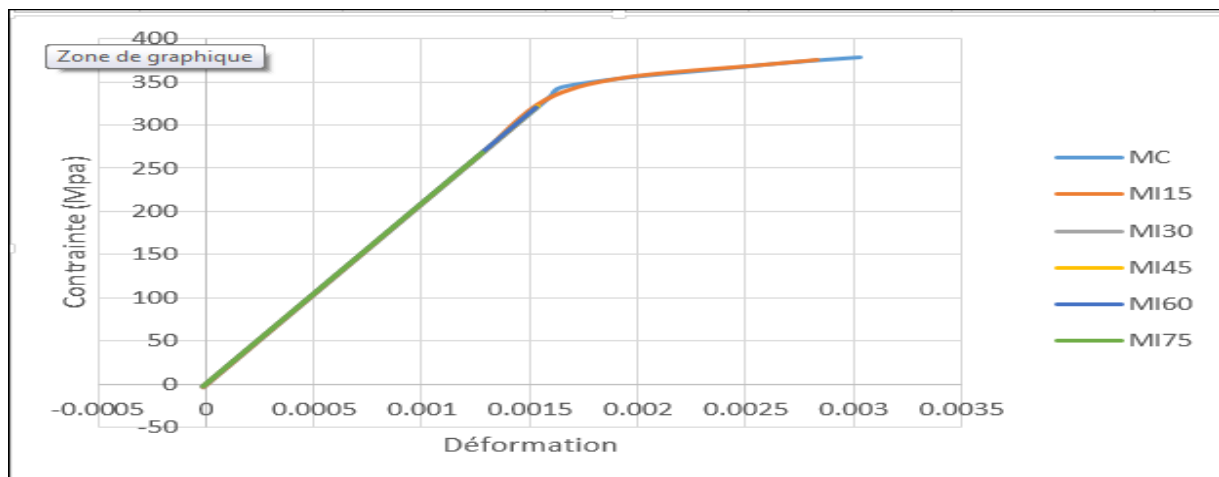


Figure 3.18 : Courbes contraintes – déformations dans un élément de barre horizontale

Pour le même élément de barre horizontale on constate que :

- Les contraintes dans le modèle « MC » et « MI15 » dépassent la limite d'élasticité $\sigma_e = 348 \text{ MPa}$ et les armatures rentrent dans la zone plastique, sans pour autant atteindre la contrainte de rupture $\sigma_r = 527 \text{ MPa}$.
- La limite d'élasticité est atteinte dans les modèles « MI30 » « MI45 » et « MI60 ».
- Le taux de variation de contrainte entre le modèle « MC » et les autres modèles est :
 - 0.79 % pour le modèle « MI15 »
 - 17.45 % pour les modèles « MI30 » « MI45 » et « MI60 »
 - 37.84 % pour le modèle « MI75 ».

En conclusion, dans le même élément d'une barre horizontale le modèle « MI75 » résiste plus que les autres sous la même sollicitation.

▪ *Contraintes –déformations dans un élément de barre verticale*

La figure 3.19 illustre la variation des contraintes en fonction des déformations dans les différents modèles :

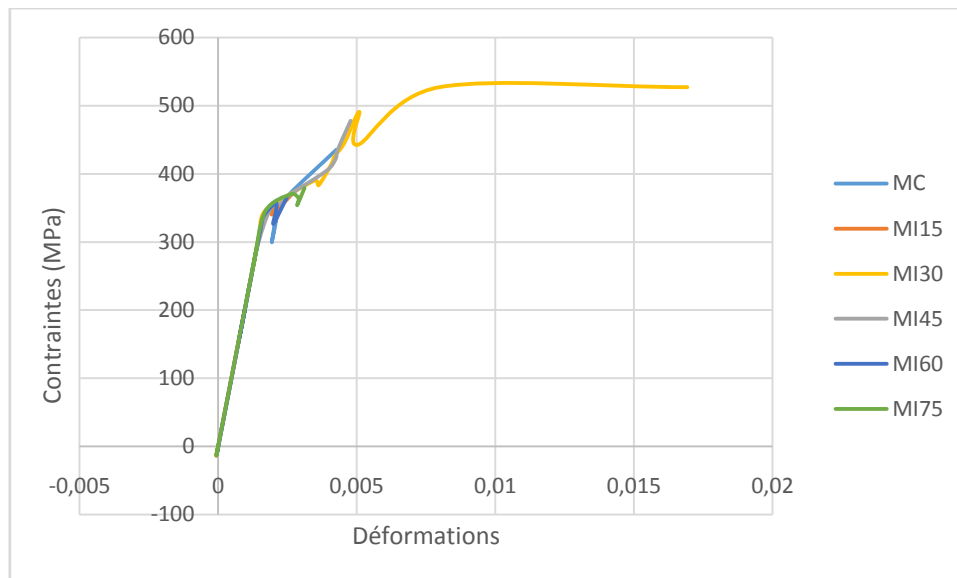


Figure 3.19 : Courbes contrainte – déformation dans un élément les barres verticales

Pour le même élément d'armature vertical (principal) $\Phi 20$, on remarque :

- Deux phases pour tous les modèles : phase élastique suivit de la phase plastique.
- Le modèle « MI30 » se déforme jusqu'à atteindre la contrainte de rupture

$\sigma_r = 527$ Mpa pour une déformation de $\varepsilon = 1.6 \%$.

- Les modèles « MC » et « MI45 » la phase élastique est dépassée sans pour autant atteindre la rupture
- La contrainte maximale pour l'élément de barre des modèles « MI15 » « MI60 » et « MI75 » est égale à la limite d'élasticité soit $\sigma_e = 348$ MPa pour une déformation de 0.005 .
- Dépasser la phase élastique on observe une réponse aléatoire pour les modèles « M30 » « MI60 » et « MI75 » qui est dû au chargement appliqué.

▪ *Déformation –temps dans un élément de barre verticale*

L'évolution des déformations au cours du temps de chargement est illustrée dans la figure 3.20 suivante :

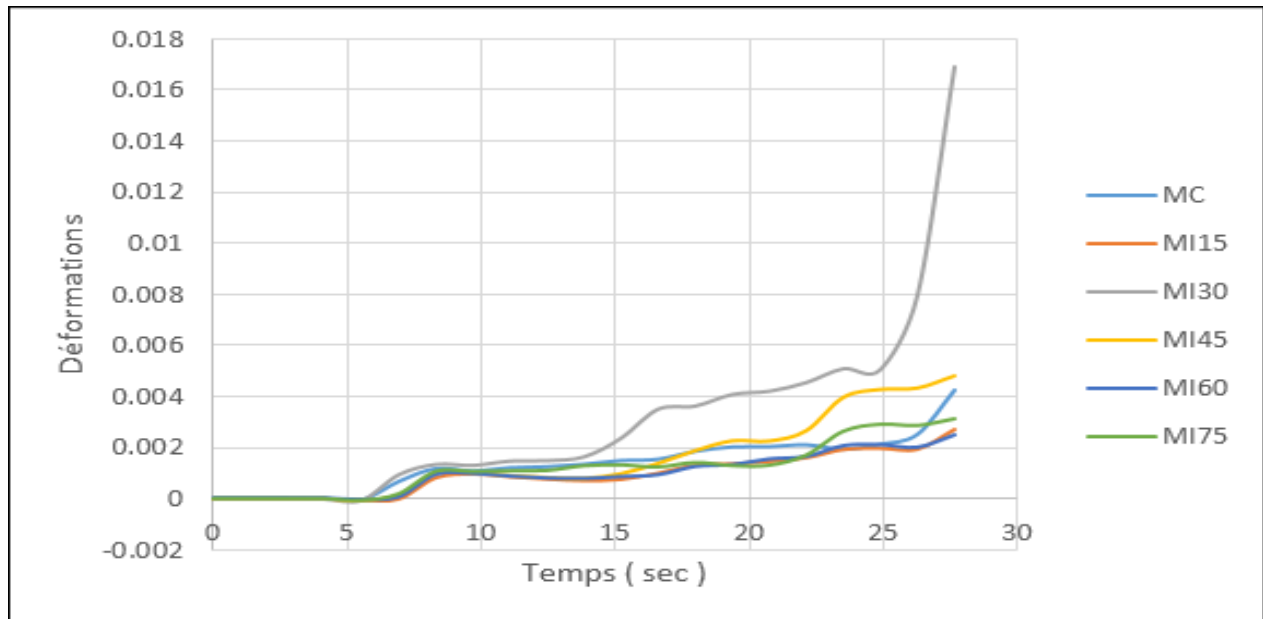


Figure 3.20 : Courbes déformations dans un élément de barres verticales $\Phi 20$

On remarque que :

- Les déformations sont nulles au début du chargement. Elles apparaissent au bout d'un temps égal à $t = 6$ sec pour varier d'une manière presque uniforme pour la plupart des modèles.
- Contrairement aux autres modèles, la déformation du modèle « MI30 » augmente d'une façon considérable au cours du chargement jusqu'à atteindre une valeur de $\varepsilon = 0.017$.

Les armatures en $\Phi 20$ représentent les armatures principales de tous ces modèles et elles sont situées au niveau du potelet des voiles c'est à dire qu'elles absorbent donc les efforts de traction et de compression.

Ces armatures jouent toujours leurs rôles malgré la disposition des armatures de l'âme de façon différentes et inclinées.

▪ ***Contrainte – temps dans un élément de barre verticale $\Phi 20$***

La figure 3.21 suivante montre la variation des contraintes au cours du temps de chargement pour les différentes dispositions des armatures.

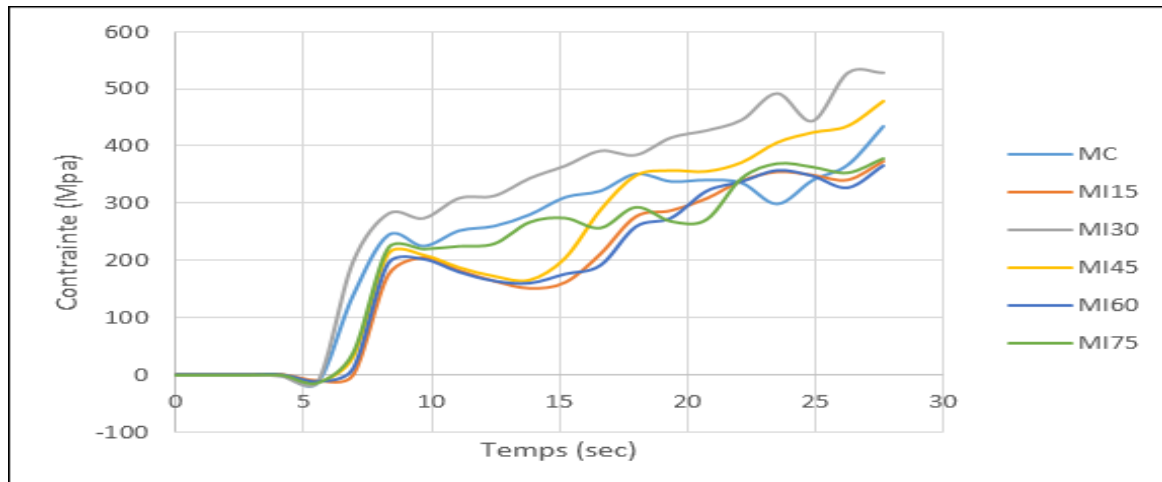


Figure 3.21 : Courbes contrainte- temps dans un élément de barres verticales $\Phi 20$

- A partir de $t = 7.4$ s, la contrainte croît pour tous les modèles de façon subite et atteint différentes valeurs d'un modèle à un autre. Cet accroissement peut être justifié par l'atteinte du pic de l'accélération du sol (PGA).
- On remarque plus particulièrement le modèle « MI30 » qui atteint à la fin du chargement la contrainte ultime de rupture $\sigma_r = 527$ MPa.
- Les modèles « MI45 » et « MC » atteignent à la fin du chargement respectivement les contraintes 480 MPa et 430 MPa.
- La contrainte maximale pour les modèles « MI15 » « MI60 » « MI75 » est limite d'élasticité 348 MPa. Ces modèles travaillent uniquement dans le domaine élastique.

Les courbes contrainte –déformation dans un élément d'armature verticale $\Phi 8$ sont représentées par la figure 3.22 suivante :

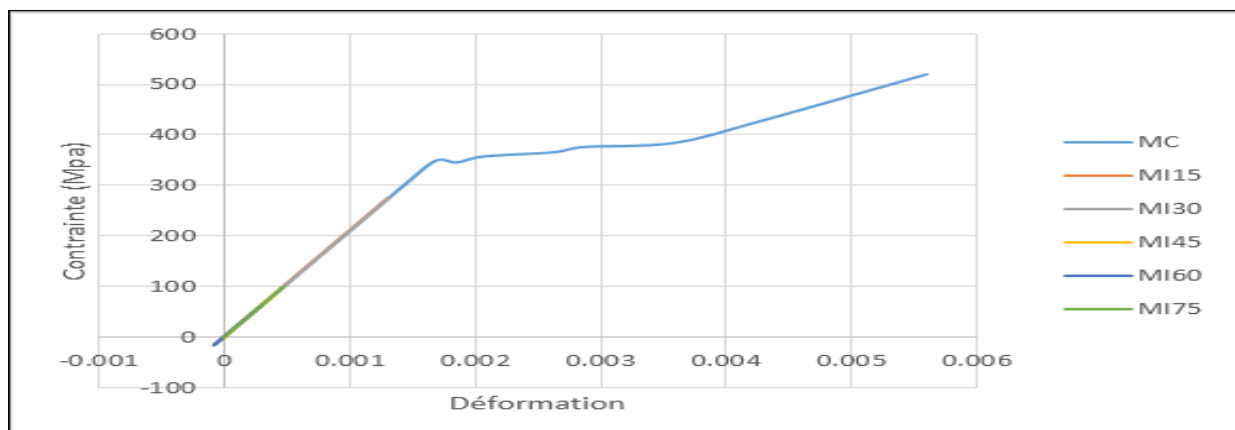


Figure 3.22 : Courbes contrainte – déformation dans un élément des armatures verticales $\Phi 8$

La figure 3.22 représente le comportement d'un élément d'armature de peau des voiles étudiés. Nous constatons :

- le modèle « MC » atteint sa contrainte de rupture au bout d'une déformation qui vaut $\varepsilon = 0.005$.
- La contrainte dans tous les modèles inclinés n'atteint pas la limite d'élasticité. les contraintes maximales pour ces modèles « MI15 » « MI30 » « MI45 » « MI60 » et « MI75 » sont respectivement 266.54 MPa ,268.42MPa, 86.85 MPa ,63.25 MPa et 90.09 MPa.
- Les armatures en $\Phi 8$ verticales supportent des contraintes importantes en comparaison aux armatures du même diamètre disposées de façon inclinées. la contrainte maximale atteinte pour les modèles inclinés est de 268.54 MPa.
- On remarque que dans le même élément d'armature le modèle « MI60 » est celui qui absorbe le mieux les efforts de traction sa contrainte maximale est de 63.25 MPa.

L'évolution des déformations au cours du temps de chargement dans un élément de barre verticale $\Phi 8$ est représentée dans la figure 3.23 suivante :

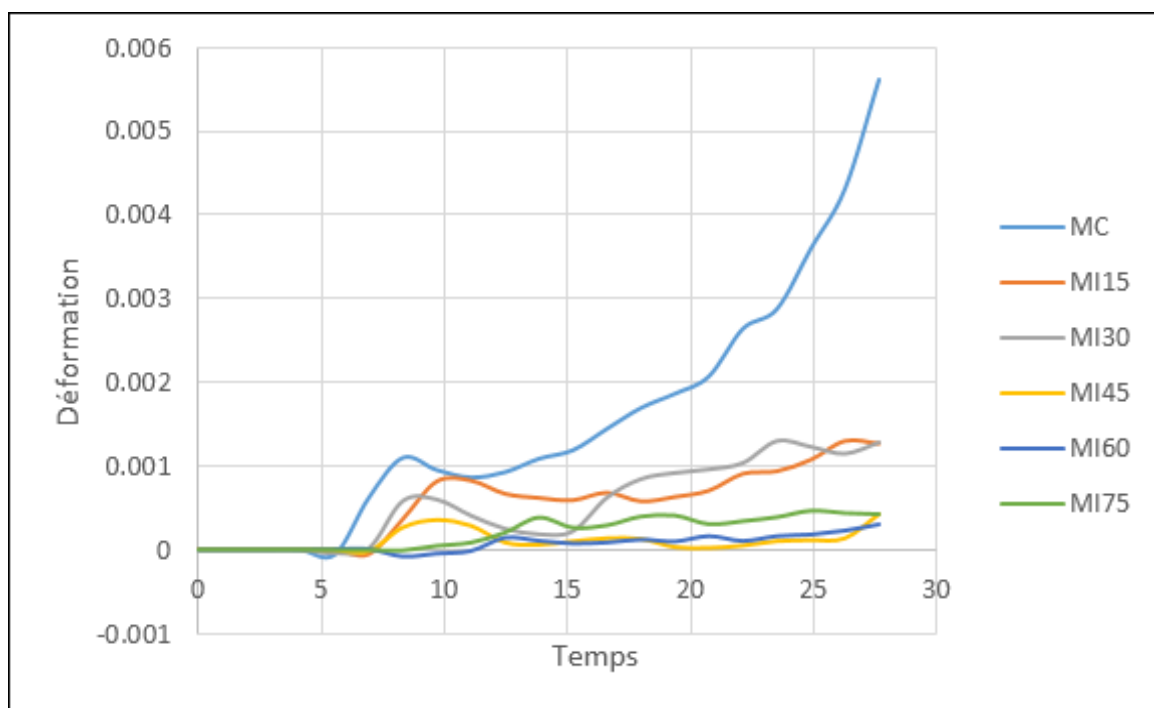


Figure 3.23 : Courbes déformation en fonction temps dans un élément des barres verticales $\Phi 8$

L'évolution des déformations au cours du chargement nous indique que :

- La variation de la déformation dans le modèle « MC » augmente d'une façon plus considérable comparée aux autres modèles.
- A $t= 7.4$ sec temps correspondant au pic du chargement appliqué (PGA) la déformation dans ce même modèle atteint une valeur de 0.0012.
- A partir d'un temps $t=7.4$ s à $t= 27.675$ s la déformation de ce même modèle augmente jusqu'à atteindre une déformation $\varepsilon = 0.0055$.
- Concernant, les modèles « MI15 » et « MI30 » on remarque qu'ils ont presque la même déformée et ils ont une déformation maximale à la fin du chargement égal à 0.0012.
- La variation des déformations dans les modèles restant « MI45 » « MI60 » et « MI75 » est minime. Elle atteint à la fin du chargement une valeur de 0.0005.

La figure 3.24 suivante illustre la variation de la contrainte en fonction du temps dans un même élément de barre verticale $\Phi 8$ pour les différentes dispositions :

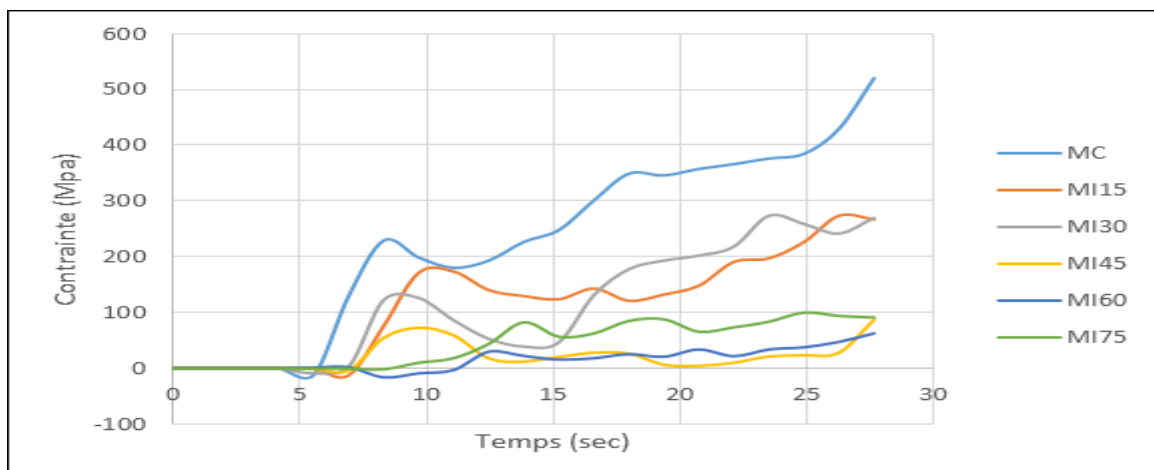


Figure 3.24 : Courbe contrainte en fonction temps dans un élément des barres verticales $\Phi 8$

Les courbes contraintes en fonction du temps de chargement nous renseigne sur la propagation de ces dernières dans les différents modèles de ferrailage. Les principaux résultats observés sont :

- La variation de la contrainte dans le modèle classique de référence « MC » augmente d'une façon plus importante comparée aux modèles inclinés « MI ».
- A $t= 7.4$ sec temps correspondant au pic du chargement appliqué, la contrainte dans ce modèle atteint une contrainte de plus de 200 MPa.
- De $t=7.4$ s à $t= 13$ s, la contrainte de ce même modèle diminue jusqu'à atteindre 180 MPa.
- A partir de $t=13$ s, la contrainte augmente jusqu'à la fin du chargement à $t = 27.675$ s, et atteint sa contrainte de rupture $\sigma_u = 527$ MPa.
- Concernant, les modèles « MI15 » et « MI30 », on remarque qu'ils ont presque la même déformée, ils ont une contrainte maximale à la fin du chargement égal à 280 MPa.
- La variation des contraintes dans les modèles restant « MI45 » « MI60 » et « MI75 » reste minime. Les contraintes présentent à la fin du chargement une valeur de 90 MPa pour les modèles « MI45 » et « MI75 » et une valeur de 80 MPa pour le modèle « MI60 ».

3.7.3. Discussions

Les constatations à faire pour cette méthode sont :

- La rupture du portique se fait par écrasement du béton en compression (rupture en bloc)
- Apparition du phénomène de flambement à la base des poteaux et voiles.
- Apparition des rotules plastiques dans les armatures situées à la base de la structure
- Répartition des dommages au niveau de la semelle, du RDC et du 1^{er} étage
- Absence de déplacements.
- Rupture totale de la semelle.

L'impertinence de cette technique nous a contraints à mettre en œuvre une deuxième technique de modélisation plus représentative du comportement réel des structures en béton armé sous action sismique (accélérogramme).

3.8. Deuxième technique de modélisation

Cette technique s'appuie sur les hypothèses de calculs suivants :

- La masse est concentrée au niveau des planchers : la notion du nœud maître est définie.
- Des éléments couplés permettant la transmission et la distribution du chargement de la base vers les nœuds maîtres sont définis.
- Le portique est sollicité à sa base par un chargement de forme spectre d'accélération
- Les portiques voisins sont représentés par des conditions aux limites.
- La structure est encastree à sa base.
- Les interactions béton – armatures et les interactions portique – voile sont supposées parfaites.

L'analyse du portique avec le logiciel par éléments finis Abaqus prend un temps de calcul inhérent (plusieurs semaines voir plusieurs mois) et nécessite un matériel puissant (machine puissante), c'est la raison pour laquelle on a décidé de réduire le nombre d'étage à deux niveaux et de se limiter à un chargement dynamique de type accélogramme unidirectionnel[34]

La géométrie de la structure étudiée lors de la deuxième technique est représentée sur la figure 3.25 suivante :

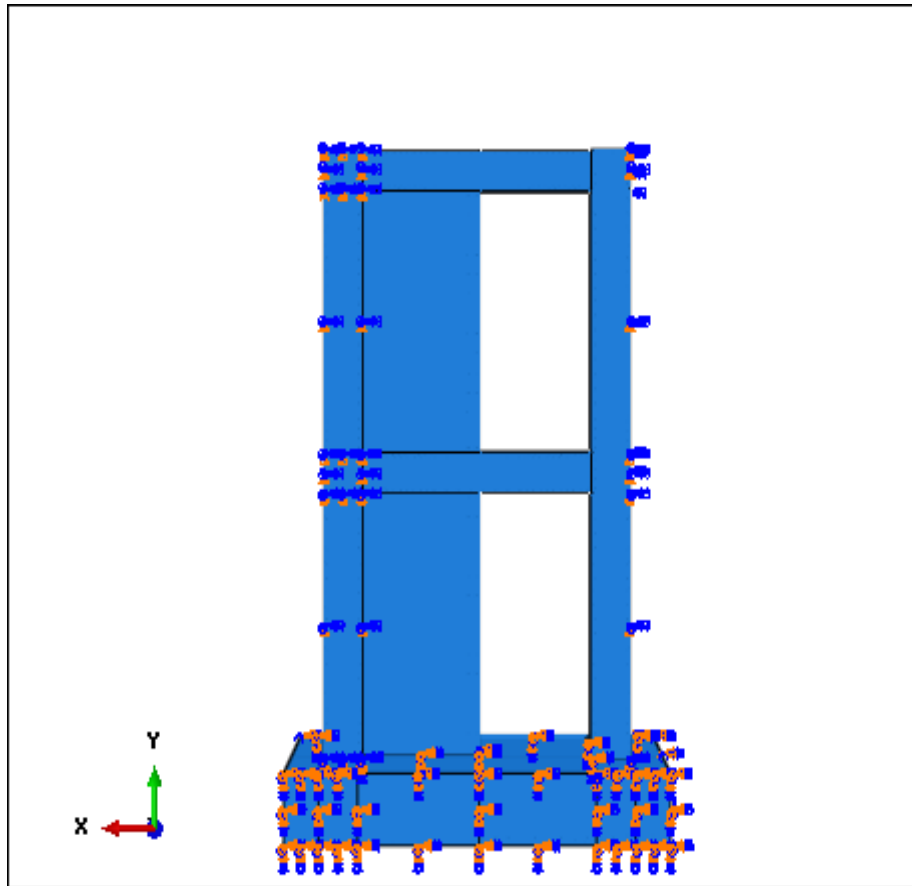


Figure 3.25 : Géométrie de la structure étudiée

Les dispositions des armatures sont les mêmes que celles étudiées dans la première technique à savoir : modèle classique de référence « MC » et les modèles inclinés (MI15, MI30, MI45, MI60 et MI75). La composante de signal de Boumerdes dans la direction x est utilisée.

Le chargement numérique est résumé dans le tableau 3.3 suivant :

Tests	Direction X	Direction Y	Direction Z
Accélération max	0.5 g	0	0

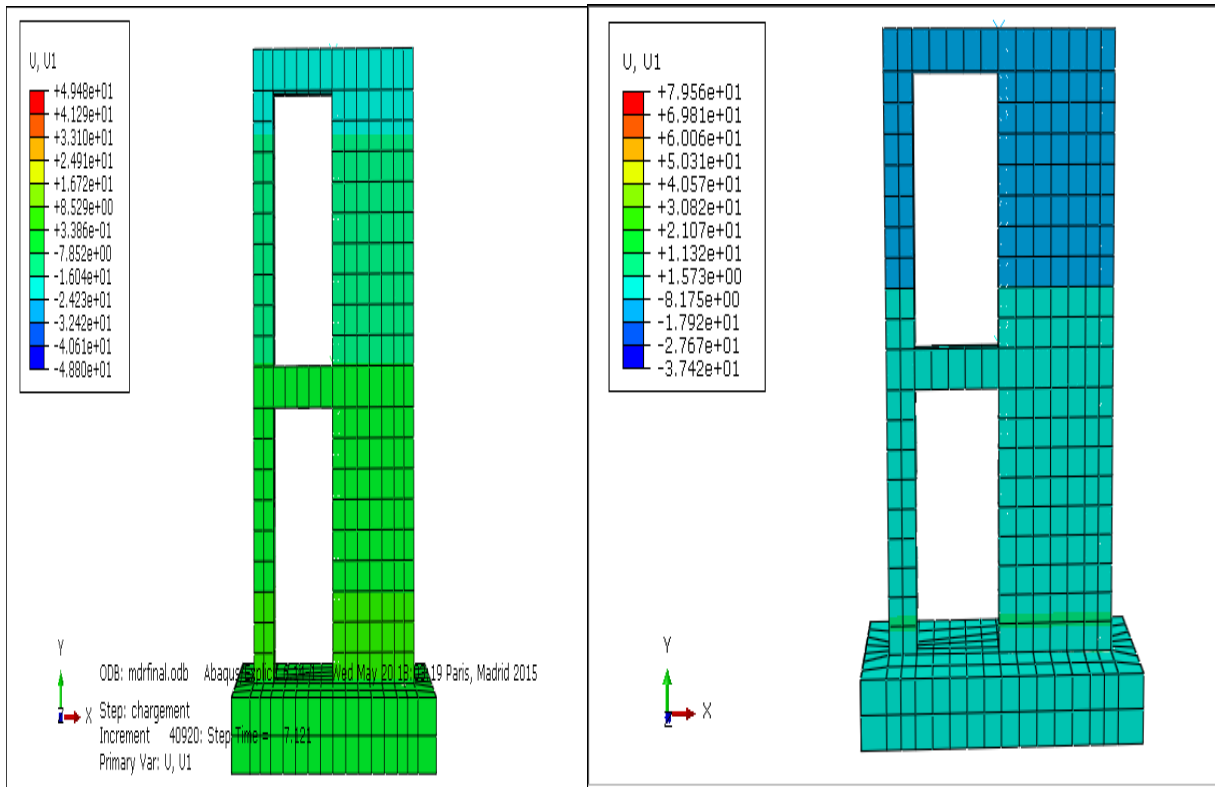
Tableau 3.3 : Programme de chargement

3.8.1. Résultats et discussions

3.8.1.1. Etude comparative globale

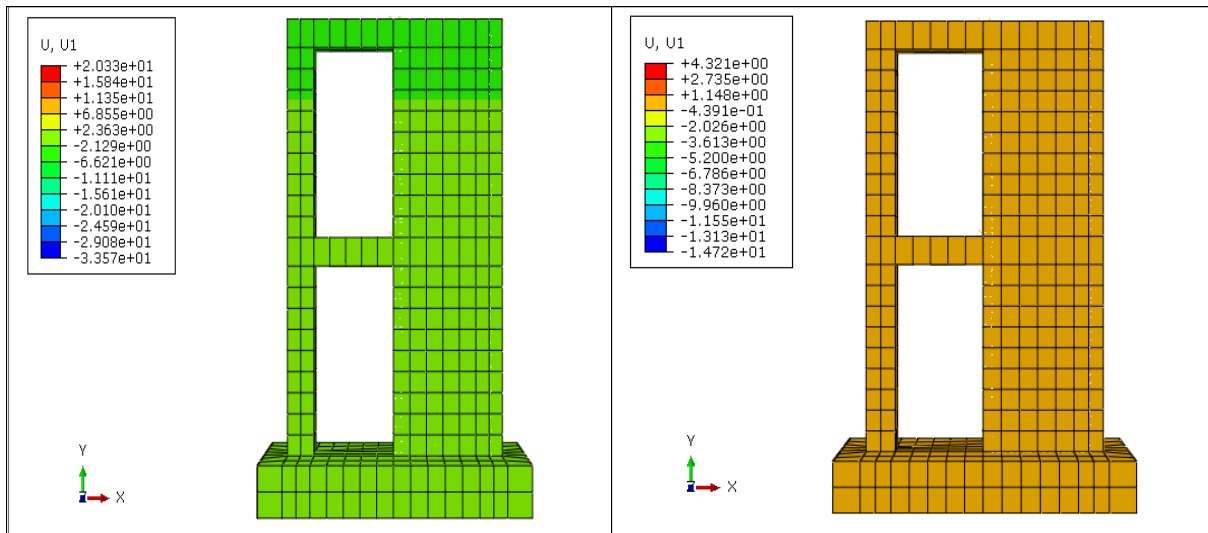
- *Déplacements*

Les isovaleurs de déplacements horizontaux du portique sont représentées dans la figure 3.26 suivante :



« MC »

« MI15 »



« MI30 »

« MI45 »

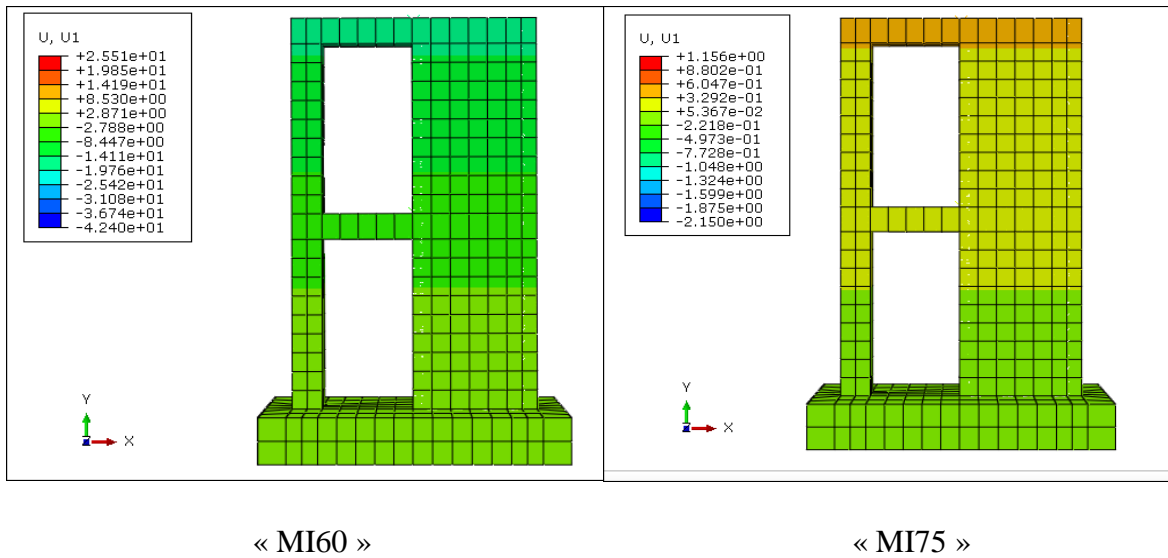


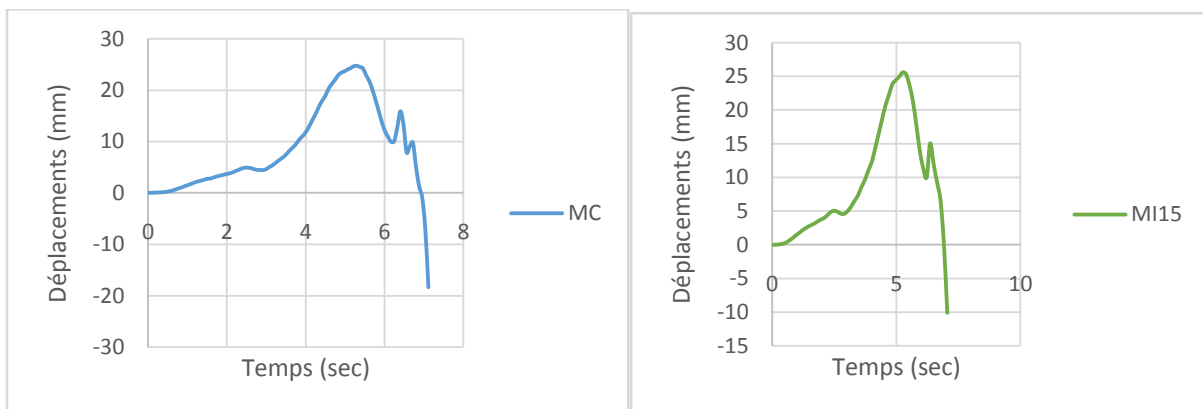
Figure 3.26 : Isovaleurs des déplacements horizontaux du portique

▪ *Courbes de déplacements horizontaux*

La courbe 3.27 représente les déplacements horizontaux des différents modèles.

Nous constatons:

- Les modèles « MC » « MI15 » « MI30 » et « MI60 » se rompent au bout d'un temps de chargement estimé à 7 sec, tant dit que les modèles « MI45 » et « MI75 » se rompent dès le début de l'analyse (t=0.55 sec).
- Le déplacement maximal observé est aux alentours de 2 cm pour les modèles « MC » « MI15 » « MI30 » et « MI60 ».
- Les modèles « MC » « MI15 » « MI30 » et « MI60 » nous informe de la présence des forces de rappels qui remettent la structure à sa position d'origine.



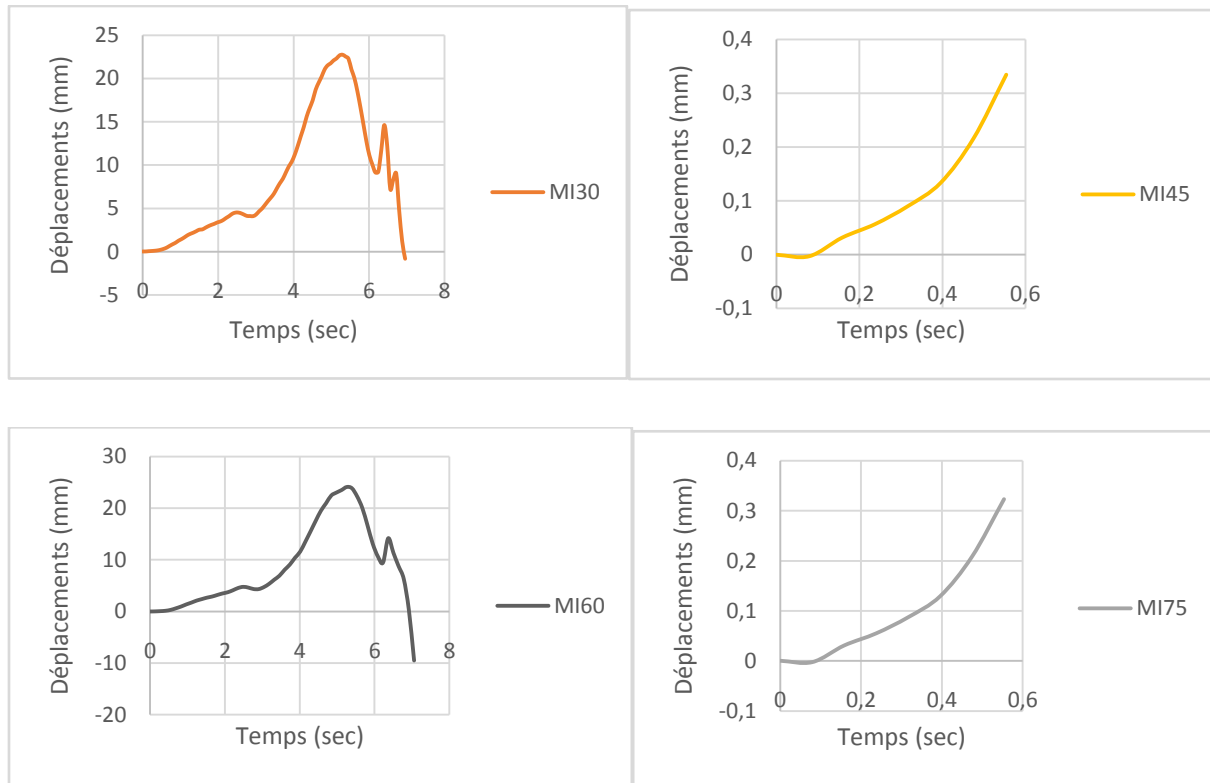
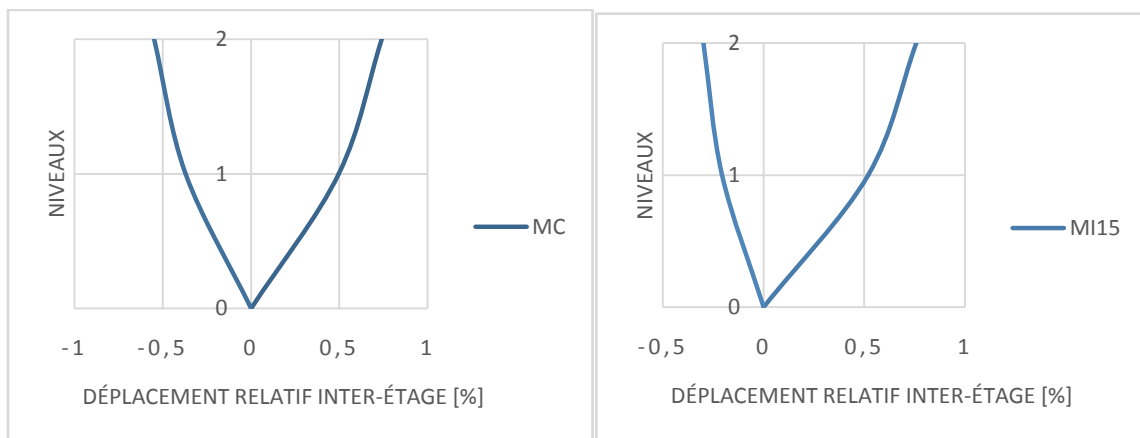


Figure 3.27 : Déplacement total du portique

▪ *Déplacement relatif inter-étages*

Les déplacements relatifs inter-étages pour les différentes dispositions des armatures sont représentés sur la figure 3.28. La variation de la disposition des armatures semble influencée sur le comportement de la structure. La structure présente un comportement dissymétrique pour les dispositions « MC » « MI15 » et « MI60 ». Pour les dispositions « MI30 » « MI45 » et « MI75 » la structure revient à sa position initiale sans faire un cycle de déplacement.



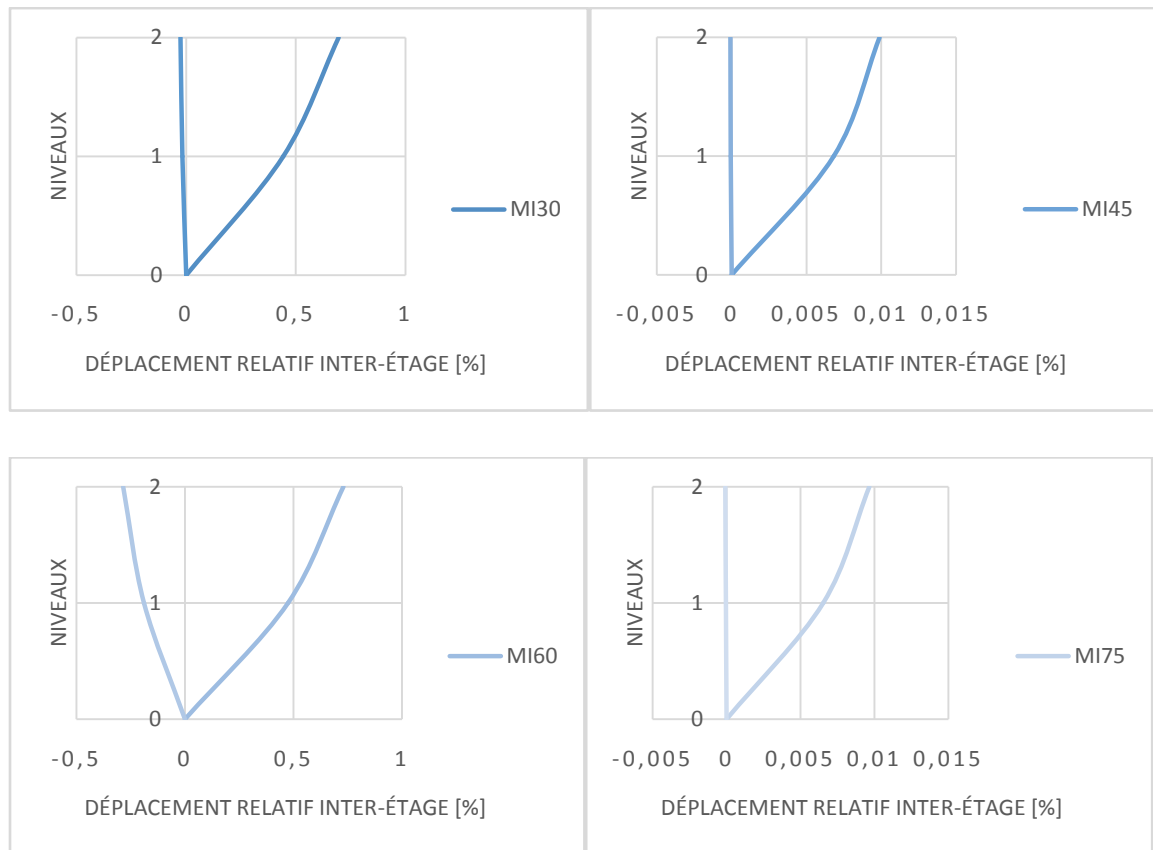
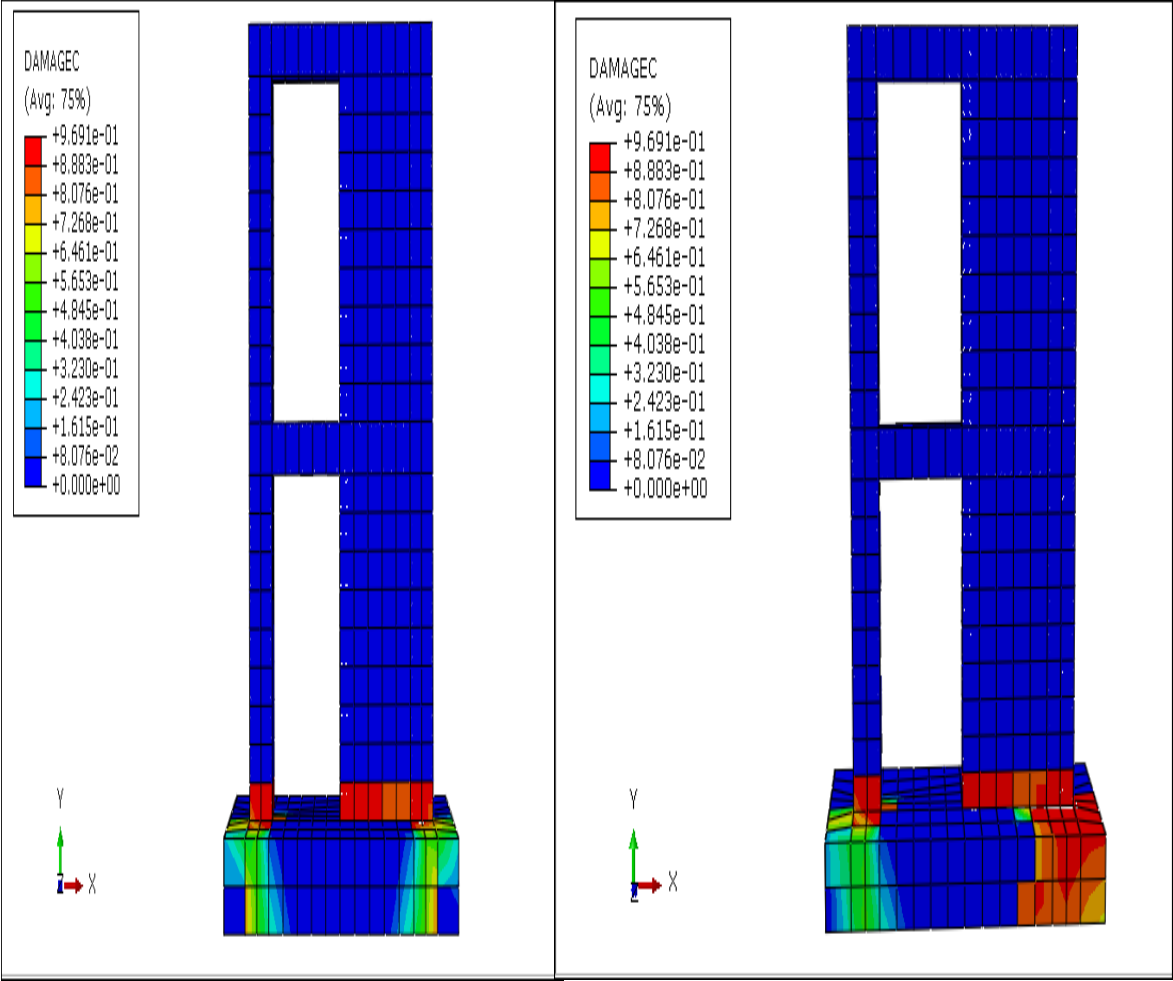


Figure 3.28 : Influence de la disposition des armatures dans les voiles sur le déplacement inter-étages

▪ ***Endommagement en compression***

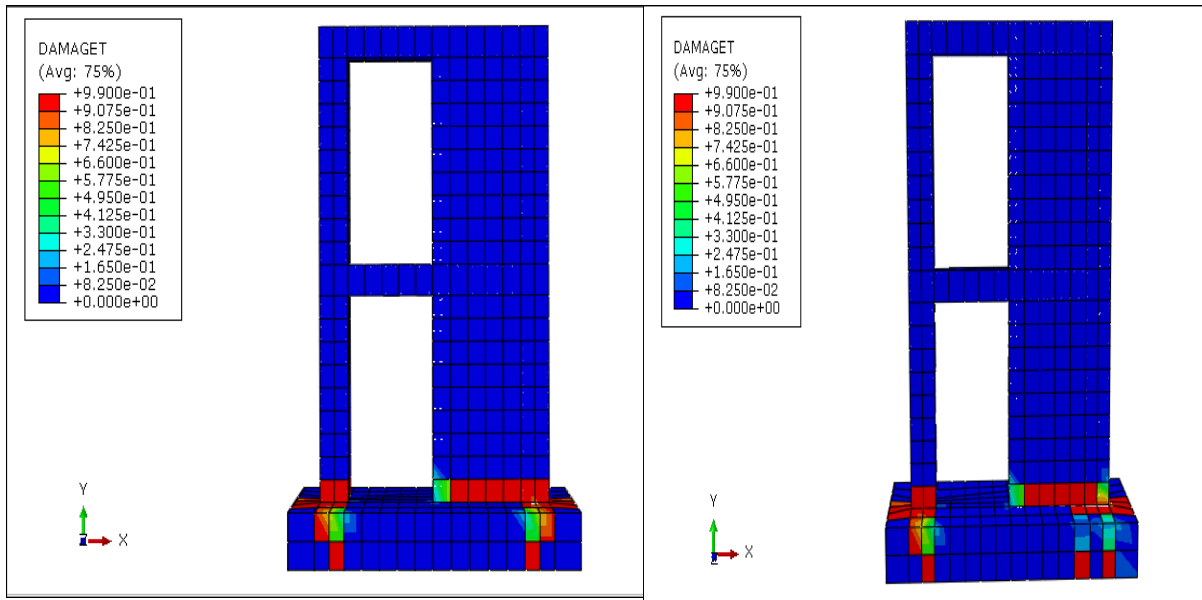
L'endommagement en compression pour les différentes dispositions des armatures dans les voiles est présenté dans la figure 3.29 .L'endommagement en compression (la rupture) est observé à la base des voiles notamment pour les dispositions « MC », « MI15 », « MI30 » et « MI60 ».Aucun endommagement des voiles est à signaler pour les dispositions « MI45 » et « MI75 ».



« MC »

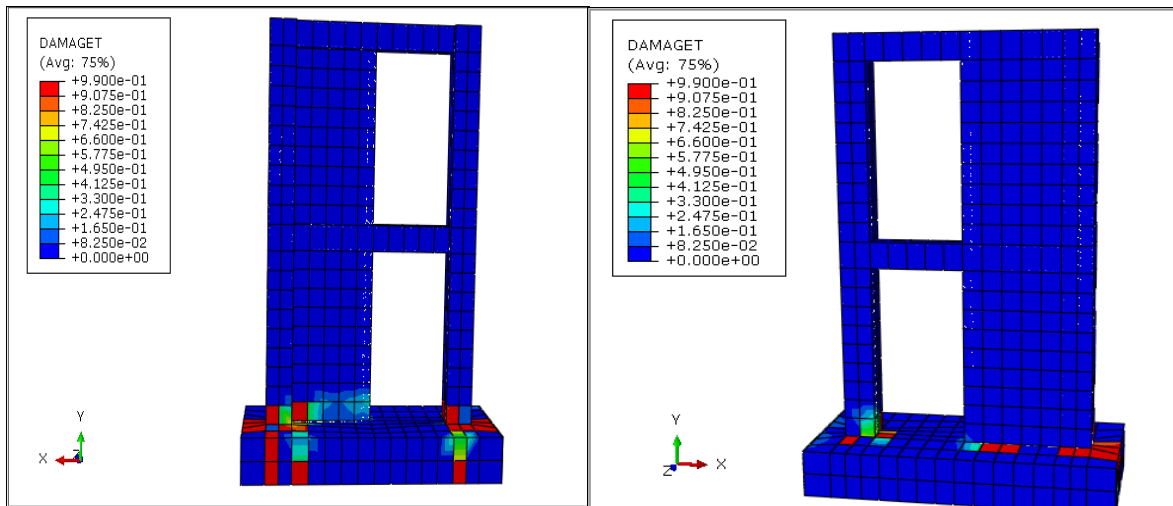
« MI15 »

les dispositions. Une accentuation de ces derniers est observée (la rupture) pour les dispositions « MC », « MI15 », et « MI60 » tant dit que de légers dommages sont observés pour la disposition « MI30 ». Aucun endommagement des voiles n'est à signaler pour les dispositions « MI45 » et « MI75 ».



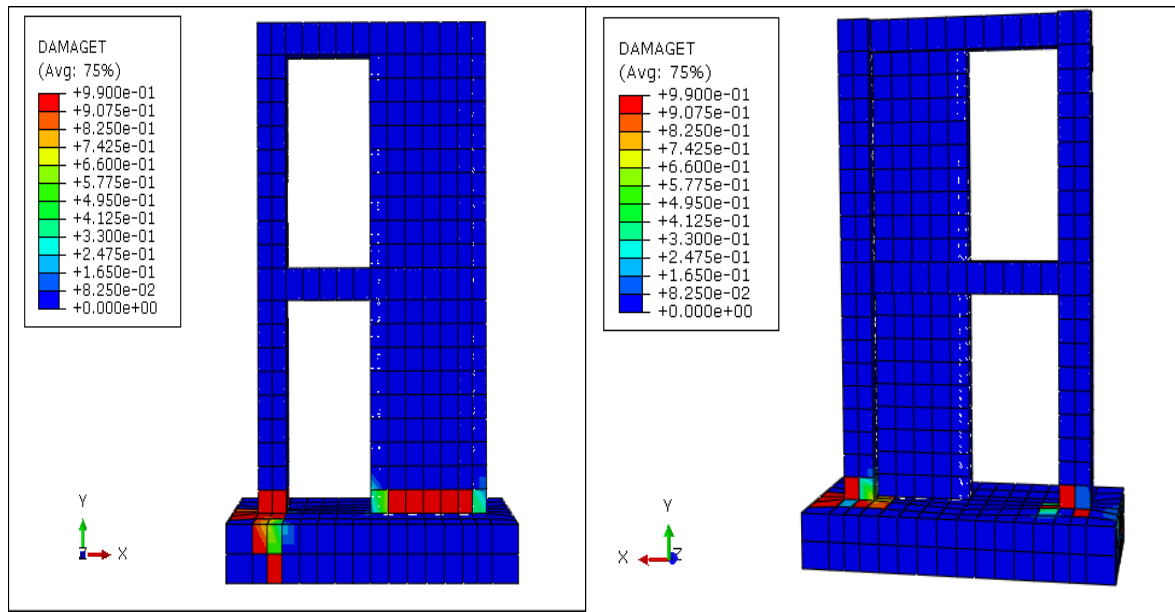
« MC »

« MI15 »



« MI30 »

« MI45 »



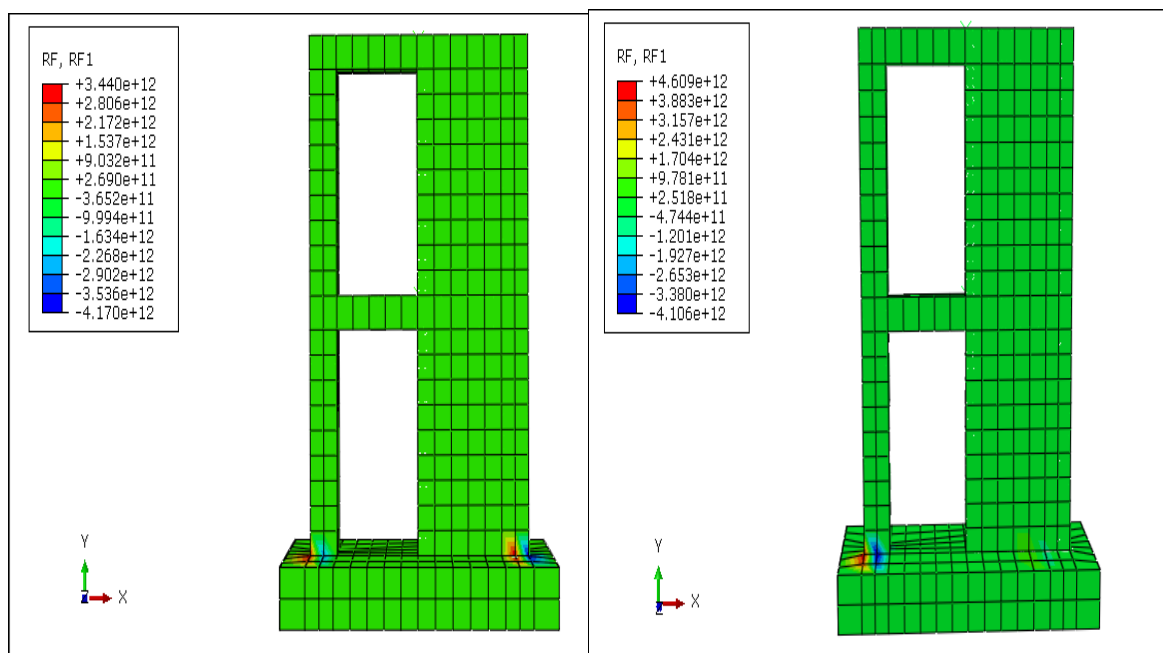
« MI60 »

« MI75 »

Figure 3.30 : Isovaleurs d'endommagement en traction.

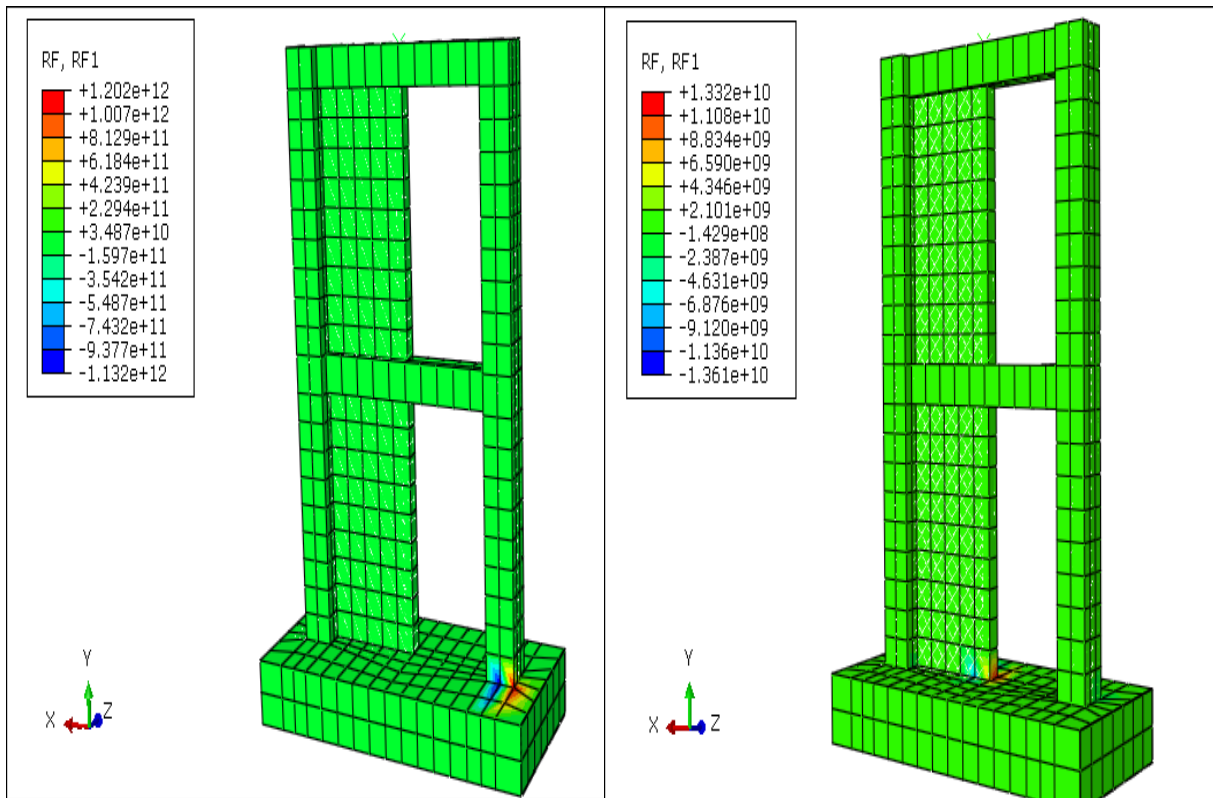
▪ *Effort normal*

Les isovaleurs montrent que l'effort normal atteint des valeurs colossales (voir figure 3.31). Ces valeurs de l'effort normal altèrent considérablement le comportement non- linéaire de la structure, et peut être la cause de l'éclatement de béton à la base de la structure. Les dimensions de la structure, notamment les poteaux sont la cause de ces valeurs colossales.



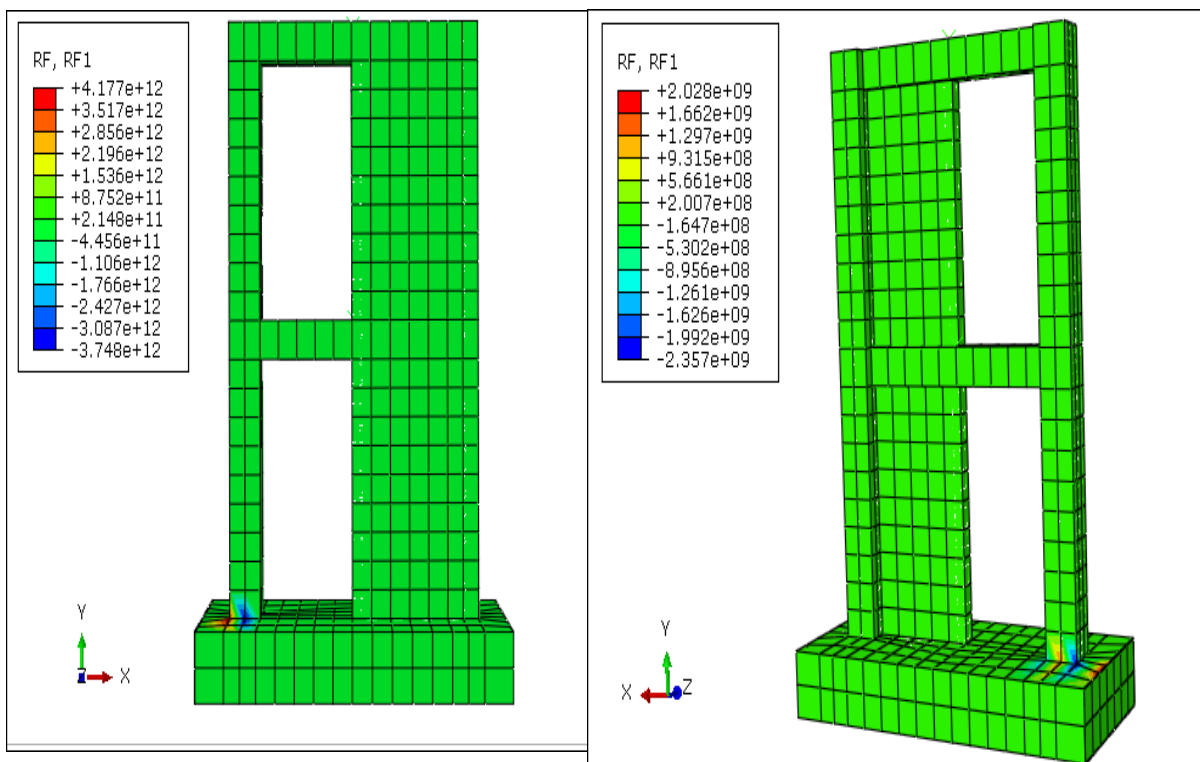
« MC »

« MI15 »



« MI30 »

« MI45 »



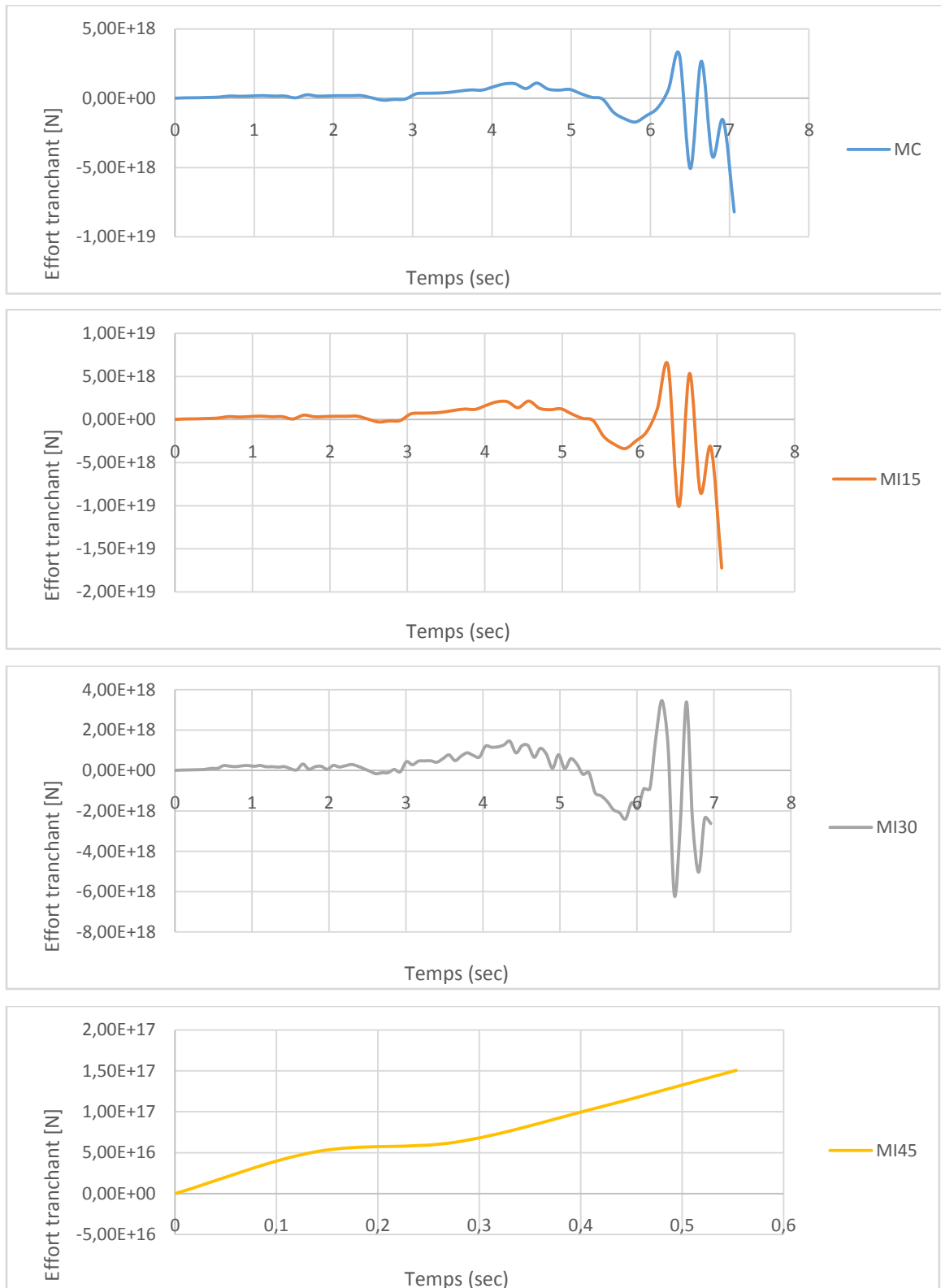
« MI60 »

« MI75 »

Figure 3.31 : Influence de la disposition des armatures sur l'effort normal

▪ **Effort tranchant**

La figure 3.32 montre que les valeurs de l'effort tranchant illustré pour les différentes dispositions montrent que l'équilibre de la structure est rompu et qu'il y a concentration de contraintes de cisaillement à la base.



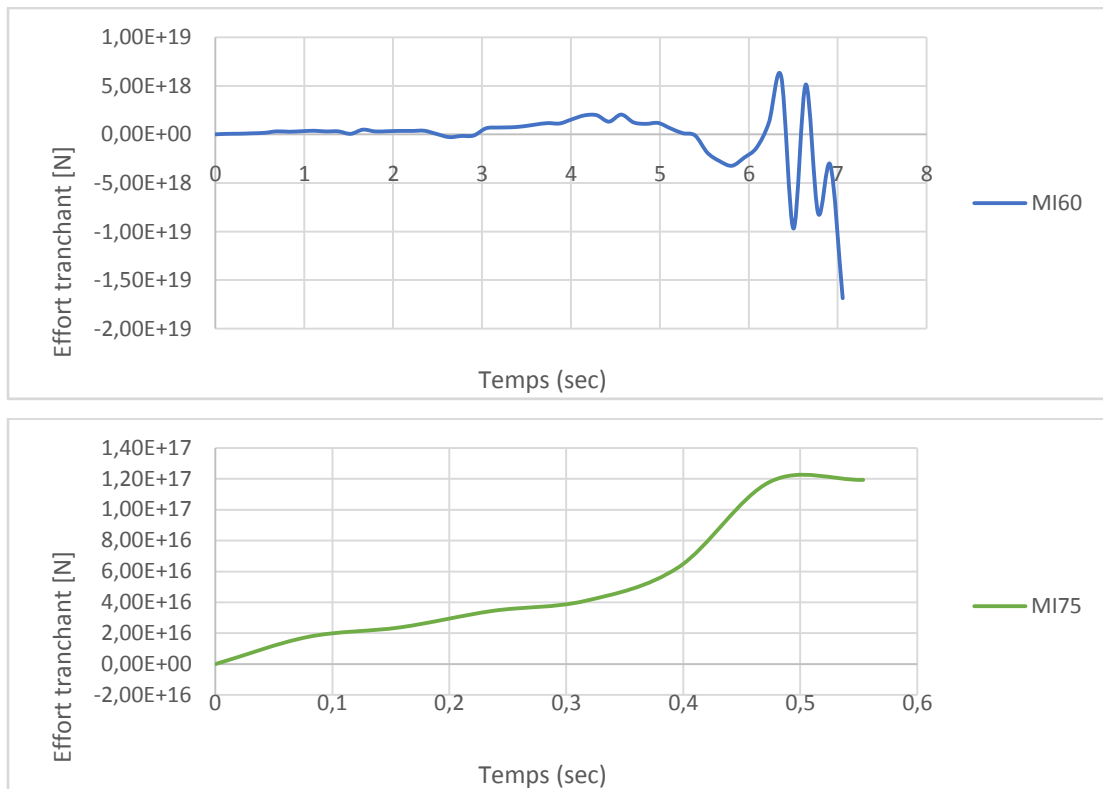
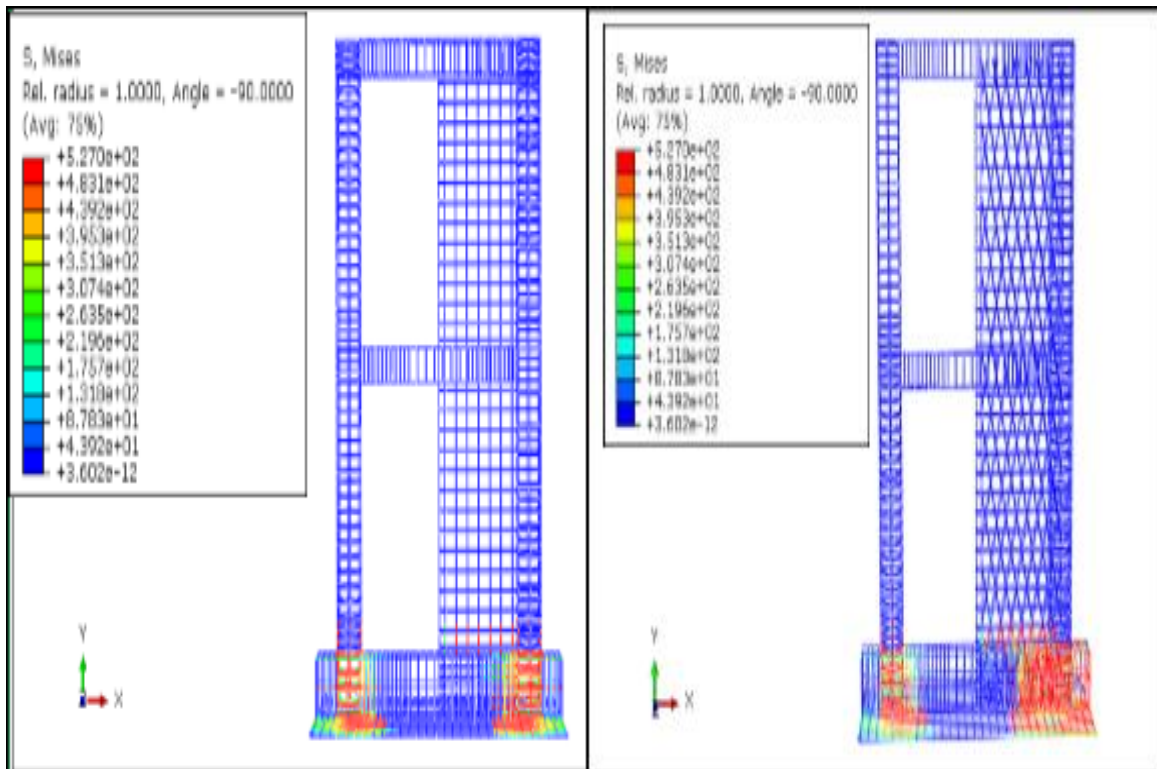


Figure 3.32 : Influence de la disposition des armatures sur l'effort tranchant

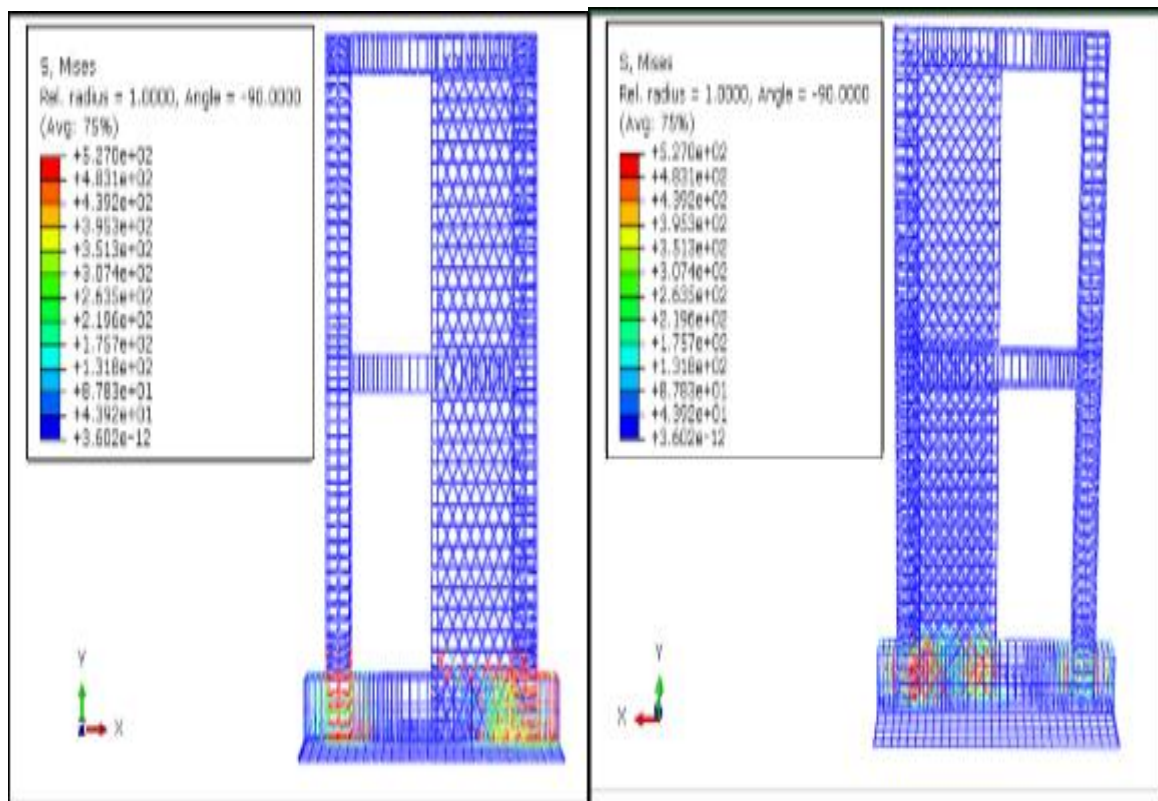
▪ **Contraintes**

Les figures 3.33 et 3.34 représentent l'influence de la disposition des armatures sur la distribution des contraintes dans la structure. On observe une concentration de contraintes et formation de rotules plastiques à la base des armatures de l'âme des voiles pour toutes les dispositions excepté la disposition « MI75 ». Néanmoins, on remarque l'absence du phénomène du flambement.



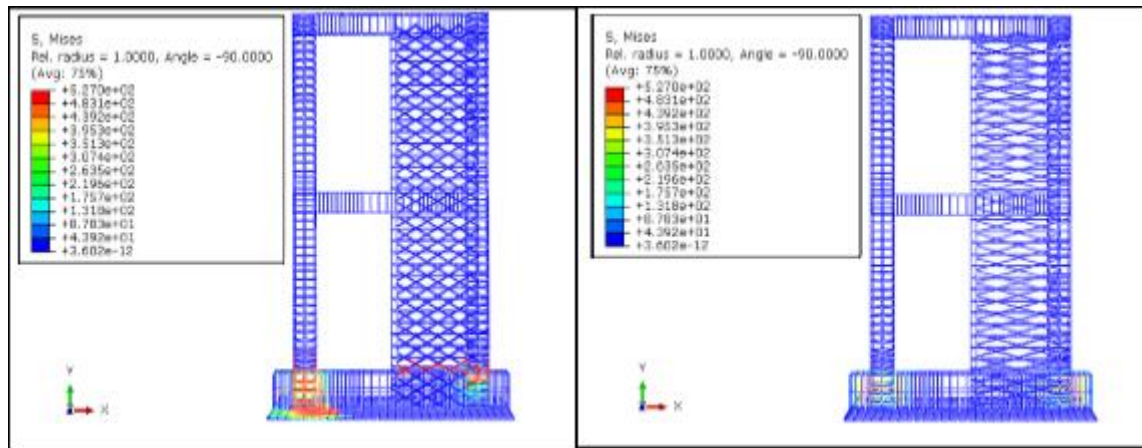
« MC »

« MI15 »



« MI30 »

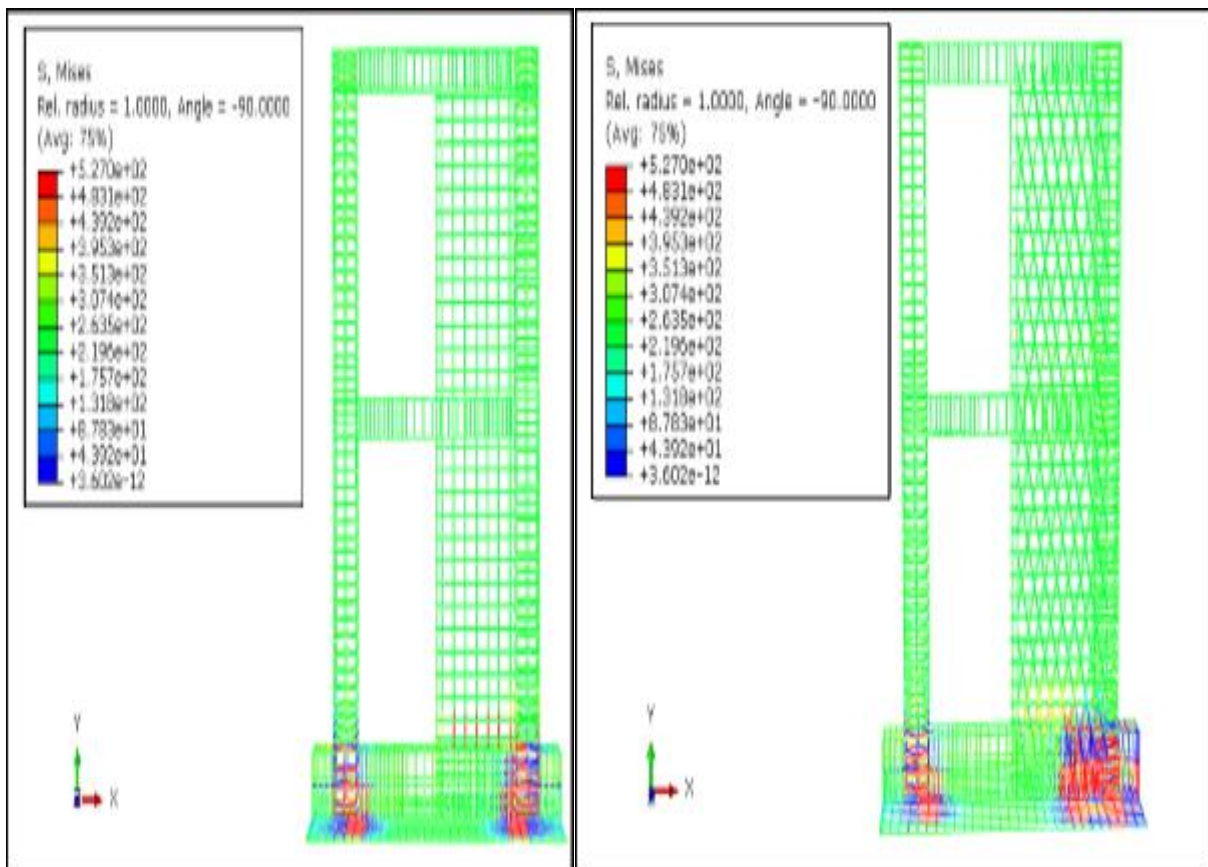
« MI45 »



« MI60 »

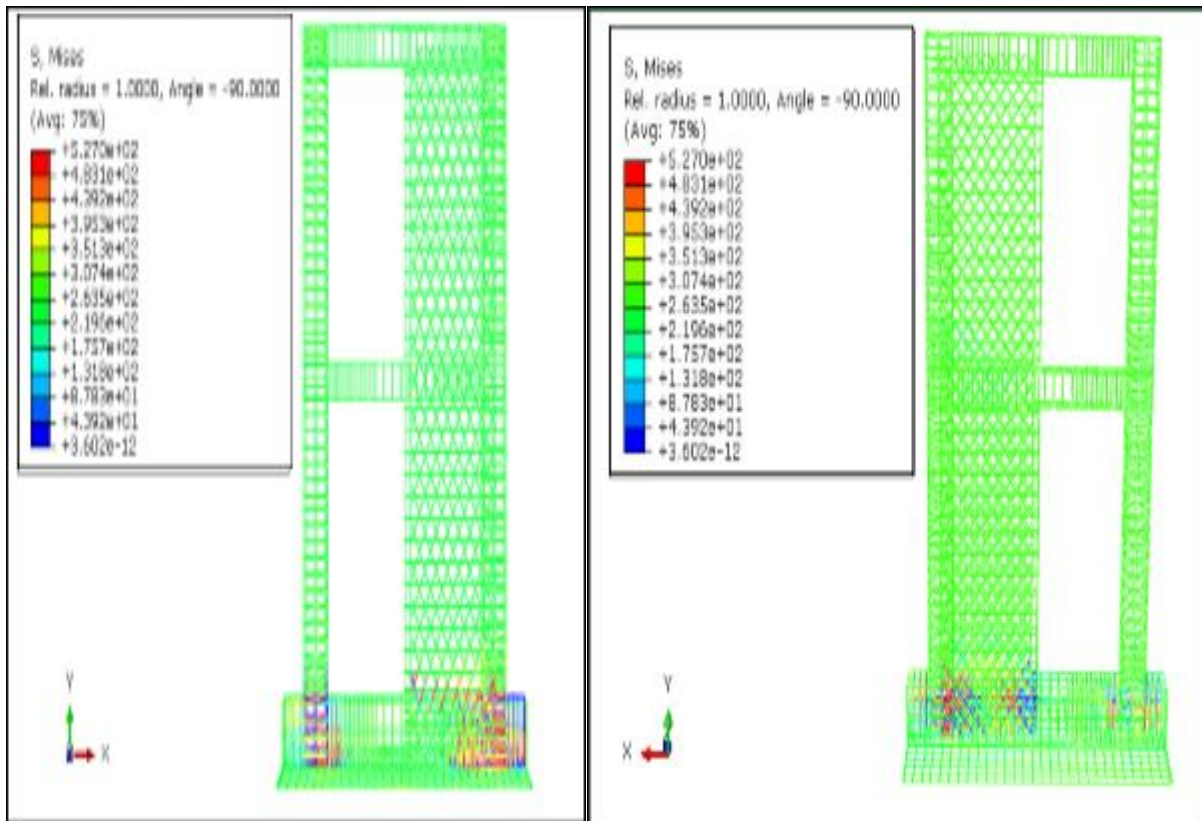
« MI75 »

Figure 3.33 : Influence de la disposition des armatures dans les voiles sur la distribution des contraintes de Von Mises



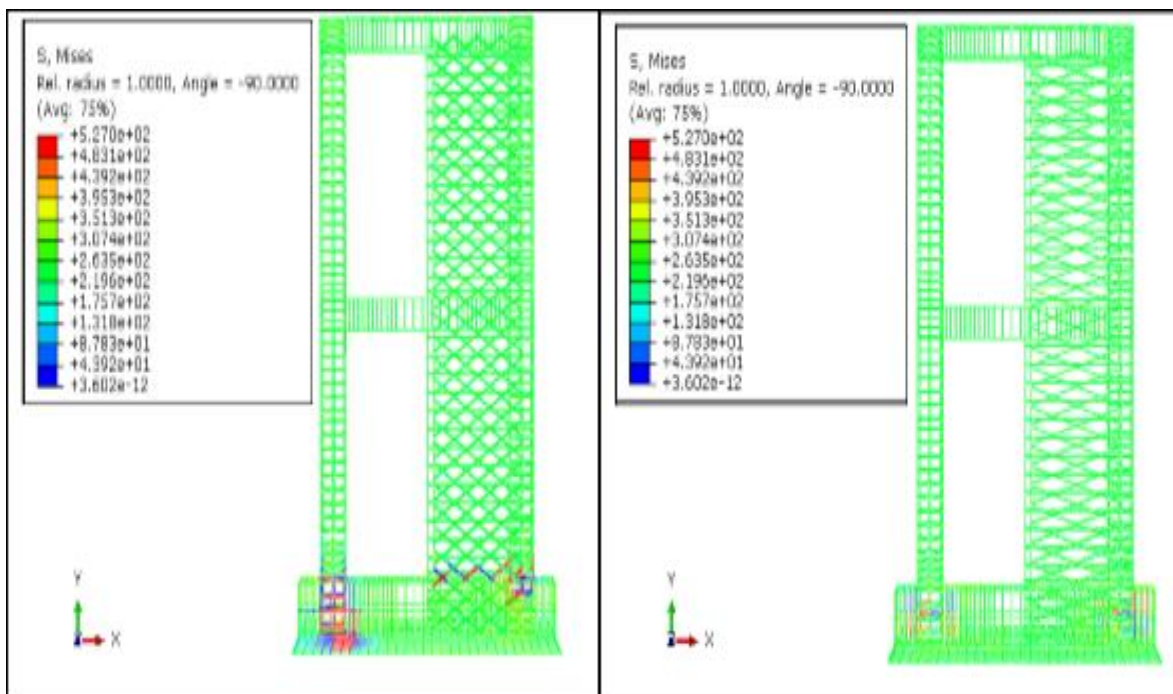
« MC »

« MI15 »



« MI30 »

« MI45 »



« MI60 »

« MI75 »

Figure 3.34 : Influence de la disposition d'armatures dans les voiles sur la distribution des contraintes suivant la première direction

3.8.1.2. Etude comparative locale

Dans cette section, on présente une étude comparative locale pour des éléments étudiés sont situés à la base des voiles sachant que cette zone est la zone la plus sollicitée.

La zone étudiée est représentée par la figure 3.35 suivante :

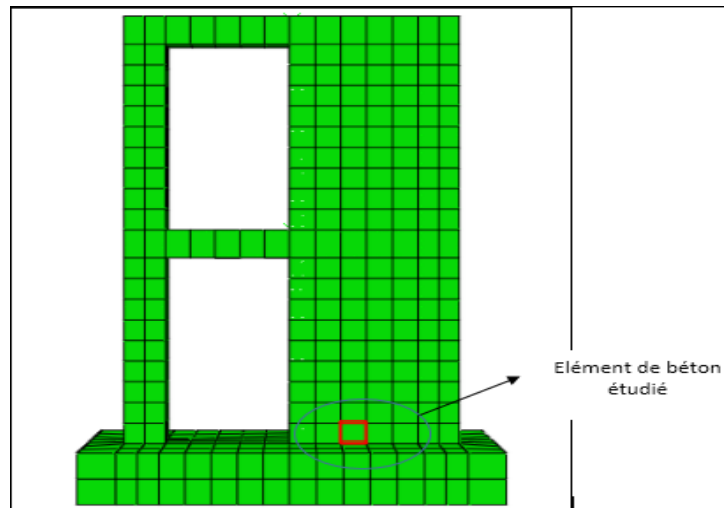


Figure 3.35 : Illustration de l'élément de béton étudié

La figure 3.36 illustre les courbes contraintes en fonction des déformations pour un élément de béton. Nous constatons :

- L'élément de béton travaille en compression.
- Pour les dispositions « MC » et « MI15 » : on remarque une phase élastique suivit d'un pic qui représente la contrainte limite de compression ($f_c = 32 \text{ Mpa}$) et un post pic qui représente l'apparition des microfissures et par la suite la rupture de l'élément.
- Pour les dispositions « MI30 » et « MI60 » : on observe une phase élastique suivit d'un comportement adoucissant et enfin l'apparition des microfissures. La contrainte limite de compression est de 26 Mpa pour la disposition « MI60 ».
- Pour les dispositions « MI45 » et « MI75 » il y a lieu de rappeler que l'analyse s'est interrompue au bout d'un temps 0.55 sec, ce qui justifie les faibles contraintes observées pour ces deux dispositions.

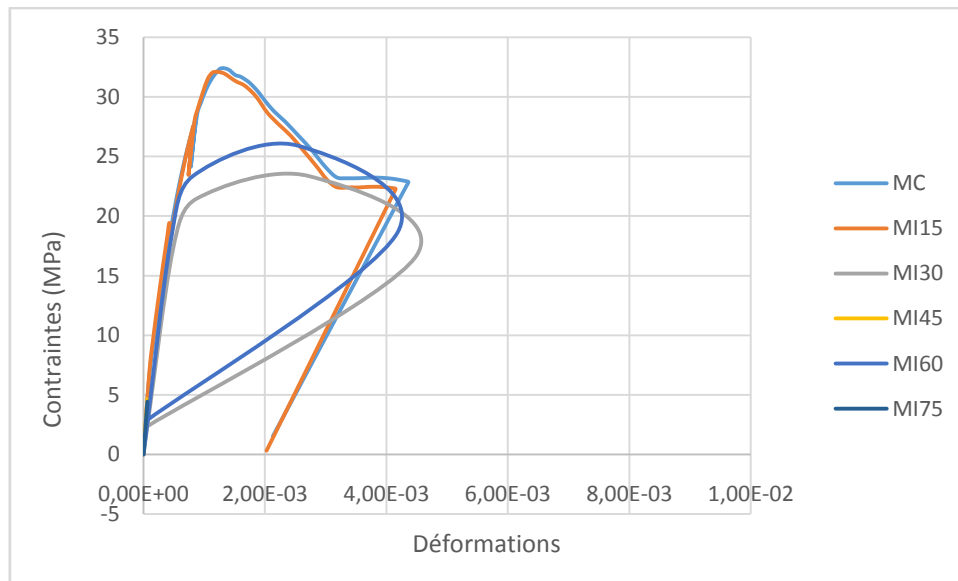


Figure 3.36 : Courbes contraintes – déformation d'un élément de béton

▪ **Endommagement en compression d'un élément de béton**

La figure 3.37 illustre la propagation des fissures dans le béton en fonction du temps. On observe l'accroissement de la valeur de la variable d'endommagement en compression pour toutes les dispositions, excepté les dispositions « MI45 » et « MI75 ».

A un instant $t = 7$ sec, la variable d'endommagement en compression « dc » atteint sa valeur maximale et la rupture de l'élément est survenue.

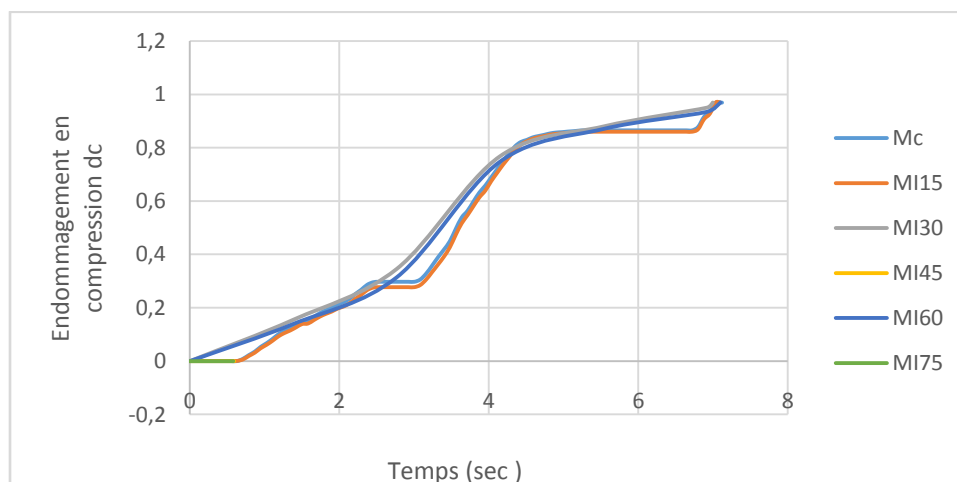


Figure 3.37 : Influence de la disposition des armatures sur la variable d'endommagement en compression d'un élément de béton.

- **Endommagement en traction d'un élément de béton**

La figure 3.38 nous renseigne sur la propagation des fissures dans le béton. On note que pour toutes les dispositions la variable d'endommagement en traction est constante jusqu'à un temps $t = 6.9$ sec. A partir de ce temps, on observe un accroissement brutal des fissures jusqu'à atteindre la rupture.

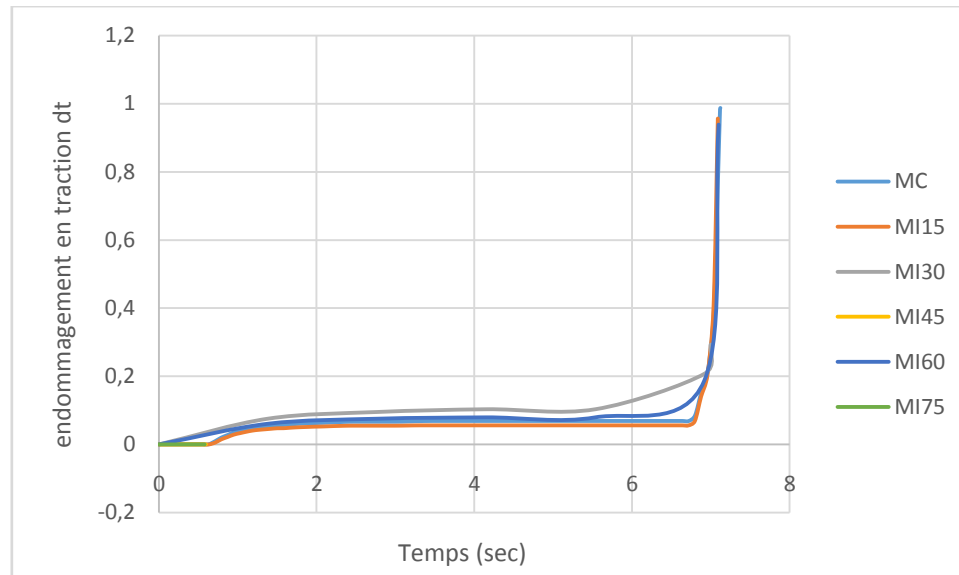


Figure 3.38 : Influence de la disposition des armatures sur la variable d'endommagement en traction d'un élément de béton.

- **Contrainte –déformation pour un élément d'armature**

- **Elément d'armature $\phi 20$**

Les courbes contraintes –déformations pour l'élément de barre d'armature nous indique que pour toutes les dispositions, cet élément travaille en traction et en compression sans pour autant atteindre la limite d'élasticité estimée à 348 MPa. En effet, les barres verticales en $\phi 20$ ont pour rôle l'absorption des contraintes dues à la compression et à la traction de ces dernières.

La figure 3.39 représente les courbes contraintes en fonction des déformations pour un élément de barre $\phi 20$.

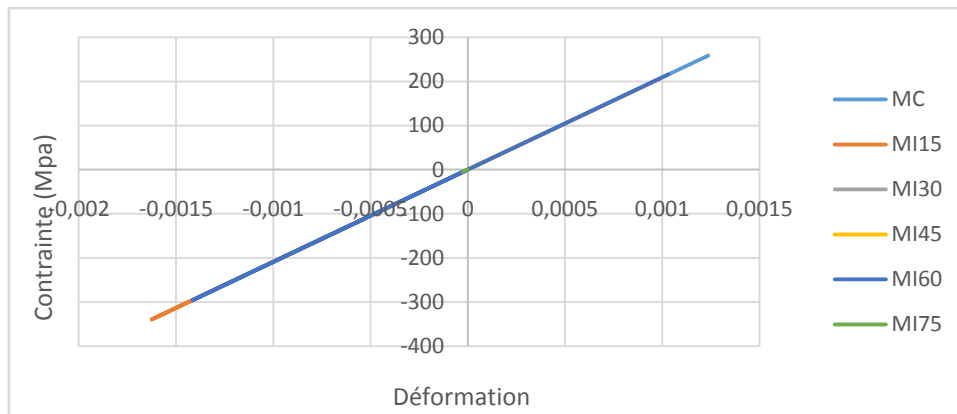


Figure 3.39 : Courbes contrainte –déformation pour un élément de barre $\phi 20$

▪ *Elément de barre d'armature vertical $\phi 8$*

La courbe 3.40 représente la variation des contraintes en fonction des déformations pour un élément de barre. On constate :

- Un comportement cyclique de l'élément de barre pour toutes les dispositions.
- La phase élastique est clairement visible suivit d'un écrouissage cinématique pour enfin passer au comportement en compression pour toutes les dispositions.
- La contrainte ultime est atteinte pour le comportement en compression et en traction de l'élément de barre.
- Particulièrement, on distingue **une petite déformation** pour la disposition des armatures dans le modèle de référence« **MC** » comparé aux autres modèles.

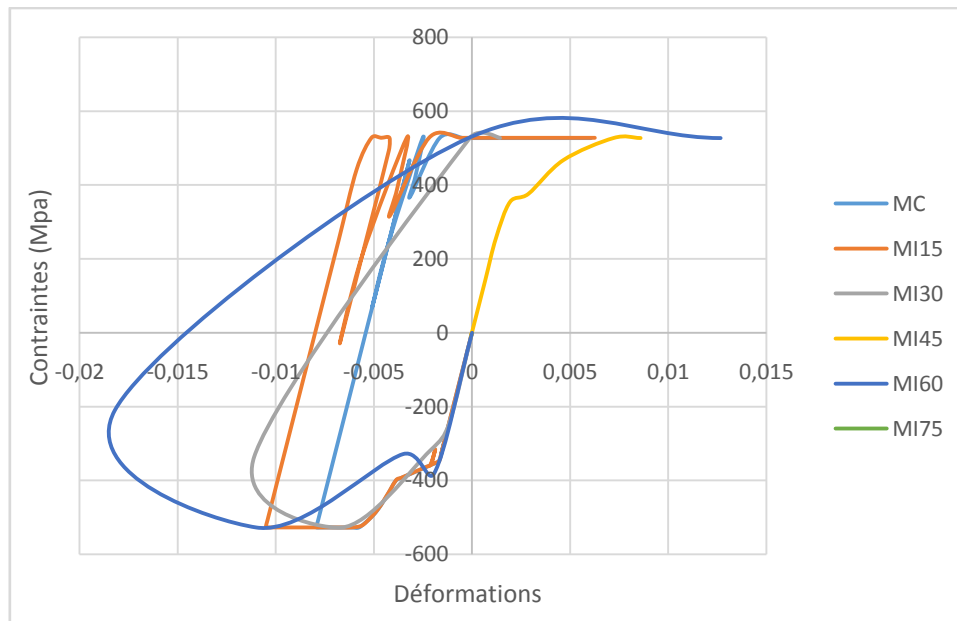


Figure 3.40 : Courbes contraintes –déformations pour un élément de barre $\phi 8$.

3.8.2. Discussions

La conclusion à faire pour cette technique est :

- Le fait d'étudier le portique seul avec les mêmes dimensions qu'il présente dans le bâtiment engendre la rupture de celui-ci. La rupture s'explique par éclatement de béton à la base du portique dû à la valeur élevée de l'effort normal qui est dû à son tour au surdimensionnement du portique.
- Les résultats obtenus en termes de déplacements montrent la présence de forces de rappels qui ramène la structure à sa position initiale.
- En termes d'énergie : la structure absorbe l'énergie des oscillations sous forme d'énergie potentielle qui sera par la suite restituée sous forme d'énergie cinétique pour ramener la structure à sa position d'origine. Une partie de cette énergie est dissipée sous forme de chaleur sous l'effet de déformations élastiques de la structure.
- On note également l'absence du phénomène de flambement.
- Cette technique reproduit avec succès le comportement d'une structure sous chargement sismique .En effet, la structure étudiée (portique) peut être assimilée à un oscillateur à deux degrés de liberté.
- En termes de disposition des armatures dans les voiles de contreventement, on note presque le même comportement pour toutes les dispositions excepté « MI45 » et

« MI75 ». Néanmoins, la disposition « MC » exigée par la réglementation en vigueur attire notre attention, vu que l'énergie sismique est mieux dissipée (temps de chargement élevé) et que les déformations sont moins importantes moins comparé aux autres dispositions.

3.9. Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les résultats des différentes dispositions d'armatures testées sont présentés. Deux techniques de modélisation du portique sont définies. Une discussion des résultats des deux techniques est proposée.

La deuxième technique a prouvé sa pertinence en reproduisant de façon satisfaisante le comportement de structures sous action sismique.

Un tel comportement de la structure peut être justifié dans le cas d'un mauvais sol. En effet, le sol peut perdre ses caractéristiques mécaniques sous l'action sismique, du fait des phénomènes apparaissant sur certains sites :

- Tassement des sols
- Liquéfaction du sol
- Dislocation
- Glissement de terrain

En cas d'effet de site, le mouvement du sol n'a plus grand-chose à voir avec une simple translation, et peut s'avérer très destructeur, on observe une ruine de bâtiments que leurs structures soit bien calculées ou non.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] Xuân Huy NGUYEN, " Vulnérabilité des structures en béton armé à voilesporteurs: expérimentation et modélisation", Thèse de doctorat –Institut National Polytechnique de Grenoble.
- [2] BRACHET R, COIN A, GANTENBEIN F et all (1994), "Opération CASSBA Conception et analyse sismique des structures en béton armé », Anales de l’Institut technique de bâtiment et des travaux publics, No 523, Série : Technique générale de la construction 150, 91p.
- [3] Jean-François. S, Aouamer. A, Franz.J et Hussam. M, "Comportement d’un bâtiment sous séisme (projet CAMUS) ", Contribution du laboratoire central des Ponts et Chaussées, Paris.
- [4] Mazars. J, "Etude sur le fonctionnement sismique des structures à murs à cellules contreventées ", Rapport final novembre 2005, responsable de la structure fédérative RNVO – laboratoire 3S –Grenoble.
- [5] RPA, "Règlement parasismiques algériens", Document technique réglementaire D.T.R.-B.C, 2003, pp 2.48.
- [6] CHEN. W.F, "Plasticity in reinforced concret", New York, Mc Graw-Hill Bookstore, 1982, pp 465.
- [7] LORRAIN. M, "Contribution à l’étude de la micromécanique des matériaux granulaires cohérents - Application au béton", Thèse Doctorat Sciences, Université de Toulouse, 1974, pp 165.
- [8] MAZARS. J, "Application de la mécanique de l’endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure", Thèse de Doctorat d’Etat, Université Paris6, 1984.
- [9] BERTHAUD. Y, "Mesure de l’endommagement du béton par une méthode ultrasonore", Thèse doctorat d’état, Université Paris VI, 1988.
- [10] MARCIO. J and CALIXTO. F, "Microcracking of High Performance Concrete Subjected to Biaxial Tension -Compression Stresses", Mat. Res, vol.5, no.3, 2002, pp 295-299.
- [11] KARSAN. P and JIRSA. J.O, "Behavior of concrete under compressive loading", Journal of the Structural Division, ASCE, 1969, pp 9: 2543–2563.
- [12] TERRIEN. M, "Emission acoustique et comportement mécanique post-critique", Bulletin de liaison des Laboratoires des Ponts et Chaussées, 1980, pp 65-72.
- [13] GOPALARATNAM. V.S and SHAH. S.P, "Softening response of plain concrete indirect tension", ACI Materials Journal, vol. 82, n° 3, 1985, pp 310-323
- [14] MAZARS. J, "Application de la mécanique de l’endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure" Thèse de Doctorat d’Etat, Université Paris6, 1984.
- [15] 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 E.N.S. de Cachan, 1990, pp 185.

Références bibliographiques

- [16] LE MAITRE. J and CHABOCHE J.L, "Mécanique des matériaux solides", Ed-Dunod de physique, 1985.
- [17] DAVIDOVICI. V, "Séisme de BOUMERDES–21 mai 2003", Rapport préliminaire, Ministère de l’Habitat, république algérienne démocratique et populaire. 8 juin 2003.
- [18] BALANDIER. P, "Introduction à la construction parasismique à l’usage des architectes et ingénieurs" pour DDE Martinique – SECQUIP – Juillet 2001.
- [19] ABAQUS, "Theory manuel", Versio. 4.8, Hibbit, Karlson et Sorensen, Version 6.14.
- [20] LUBLINER. J, OLIVER. J, OLLER. S and OÑATE. E, "A plastic-damage model for concrete", Int. J. Solids Structures, vol 25, n° 3, 1989, pp 299-326.
- [21] JANKOWIAK. T and ODYGOWSKI. T, «Identification of parameters of concrete damage plasticity constitutive model", Poznan University of Technology, Institute of Structural Engineering (ISE) ul.Piotrowo 5, Poznan, Poland, pp 60-975.
- [22] KACHANOV. M, "On the time to failure under creep conditions", Otd. Tekhn. Nauk., 1958, pp 8 :26-31.
- [23] RABOTNOVY. N, "Creep Problems in Structural Members", Leckie, F. A. (Ed.), North Holland, Amsterdam, 1969.
- [24] LÓPEZ-ALMANSA. F , ALFARAH. F and SERGIO. O, "Numerical simulation of RC frame testing with damaged plasticity model comparison with simplified models", second European conference on earthquake engineering and seismology, Istanbul, Aug 2014, pp 25-29.
- [25] KMIECIK. P and KAMIŃSKI. M, "Modelling of reinforced concrete structures and composite structures with concrete strength degradation taken into consideration", Archives of Civil and Mechanical Engineering, University of Technology Wrocław, Poland, Vol 3, 2011, pp 25, 50-370.
- [26] "Analyse des structures mécaniques par la méthode des éléments finis ", Département de Mécanique, Ecole Polytechnique, 2009-2010.
- [27] Peugeot-Citroën, "Analyse des structures mécaniques par la méthode des éléments finis", Département de mécanique, école polytechnique, 2009-2010.
- [28] JOHNSON, G.R, and W.H.COOK « Fracture characteristics of Three Metals Subjected to Various Strains, Strain rates, Temperature and Pressures, » Engineering Fracture Mechanics, vol.21, no.1, pp.31-48, 1985
- [29] Ahmet Ekin Senturk. “Experimental and Analytical Evaluation of Conventionally Reinforced Deck-Girder Bridge Bent Caps with Vintage Details.” Thèse de doctorat (Phd thesis) en philosophie de l’université d’état d’Oregon, 11 juillet 2008.
- [30] TRAN. T, "Contribution à l’étude du comportement mécanique et hydromécanique du béton ", Thèse présentée à l’université de LIEGE, 2009.
- [31] Cabrera. J.G, "Deterioration of concrete due to reinforcement steel corrosion, cement and concrete composite", 1996, Vol.18, pp 47-59.

- [32] ALMUSALLAM. A, "Effect of degree of corrosion on the properties of reinforcing steel bars", *Construction and Building Materials*, 2001, Vol 15 pp 361-368.
- [33] Torres-Acosta A.A, Navarro-Gutierrez S. and Teran-Guillen.J, "Residual flexure capacity of corroded reinforced concrete beam", *Engineering structures*, 2007, pp 1145-1152
- [34] Ould-Ouali. M, "Approche micromécanique de la rupture ductile dans les procédés de mise en forme des matériaux. Prise en compte de l'effet de forme des cavités", Thèse de doctorat l'Université de Reims Champagne-Ardenne, 2008.
- [35] François. M, "Apport des lois d'endommagement contenues pour la conception des ouvrages souterrains et la conception hiérarchisation des comportements rocheux ", Thèse de doctorat – Ecole normale supérieure de Cachan.
- [36] Centre de recherche en Génie Parasismique appliqué CGS, Hussein Dey. Alger. 2015.
- [37] J. Kasperkiewicz, B. Malmberg, A. Skarendahl. "Determination of fibre content, distribution and orientation in steel fibre concrete by X-ray technique." R.N. Swamy (Ed.), *Testing and test methods of fibre cement composites*, The Construction Press, UK (1978)
- [38] Kay Wille, Nguyen Viet Tue, Gustavo J. Parra-Montesinos. "Fiber distribution and orientation in UHP-FRC beams and their effect on backward analysis." *Materials and Structures*, Volume 47, Issue 11, pp 1825-1838, 2014
- [39] Soroushian P, Lee C-D. "Distribution and orientation of fibres in steel fiber reinforced concrete." *ACI Mater J* 87:433–439, 1990
- [40] Stähli P, Custer R, Van Mier JG Fibre orientation and fibre distribution of fibre reinforced concrete. Annual report, ETH Zurich;2007
- [41] David Dupont, Lucie Vandewalle. Distribution of steel fibres in rectangular sections. *Cement and Concrete Composites*, Volume 27, Issue 3, March 2005, Pages 391-398
- [42] Cerchez, L. and Alexa, E. Ceramurgia. Effect of the orientation of ceramic fibers on properties of refractory cement-type composites: 1997, 27, (2), 99–101. *Fuel and Energy*, Volume 40, Issue 2, 2 March 1999, Page 155
- [43] Au, C. and Buyukozturk, O. (2005). "Effect of Fiber Orientation and Ply Mix on Fiber Reinforced Polymer-Confined Concrete." *Journal of Composites for Construction*, 10.1061/(ASCE)1090-0268(2005)9:5(397), 397-407.
- [44] R.N. Swamy (Ed.), *Testing and test methods of fibre cement composites*, The Construction Press, UK (1978)
- [45] P. Soroushian, C. Lee. Distribution and orientation of fibers in steel fibre reinforced concrete *ACI Mater J*, 87 (5) (1999), pp. 433–439
- [46] Guoqiang Li, Dinesh Maricherla, Kumar Singh, Su-Seng Pang, Manu John. Effect of fiber orientation on the structural behavior of FRP wrapped concrete cylinders. *Composite Structures*, Volume 74, Issue 4, Pages 475-483, 2006
- [47] Vandewalle L, Heirman G, Rickstal FV. Fibre orientation in self-compacting fibre reinforced concrete. In: Gettu R, editor. *Proceedings of 7th international RILEM symposium*

on fibre reinforced concrete, India, Chennai, 2008. p. 719–28.

[48] Pansuk W, Sato H, Sato Y, Shionaga R (2008) Tensile behaviors and fibre orientation of UHPC. Proceedings of second international symposium on ultra high performance concrete, Kassel, Germany, March 2008 (Kassel University Press), pp 161–168

[49] J. Kasperkiewicz, B. Malmberg, A. Skarendahl Determination of fibre content, distribution and orientation in steel fibre concrete by X-ray technique

[50] Stephanie J. Barnett, Jean-Francois Lataste, Tony Parry, Steve G. Millard, Marios N. Soutsos. Assessment of fibre orientation in ultra high performance fibre reinforced concrete and its effect on flexural strength. Materials and Structures, Volume 43, Issue 7, pp 1009-1023, 2010

[51] R. Zerbino, J.M. Tobes, M.E. Bossio, G. Giacciob. On the orientation of fibres in structural members fabricated with self compacting fibre reinforced concrete. Cement and Concrete Composites, Vol. 34, Issue 2, Pages 191–200, 2012

[52] Ali Kezmane, Said Boukais, and Mohand Hamizi « Optimization of the Reinforcement Positioning in the Squat Reinforcement Concrete Walls ». ACSIT International Journal of Engineering and Technology, Vol. 5, No. 5, October 2013

[53] Jean Perchat and Jean Roux, "Pratique du BAEL 91", Cours et exercices – Edition Eyrolles.

[54] Belaidi. O, "Modélisation du comportement non linéaire du béton par la mécanique de l'endommagement continu", mémoire de magister, Université Mouloud MAMMERI, Tizi-Ouzou, ALGERIE, 2002.

[55] SIMO AND J.JU 1987b. "Strain and stress-based continuum damage model I-formulation". Int. J. Solids struct, pp 23, 821-840

[56] Gérard Rio, " Cours sur la méthode des éléments finis ", Thèse de doctorat Université de Bretagne Sud, 2009.

[57] KRAYANI. A, " Contributions à la modélisation non linéaire du comportement mécanique du béton et des ouvrages en béton armé et précontraint", Thèse de doctorat, École Centrale de Nantes, 2007.

[58] RAGUENEAU. F, "Comportements endommageant des matériaux et des structures en béton armé", Mémoire d'habilitation à diriger des recherches de l'université Pierre et Marie Curie (Paris 6).

[59] Dominique. F, André Pineau and André. Z, "Elasticité et plasticité", Edition Hermes.

[60] Miloud. H, "Modélisation par macroéléments du comportement non linéaire des ouvrages à voiles porteurs en béton armé sous action sismique", Thèse de doctorat université BORDEAUX 1.

Références bibliographiques

- [61] Sébastien. G, "Ductilité des structures en béton armé", Mémoire d'ingénieur CNAM - conservatoire national des arts et métiers –Paris.
- [62] QAZI. S, "Comportement mécanique sous sollicitations alternés de voilesbéton armé renforcés par matériaux composites", Séminaire doctorants-Valgrisenche, Italie, 2010.
- [63]Centre National de Recherche Appliquée en Génie – Parasismique, "Règlement parasismique algérien", (RPA 99/V2003), Ministère de l'habitat document technique réglementaire, DTR B C 2 48.
- [64] Jacky. M, Antonella. C and Panagionis. K," Modélisation simplifiée 3D du comportement dynamique de structure en béton armé", Universitaire Grenoble.
- [65] Markovic. D, Moulin. S, Voldoire. F etGhavamian. S, "Simulation à l'aide de Code Aster du comportement endommageant d'un mur en béton armé sous fort cisaillement du programme SAFE ", Électricité de France,direction recherche et développement.
- [66] Meghlat. El, "Etude théorique du comportement des matériaux granulaires (pegmatite et calcaire) application du critère Drucker Prager,Mohr-Coulomb et du modèle StrainSoftening /Hardeding ", mémoire de magister, Université Mouloud MAMMERI, Tizi-Ouzou.
- [67] Jean Lemaitre, Jean-Louis Chaboche, " Mécanique des matériaux solides", 2eme et 3 eme cycles, Ecole d'ingénieur.
- [68] Patrick. B, " Plasticité et calcul à la rupture", Cours de l'école national des ponts et chaussées.
- [69] Jean-Marie Reynouard, Gilles Pijaudier-Cabot, "Comportement mécanique du béton", mécanique et ingénierie des matériaux.
- [70]Professor Suvranu, "Introduction to Finite Elements", Abaqus Handout Department of Mechanical, Aerospace and Nuclear Engineering.
- [71] Mickaël ABBAS, *Présentation du logiciel ABAQUS, "Principes et fonctionnement"*, Université de Technologie de Compiègne Laboratoire Roberval / UMR UTC-CNRS-France.
- [72] "Guide des dispositions constructives parasismiques des ouvrages en acier, béton, bois et maçonnerie", Presses de l'école nationale des Ponts et chaussées, 2005.
- [73] Ferhoune Noureddine, " Etude De Comportement Mécanique Des PoteauxRectangulaire En Acier Rempli De Béton", Thèse de doctorat – université Badji Mokhtar –Annaba.
- [74] Documentation Abaqus (6.13).
- [75] Michael James McNary, "Implementation of the extended finite element method (XFEM) in the Abaqus software package", A thesis - Georgia Institute of Technology.
- [76] Stéphanie Pitou, " Etude numérique du thermoformage d'une plaque de verre sous Abaqus", mémoire de stage présentépar la Faculté des sciences et technologique, université de la Réunion.
- [77] N.Aravas, " Finite elastoplastic transformations of transversly isotropic metals", department of mechanical engineering and applied mechanics.university of

Références bibliographiques

Pennsylvania.Philadelphia. PA 19104.U.S.A.Int.J.Solids structures Vol.29.No.17.pp.2137-2157,1992 .Printed in Great Britain.

[78] Damien.S and Jean-Luc. D, "Simulation des Procédés de Fabrication Mise en forme et Crash", Ecole polytechnique de l'université d'Orléans.

[79] Drapier.Sand Fortunier. R, " Méthodes numériques d'approximation et de résolution en mécanique", Option Matériaux et Mécanique, module Mécanique Numérique, Ecole Supérieure des Mines de Saint-Étienne et Ecole nationale d'ingénieurs de Saint-Etienne.

[80] Claes. C, "Comportement dynamique non-linéaire de laSource Laser de l'horloge atomique PHARAO", Université de Liège -Faculté des Sciences Appliquées.

[81] Jean-François. M, " Simulation numérique de l'endommagement ductile en formage de pièces massives", Thèse de docteur d'état - université de technologie de Troyes en Science mécanique de l'ingénieur.

[82] Julien Laroche Yohann and Narcisse, " Simulation numérique de l'usinage avec Abaqus", Projet de fin d'étude, Université François Rabelais Tours.

[83] aimblautAurelien. R, " Modélisation des renfortsdans les pneumatiques d'avions", Travail de fin d'étude –Ecole centrale de Marseille –Laboratoire de Mécanique d'Acoustique Marseille.

[84] Vincent. M, "La Méthode des éléments Finis : Vulgarisation des aspects mathématiques, Illustration des capacités de la méthode". DEA. Eléments finis pour l'ingénieur, ViM2, Lyon, pp.306, 2012.

[85] Davies. J, "Observation of fracture path development in mortar beam specimens". Cem. Bas. Mat.,pp 31-36, 1996.

[86] Green S.J, "Swanson S.R., Static constitutive relations for concrete", AWFLTR-72-244, U.S.Air Force WeaponLaboratory, Kirtland Air Force Base,NM, 1973.

[87] "Experimental and numericalanalysis of fracture processes in Concrete", Schlangen E.Ph.D. Thesis, Delft University of Technology, 1993.

[88] COIN A, " Recherche CAMUS, (2000), Rapport final, Présentation générale, Conclusionset perspective », Ministère Français de l'Equipement (Plan Génie Civil) Convention 9670011, 22p

[89]KELLER.C, CARMONA Laure FERCHAUD.J, MAIRE Antoine ROBIN.E, ROUSSEL.C « effet d'un laminage sur le comportement mécanique d'acier faiblement allié » INSA-Rouen –STPI /P6/2014-18

