

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERRI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Mémoire de fin d'études

**En vue de l'obtention d'un diplôme de Master
Académique en Génie Civil.**

Option : Structure et Matériaux.

Thème

***Influence du ferrailage sur le
comportement des voiles en béton armé***

Proposé et dirigé par :

Mr: ALMANSBA Madjid

et

Mme: BELAIDI .O

Réalisé par :

Mr : SOLTANI Aghiles

ANNEE UNIVERSITAIRE : 2011/2012



REMERCIEMENTS

Je tiens à remercier Mme Bélaidi Ourdia qui m'a incité à entreprendre ce travail. Comme je remercie Mr Almansba Madjid qui m'a appris à accorder de l'importance aux détails qui s'avèrent souvent importants. Je remercie aussi Mr Ali Kezmane qui m'a beaucoup assisté durant l'application.

S.A



Dédicaces

Je dédie ce travail à :

Mes très chers parents

Ma sœur,

Ma famille

Mes amis,

et Mes enseignants

S.A

Liste des symboles

h : hauteur du voile.

l : longueur du voile.

a : épaisseur du voile.

B : aire du béton

A_0 : aire des armatures verticales concentrées.

ρ_0 : pourcentage des armatures verticales.

A : aire des armatures verticales réparties.

ρ : pourcentage des armatures verticales réparties.

A_t : aire des armatures horizontales réparties.

ρ_t : pourcentage des armatures horizontales réparties.

s : espacement entre les armatures verticales.

t : espacement entre les armatures horizontales.

N : effort vertical.

V : effort horizontal.

f_1 : rupture par plastification des armatures.

f_2 : rupture par écrasement d'un voile élancé.

f_3 : rupture fragile d'un voile élancé.

f/t : rupture par plastification des armatures verticales et transversales d'un voile élancé.

t_c : rupture des bielles de compression d'un voile élancé.

g : rupture par glissement d'un voile élancé.

T_1 : rupture par glissement d'un voile court.

T_2 : rupture diagonale d'un voile court.

T_3 : rupture par écrasement d'un voile court.

ISO : International System Organisation.

Mpa : méga pascal.

M : moment des forces.

d : largeur des bandes.

Liste des symboles

l_c : longueur de la zone comprimée.

σ : contrainte.

I : inertie du voile.

σ_1 : contrainte dans la première bande.

σ_2 : contrainte dans la deuxième bande.

d : hauteur utile.

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

f_{bt} : contrainte limite du béton en traction.

σ_s : contrainte limite des aciers.

HA : haute adhérence.

D : diamètre des granulats.

S : section de l'éprouvette.

E : module de Young

ε_e : déformation élastique.

$\dot{\varepsilon}$: vitesse de déformation.

\vec{n} : vecteur normal à la surface.

\tilde{S} : aire résistante effective.

S_D : différence qui représente l'aire totale des traces des défauts corrigée des effets de concentration de contraintes et d'interactions.

$D(\vec{n})$: aire relative des fissures et cavités coupées par le plan normal à la direction \vec{n} .

D : variable d'endommagement sous forme scalaire.

d_t : variable d'endommagement en traction.

d_c : variable d'endommagement en compression.

$\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$: équivalent de déformations plastiques en traction.

$\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$: équivalent de déformations plastiques en compression.

σ_{c0} : contrainte limite élastique en compression.

σ_{cu} : contrainte ultime en compression.

Liste des symboles

E_0 : module de Young du matériau non endommagé.

s_t : fonction de l'état de contrainte en traction introduite dans les effets de récupération de rigidité.

s_c : fonction de l'état de contrainte en compression introduite dans les effets de récupération de rigidité.

w_c : paramètre matériel qui contrôle la restitution de la rigidité en compression après un cycle traction compression.

w_t : paramètre matériel qui contrôle la restitution de la rigidité en traction après un cycle traction compression.

G_f^I : énergie de fissuration en mode I.

σ_{tu}^I : contrainte équivalente à l'énergie de rupture en mode I.

G : module de cisaillement du béton.

G_c : module de cisaillement du béton fissuré.

c : cracked (fissuré en anglais).

ρ : facteur de rétention en cisaillement.

e_{nn}^{ck} : déformation engendrée par la fissuration.

σ_{ec} : contrainte d'écoulement.

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

$\dot{\epsilon}_e$: vitesse de déformation élastique.

$\dot{\epsilon}_{pe}$: vitesse de déformation plastique équivalente.

u : déplacement.

I : matrice identité.

ν : coefficient de poisson.

$\dot{\lambda}_{pl}$: multiplicateur plastique.

Φ : fonction caractérisant la surface d'écoulement.

R : rayon d'écrouissage.

\dot{p} : la déformation plastique cumulée.

\dot{k} : pente d'écrouissage plastique.

Liste des symboles

\tilde{E} : module d'élasticité du matériau endommagé.

Γ : frontière d'un élément.

\ddot{u} : accélération.

Liste des symboles

Liste des figures

Chapitre I

| | |
|--|----|
| Figure I.1 : Schéma d'un voile..... | 2 |
| Figure I.2 : structure mixte avec des voiles et des portiques [2]..... | 3 |
| Figure I.3 : Structure à noyau central[2]. | 4 |
| Figure I.4 : structure à voiles [2]. | 4 |
| Figure I.5 : Fonctionnement en diaphragme vertical [3]. | 5 |
| Figure I.6 : La structure est reprise uniquement à la périphérie du Rdc. | 6 |
| Figure I.7 : Le contreventement n'est pas assuré 7 | 7 |
| Figure I.8 : La structure est reprise uniquement à la périphérie du Rdc. | 8 |
| Figure I.9 : Voiles disposés régulièrement 9 | 9 |
| Figure I.10 : Voiles disposés sur la périphérie 9 | 9 |
| Figure I.11 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrailage. [2] 10 | 10 |
| Figure I.11 : Modes de ruptures des voiles élancés. [4] 12 | 12 |
| Figure I.12 : Modes de ruptures des voiles élancés. [5] 13 | 13 |
| Figure I.13 : Modes de ruptures des voiles courts. [6] 14 | 14 |
| Figure I.15 : Les armatures ont évité la ruine à cette cheminé industrielle de 50 m [3] 18 | 18 |
| Figure I.16 : Béton non vibré : manque de matière et enrobage des aciers non réalisé. 20 | 20 |
| Figure I.17 : Corrosion d'aciers dont l'enrobage ne respecte pas les dispositions réglementaires en atmosphère corrosive. (photo d'une maison de la ville de Delys). 20 | 20 |
| Figure I.18 : Séisme d'Izmit en Turquie [7]..... 21 | 21 |
| Figure I.19 : Diagramme des contraintes d'un voile en flexion composée..... 22 | 22 |
| Figure I.20 : voile avec ouverture. 23 | 23 |
| Figure I.21 : Plan de ferrailage [1]..... 24 | 24 |

Chapitre II

| | |
|---|----|
| Figure II.1 : Carotte montrant la constitution d'un béton prélevé sur un voile..... | 26 |
| Figure II.2 : Comportement du béton en compression simple [13] 30 | 30 |
| Figure II.3 : Comportement cyclique du béton en compression simple [14]..... 31 | 31 |

| | |
|--|----|
| Figure II.4 : Essai de comportement triaxial [15] | 32 |
| Figure II.5 : Essai de compression hydrostatique du béton [13]..... | 33 |
| Figure II.6 : Comportement du béton en traction simple [19] | 34 |
| Figure II.7 : Comportement cyclique du béton en traction [20]..... | 35 |
| Figure II.8 : comportement du béton sous chargement cyclique. | 36 |
| Figure II.9 : Ferrailage d'un voile (nouveau stade de la JSK. Boukhalfa, Tizi-Ouzou). | 39 |
| Figure.III.10 : Ampleur du ferrailage de la structure du nouveau stade de la JSK. | 39 |
| Figure II.11 : Illustration du comportement élastique d'un acier hookien [10] | 41 |

Chapitre III

| | |
|--|----|
| Figure III.1 : Comportement du béton en compression simple [10] | 49 |
| Figure III.2 : Comportement du béton en traction simple [10] | 49 |
| Figure III.3 : Comportement du béton en traction-compression [10] | 51 |
| Figure III.4 : Courbe contrainte-énergie de rupture.[10] | 52 |
| Figure III.5 : Chute de la contrainte de traction après amorçage de la fissuration [10]..... | 53 |
| Figure III.6 : Courbe du facteur de rétention en cisaillement .[10]..... | 54 |
| Figure III.7: Direction et propagation des fissures sur un voile en béton armé [10] | 54 |
| Figure III.8 : Seuil de plasticité [25] | 57 |
| Figure III.9 : Représentation de l'écrouissage isotrope [26]. | 58 |
| Figure.III.10: Essai de traction uni-axial. Loi de Prandtl-Reuss [27]. | 59 |
| Figure III.11 : Ecrouissage cinématique : représentation dans l'espace des contraintes traction-compression.[26] | 60 |
| Figure III.12 : Schéma d'une structure en équilibre..... | 63 |
| Figure.III.13 : Illustration de la méthode de Newton [10] | 66 |
| Figure.III.14 : Illustration de l'opérateur de la différence centrale [10]. | 67 |
| Figure III.15 : Itinéraire des opérations sur Abaqus [22] | 68 |
| Figure III.12 : schéma de fonctionnement du logiciel Abaqus [22]. | 69 |

Chapitre IV

| | |
|---|----|
| Figure IV.1 : Dimensions et géométrie des voiles. | 72 |
| Figure IV.2 : Zone d’application du chargement horizontal..... | 72 |
| Figure IV.3 : Diagramme des contraintes du voile en flexion composée..... | 73 |
| Figure IV.3 : Disposition des armatures selon les règles communes du RPA. | 76 |
| Figure IV.4 : Ferrailage du voile par la méthode des bandes..... | 77 |
| Figure IV.4 : Ferrailage du voile par la méthode classique du béton armé. | 77 |
| Figure IV.5 : Propagation des contraintes dans le voile armé par la méthode des bandes. | 79 |
| Figure IV.6 : Propagation des contraintes dans le béton du voile ferrailé par la méthode classique. | 79 |
| Figure IV.7 : Propagation des déformations dans le voile ferrailé par la méthode des bandes. | 80 |
| Figure IV.8 : Propagation des déformations dans le voile ferrailé par la méthode classique. | 81 |
| Figure IV.9 : Propagation des dommages en traction dans le voile ferrailé par la méthode des bandes..... | 83 |
| Figure IV.10 : Propagation des dommages en traction dans le voile ferrailé par la méthode classique. ... | 83 |
| Figure IV.11 : Propagation du cisaillement dans le voile ferrailé par la méthode des bandes. | 85 |
| Figure IV.13 : Propagation des déplacements dans le voile ferrailé par la méthode des bandes..... | 86 |
| Figure IV.14 : Propagation des déplacements dans le voile ferrailé par la méthode classique. | 87 |
| Figure IV.15 : Propagation des contraintes dans les aciers du voile ferrailé par la méthode des bandes..... | 88 |
| Figure IV.16 : Propagation des contraintes dans les aciers de la méthode classique..... | 89 |
| Figure IV.17: Propagation des déformations plastiques dans les aciers de la méthode des bandes..... | 90 |
| Figure IV.18 : Propagation des déformations plastiques dans les aciers du voile ferrailé par la méthode classique. | 91 |
| Figure IV.20 : Propagation des contraintes dans le voile ferrailé par les méthode classique. | 92 |
| Figure IV.22 : Propagation des déplacements dans le voile ferrailé par la méthode classique. | 94 |
| Figure IV.23 : Sélection d’un élément travaillant en traction. | 95 |
| Figure IV. 24: Evolution des contraintes. | 96 |
| Figure IV.25 : Evolution des déformations. | 97 |
| Figure IV.26 : Evolution des Contraintes et déformations..... | 98 |

| | |
|---|-----|
| Figure IV.27 : Evolution des contraintes de cisaillement. | 99 |
| Figure IV.29 : Elément d'acier sélectionné..... | 100 |
| Figure IV.30 : Evolution des Contraintes..... | 101 |
| Figure IV.31 : Evolution des déformations..... | 101 |
| Figure IV.32: Evolution des déformations plastiques..... | 102 |
| Figure IV.33 : Courbes contraintes-déformations..... | 103 |
| Figure IV.34 : Evolution des contraintes. | 104 |
| Figure IV.35 : Evolution des déformations..... | 105 |
| Figure IV.37 : courbes forces-déplacements..... | 106 |
| Figure IV.38 : Evolution des contraintes. | 107 |
| Figure IV.39 : Evolution des déformations..... | 108 |
| Figure IV.40 : Evolution des déformations plastiques..... | 108 |
| Figure IV.41 : Evolution des contraintes et déformations. | 106 |
| Figure IV.41 : Sélection d'un élément de la zone comprimée. | 107 |
| Figure IV.42 : Evolution des contraintes. | 108 |
| Figure IV.43 : Déformations dans le béton de la zone comprimée..... | 108 |
| Figure IV.44 : Evolution des contraintes et déformations. | 109 |
| Figure IV.45 : Détermination de l'élément étudié. | 110 |
| Figure IV.46 : Evolution des contraintes | 110 |

Résumé

Dans notre travail, nous nous sommes intéressé au comportement de deux voiles ferrailés selon les deux méthodes du RPA :

- **La méthode des bandes ;**
- **La méthode classique du béton armé.**

La modélisation sur le code de calcul ABAQUS nous a mené à des résultats appropriés à chaque cas de ferrailage. Et enfin, nous avons comparé et déduit quelques différences et préférences.

Sommaire

| | |
|--|----|
| Introduction générale..... | |
| Chapitre I | |
| Introduction | 1 |
| I.1 Présentation..... | 1 |
| I-1-1 Choix d'un contreventement par voiles..... | 4 |
| I-1-2 Dispositions et exigences de fonctionnalité | 4 |
| I.2 Caractéristiques essentielles du comportement des voiles en béton armé | 9 |
| I.2.1 Modes de ruptures des voiles élancés | 11 |
| I.2.2 Modes de ruptures des voiles courts | 12 |
| I.3 L'expérimental et les voiles | 14 |
| I.3.1 Les essais sur table vibrante..... | 15 |
| I.3.2 Les essais pseudo dynamiques | 15 |
| I.4 Influence du ferrailage sur le comportement des voiles | 16 |
| I.4.1 Cas des voiles faiblement armés | 16 |
| I.4.2 Cas des voiles fortement armés..... | 16 |
| I-5 Les voiles en béton armé dans les normes..... | 17 |
| I.5.1 Conditions de mise en œuvre | 17 |
| I.5.1.1 Mise en œuvre des aciers | 18 |
| I.5.1.2 Les coffrages, étayages et outils | 18 |
| I.5.1.2.1 Les coffrages | 18 |
| I.5.1.2.2 Les étayages | 19 |
| I.5.1.2.3 Les outils | 19 |
| I.5.1.3 Mise en œuvre du béton..... | 19 |
| I.5.1.4 Conséquences de la mauvaise mise en œuvre..... | 19 |
| I.5.2 La solution pour renforcer les voiles en béton armé..... | 19 |
| I.5.3 Présentation des méthodes de ferrailage | 21 |
| I.5.3.1 Méthode des bandes | 21 |
| I.5.3.2 Méthode classique..... | 23 |
| I.6 Conclusion | 24 |

Chapitre II

| | |
|--|----|
| Introduction | 25 |
| II.1 Béton, un matériau granulaire..... | 25 |
| II.1.1 Composition du béton..... | 25 |
| II.1.1.1 Granulats..... | 26 |
| II.1.1.2 Ciment | 27 |
| II.1.1.3 Hydratation de la pate de ciment | 27 |
| II.1.2 Comportement expérimental du béton sous chargements monotones, cycliques ou sismiques | 28 |
| II.1.2.1.1 Comportement en compression uniaxiale..... | 28 |
| II.1.2.1.2 Comportement en compression cyclique | 31 |
| II.1.2.1.3 Comportement sous une contrainte de confinement..... | 31 |
| II.1.2.1.4 Comportement sous charge hydrostatique..... | 32 |
| II.1.2.2 Comportement en traction | 33 |
| II.1.2.2.1 Comportement en traction simple..... | 33 |
| II.1.2.2.2 Comportement en traction cyclique..... | 34 |
| II.1.2.3 Comportement cyclique traction-compression | 35 |
| II.2 Les effets de chargement sur le béton..... | 36 |
| II.2.1 Effet de vitesse..... | 36 |
| II.2.2 Effets différés..... | 36 |
| II.2.3 Effets de l'environnement..... | 37 |
| II.3 Aciers de renforcement..... | 38 |
| II.3.1 Propriétés essentielles des aciers | 40 |
| II.3.2 Performances et comportement mécanique des aciers de construction | 40 |
| II.4 Conclusion | 43 |

Chapitre III

| | |
|--|----|
| INTRODUCTION..... | 44 |
| III.1. Mécanique de l'endommagement | 44 |
| III.1.2 Domaine de validité et d'emploi | 45 |
| III.1.3 Aspects phénoménologiques | 45 |
| III.1.4 Endommagement quasi-fragile..... | 46 |
| III.1.5 Variable d'endommagement | 46 |
| III.1.6 Définition de la variable d'endommagement selon la méthode de Kachanov | 46 |
| III.2 Modèles numériques du béton..... | 47 |
| III.2.1 Présentation du modèle « concrete damaged plasticity »..... | 48 |
| III.2.1.1 Comportement en compression | 48 |
| III.2.1.2 Comportement en traction..... | 48 |
| III.2.1.3 Récupération de la rigidité en comportement cyclique uniaxiale | 50 |
| III.2.2 Présentation du modèle « Brittle Cracking »..... | 50 |
| III.2.2.1 Dissymétrie traction-compression du béton | 51 |
| III.2.2.2 Comportement post-rupture en traction | 51 |
| III.2.2.3 Détection et direction des fissures..... | 53 |
| III.3 Modèle numérique pour les aciers..... | 54 |
| III.3.1 Formalisme de base des lois en élastoplasticité | 54 |
| III.3.2 Critères tridimensionnels de plasticité : | 55 |
| III.3.3 Critère isotrope de von Mises..... | 56 |
| III.3.4 Lois d'écoulement | 57 |
| III.3.5 Ecrouissage isotrope..... | 57 |
| III.3.6 Ecrouissage cinématique | 59 |
| III.4 Codes de calculs | 60 |
| III.4.1 Présentation du logiciel ABAQUS :..... | 61 |
| III.4.2 Discrétisation du principe des puissances virtuelles (PPV) | 62 |
| III.5 Conclusion..... | 70 |

Chapitre IV

| | |
|---|-----|
| Introduction | 71 |
| IV.1.1 Présentation des modèles à simuler..... | 72 |
| IV.1.2 Présentation des ferraillements..... | 74 |
| IV.1.2.1 Ferraillement de la méthode des bandes..... | 74 |
| IV.1.2.2 Ferraillement de la méthode classique | 78 |
| IV.2 Résultats et interprétations | 79 |
| IV.2.1 Résultats en iso-valeurs avec le « concrete damaged plasticity » (CDP) | 79 |
| IV.2.1.1 Contraintes dans les voiles | 79 |
| IV.2.1.2 Déformations dans les voiles | 81 |
| IV.2.1.3 Endommagement dans les voiles | 83 |
| IV.2.1.4 Cisaillement dans les voiles | 85 |
| IV.2.1.5 Déplacements dans les voiles..... | 87 |
| IV.2.2 Résultats en iso-valeurs avec le modèle classique de plasticité..... | 89 |
| IV.2.2.1 Contraintes dans les aciers | 89 |
| IV.2.2.2 Déformations plastiques dans les aciers..... | 91 |
| IV.3.1 Résultats en iso-valeurs avec le « Brittle Cracking » (BC)..... | 93 |
| IV.3.1.1 Contraintes dans le béton | 93 |
| IV.3.1.2 Déplacements dans les voiles..... | 94 |
| IV.4 Etude locale et comparaison des résultats..... | 95 |
| IV.4.1 Etude d'un élément de la zone tendue | 95 |
| IV.4.1.1 Interprétation des résultats avec le « concrete damaged plasticity » | 96 |
| IV.4.1.2 Interprétation des résultats dans les barres d'acier..... | 100 |
| IV.4.1.3 Interprétation des résultats avec le brittle cracking..... | 103 |
| IV.4.1.4 Interprétation des résultats dans les barres d'acier..... | 106 |
| IV.4.2 Etude d'un élément de la zone comprimée | 108 |
| IV.4.2.1 Interprétation des résultats dans le béton avec le CDP | 108 |
| IV.4.2.2 Interprétation des résultats dans les barres d'acier..... | 110 |
| Conclusion générale..... | |
| Annexe Tutorial ABAQUS Application : Voile en béton armé..... | |

Introduction générale

INTRODUCTION GENERALE

L'Algérie est connue pour sa sismicité qui fait souvent défaut à ses édifices. Depuis, le génie parasismique est en plein essor et de nombreuses questions ont eu leur réponse. Les études menées par les organismes du génie civil sont parvenues à démontrer que l'intensité des forces sismiques agissant sur un bâtiment lors d'un tremblement de terre est conditionnée non seulement par les caractéristiques du mouvement sismique, mais aussi par la rigidité de la structure sollicitée. Dans le passé, les structures relativement flexibles à base de portiques étaient censées se comporter mieux sous chargement sismique, du fait qu'elles attirent, généralement, des forces sismiques moins intenses. Cependant, les constatations faites dans le monde après les séismes destructeurs, ont montré que ce type de structure doit supporter d'importants déplacements relatifs entre deux étages consécutifs (« interstorey drifts ») et par conséquent des dommages sévères sur des éléments non structuraux. De plus, les demandes excessives de ductilité et les effets de deuxième ordre ($P\Delta$) générés par les grandes déformations, peuvent provoquer la ruine de la structure. Lors des tremblements de terre sévères, il a été constaté que de nombreux bâtiments à voiles en béton armé ont bien résisté sans endommagement exagéré.

Dans un bâtiment, les efforts horizontaux sont transmis aux voiles habituellement par les planchers qui jouent le rôle de diaphragmes. Entre chaque voile la sollicitation se répartit proportionnellement avec sa rigidité dans la direction de sollicitation. Les voiles transmettent ces efforts à la base du bâtiment et finalement au sol. Le mode de fonctionnement d'une structure comportant des murs de contreventement dépend donc fortement du comportement de chaque élément individuel. Le comportement d'un élément de mur est complexe puisqu'il dépend à la fois de son élancement, de la disposition en plan de l'ensemble des voiles, de l'importance des charges verticales, de la forme de sa section, du caractère tridirectionnel de l'excitation sismique... De ce point de vue, il est généralement reconnu que la modélisation du comportement des voiles est bien plus complexe que celle des éléments linéaires (poutres et poteaux).

Depuis de nombreuses années, les méthodes de calcul élastique simplifiées ont été quasi systématiquement utilisées dans le dimensionnement des structures à voiles en béton armé. Facile à mettre en œuvre et bien assimilées par l'ingénieur, il est sûr qu'elles seront encore utilisées dans l'avenir, puisque dans la plupart des cas elles ont bien servi la profession. Cependant, l'approche élastique ne peut fournir qu'une compréhension limitée du comportement sismique réel. Par contre, la réponse non linéaire d'un voile peut fournir des résultats plus fiables en termes de déplacement, ductilité, distribution des dommages, mode de ruine, etc., mais elle est largement inexplorée.

Certaines règles conscientes de ces inconvénients recommandent l'utilisation des méthodes simplifiées non linéaires : dans le cas des bâtiments peu irréguliers. Un calcul statique (« push-over ») basé sur un modèle de comportement non linéaire pourrait donner de bonnes indications sur le comportement sismique de la structure. Toutefois, si on dispose d'un outil performant, les mêmes règles reconnaissent les avantages d'une analyse temporelle non linéaire. Pour un problème dynamique, l'efficacité des calculs non linéaires repose premièrement sur une

bonne description du comportement cyclique des matériaux constitutifs (béton et acier). Deuxièmement, une bonne modélisation doit intégrer une représentation précise et efficace des distributions des masses, des modes de vibration importants de la structure et des conditions aux limites. La multitude des phénomènes à prendre en compte semble indiquer la difficulté de tout calcul de prédiction, quelque soit le degré de complexité du modèle de comportement utilisé.

Ces difficultés sont partiellement éliminées si on dispose de résultats d'essais. En de telles circonstances on maîtrise mieux les caractéristiques des matériaux, les conditions aux limites et le chargement appliqué, donc leur prise en compte dans la modélisation est plus précise. La confrontation des résultats numériques avec ceux d'essais permet alors de valider (ou invalider) le modèle numérique d'une part, et d'autre part, d'améliorer la compréhension du comportement du spécimen testé. Si la corrélation simulation-expérience est suffisamment précise et les mécanismes clés à un niveau d'observation intéressant pour le concepteur sont bien décrits, le modèle numérique, peut offrir son appui à l'élaboration des concepts de dimensionnement, à la calibration et à l'évaluation des règles. Les considérations précédentes situent le contexte de notre travail, dont l'objectif général est d'aboutir à une technique de modélisation qui puisse contribuer à :

- **comprendre les phénomènes et les mécanismes de fonctionnement des différents types de voiles en béton armé sous une sollicitation sismique,**
- **améliorer et développer les codes de constructions,**
- **évaluer la sécurité des bâtiments à voiles porteurs en béton armé.**

Face à un problème dynamique, cette technique de modélisation doit être en mesure de rendre compte de la plupart des phénomènes importants observés au niveau local, tels que le comportement cyclique unilatéral des fissures, la plasticité de l'acier, la dégradation de la liaison acier-béton. De plus, une bonne compréhension du comportement d'un élément de structure jusqu'à la ruine, nécessite l'accès à la distribution spatiale de l'état d'endommagement du matériau. Pour répondre à ces besoins, nous nous orientons vers une approche locale biaxiale. Cette échelle de modélisation sera utilisée pour tous les cas traités dans ce mémoire.

De façon plus précise, les objectifs de notre travail de thèse sont alors:

- **De proposer une modélisation fiable qui puisse être appliquée à une grande variété de voiles en béton armé soumis à des chargements.**
- **De comparer les différents aspects montrés par deux voiles ferrailés par la méthodes des et la méthode classique imposées par le RPA.**
- **Evaluer l'efficacité de cette modélisation afin d'identifier les différents apports possibles à la conception.**

Chapitre I

Présentation du système de contreventement

Introduction

Afin d'opter pour des systèmes de contreventements par voile en béton armé il est avant tout nécessaire de comprendre leur fonctionnement et leur comportement. Ceci passe par la maîtrise des phénomènes physiques, mécaniques, acoustiques et même chimiques. A travers ce premier chapitre, nous allons présenter les voiles de manière générale ainsi que les règlements qui régissent leur dimensionnement. Un voile peut être soumis à des sollicitations différentes, mais on se focalisera plus sur la sollicitation sismique. Dans une structure un voile est sensé apporter rigidité et stabilité à l'ouvrage. Pour ce faire, de bons matériaux (acier et béton) ainsi qu'un grand savoir faire restent déterminant dans l'obtention des performances. Nous allons mettre en évidence l'influence du ferrailage sur le comportement d'un voile en béton armé. On s'intéressera dans notre travail à deux cas :

- 1) Cas d'un voile ferrailé par la méthode des bandes.
- 2) Cas d'un voile ferrailé par la méthode classique.

I.1 Présentation

Les voiles ou murs de contreventements sont définis comme éléments verticaux dont la raideur hors plan est faible. Dans leur plan, il présente une grande résistance vis-à-vis des efforts horizontaux (sismiques). Par contre dans la direction perpendiculaire à leur plan la résistance est beaucoup moindre (faible inertie selon ce sens), pour combler ce manque de rigidité et mettre fin à la grande vulnérabilité du voile dans ce sens, il doit être contreventé par un voile ou un portique dans ce même sens. Mis à part leur rôle d'éléments porteurs vis-à-vis des charges verticales, les voiles (ou murs de contreventement) en béton armé correctement dimensionnés, peuvent être particulièrement efficaces pour assurer la résistance aux forces horizontales, permettant ainsi de réduire les risques. Notons, pour cela, les avantages importants que présente leur utilisation par rapport aux constructions à cadres ou portiques :

- grâce à leur grande rigidité vis-à-vis des forces horizontales, ils permettent de réduire considérablement les dommages sismiques des éléments non structuraux, dont la valeur dépasse généralement les deux tiers de celle de l'ensemble du bâtiment.
- lors de nombreux séismes modérés, les faibles déplacements latéraux permettent de réduire les effets de panique sur les habitants.

L'utilisation du système constructif à voile peut apporter aussi des avantages économiques:

- la masse élevée des voiles permet un bon isolement acoustique et la bonne capacité calorifique du béton confère au bâtiment une inertie thermique appréciable.

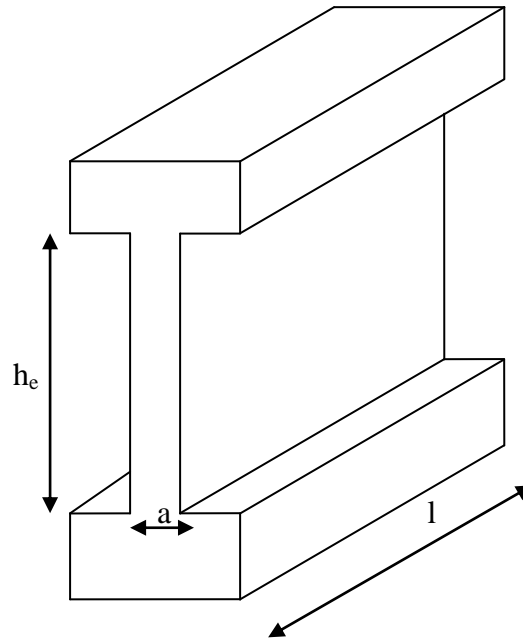


Figure I.1 : Schéma d'un voile.

Les dimensions du voile sont telles que $a/l \geq 4$, si non on parlera de poteau.

En partant du principe que la rigidité d'un ouvrage dépend du type de son contreventement et de la disposition des éléments, nous pouvons classer les systèmes de contreventement selon trois catégories :

1) Structures mixtes avec des voiles et des portiques :

Dans ce cas de figure, les voiles sont sensés reprendre et dissiper 80% des efforts horizontaux. Alors que les 20% restant et la totalité des efforts verticaux sont repris par les portiques (figure I.2).

2) Structures à noyau central :

Ce noyau se présente sous forme de cage d'escaliers ou d'ascenseur circonscrite par des voiles apportant ainsi une rigidité supplémentaire qui lui évite souvent la ruine

3) Structures à voiles uniquement (figure I.3).

Ce système de contreventement compte parmi les plus sûrs, car il offre une grande stabilité à l'ouvrage par son apport en rigidité ainsi qu'en capacités dissipatives, mais ce contreventement est souvent réservé aux ouvrages de grande importance car il est très onéreux (figure I.4).

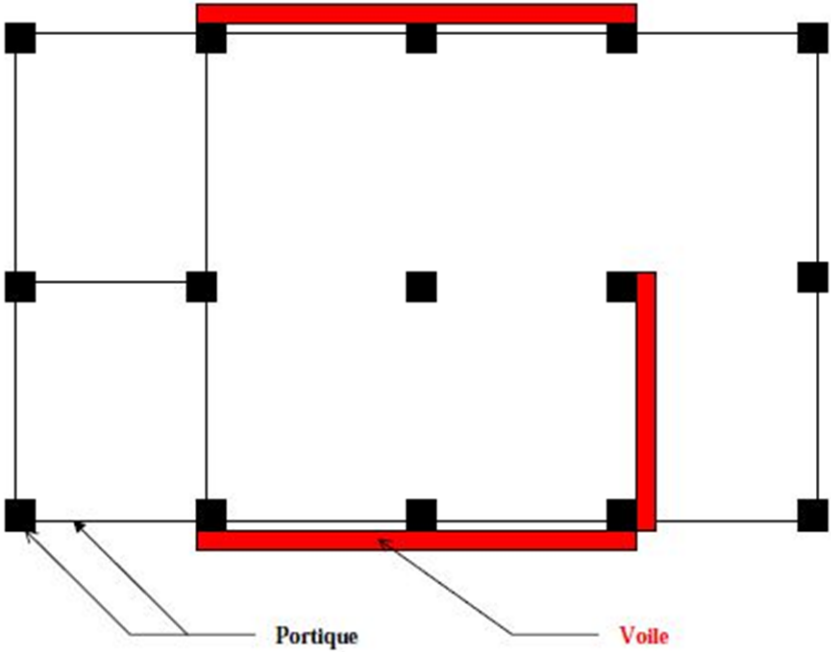


Figure I.2 : Structure mixte avec des voiles et des portiques [2]

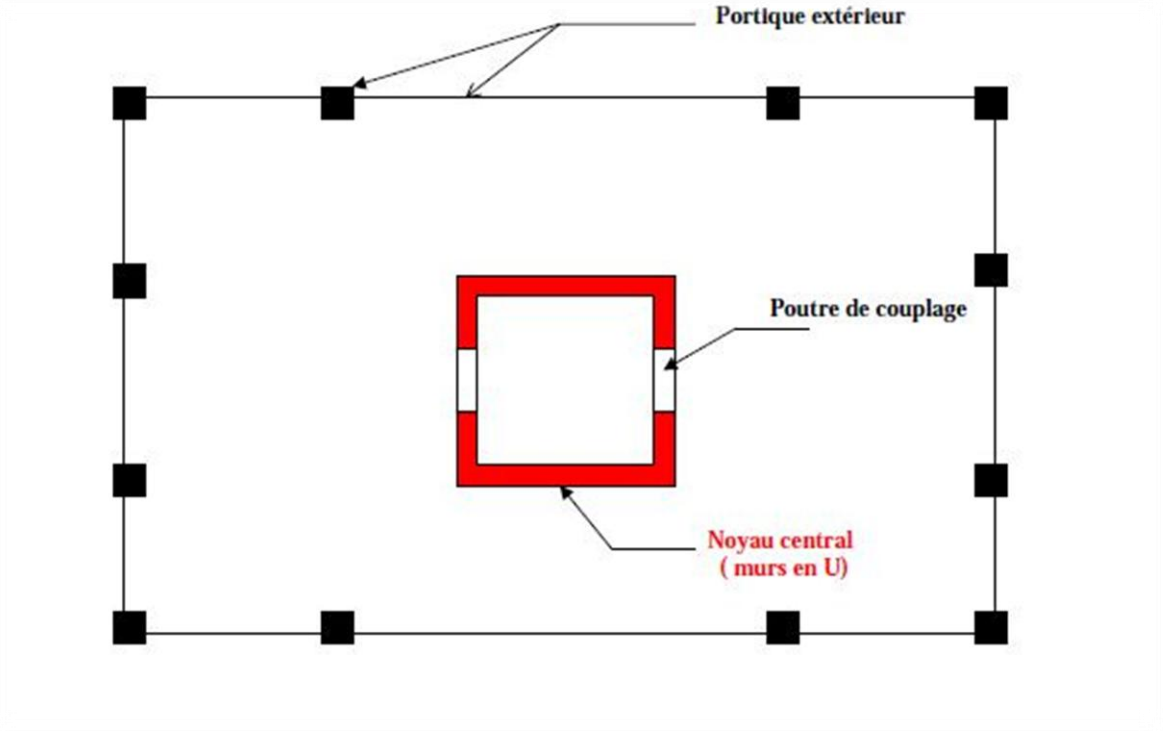


Figure .I.3 : Structure à noyau central [2].

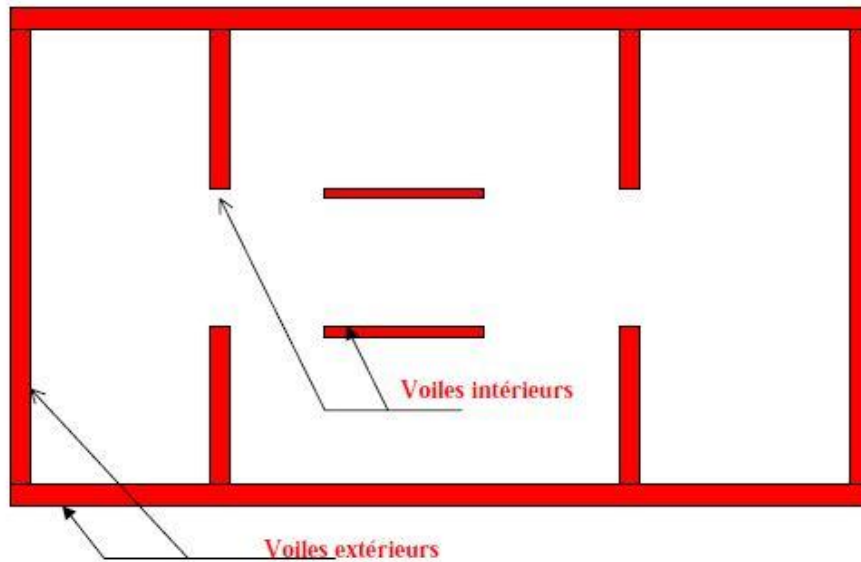


Figure I.4 : structure à voiles [2].

I-1-1 Choix d'un contreventement par voiles

Il y a lieu de rappeler que la transmission se fait de manière directe tant pour les charges verticales (charges permanentes et charges d'exploitation) que pour les forces horizontales (vent ou action sismique). Les voiles offrent une transmission fiable.

I-1-2 Dispositions et exigences de fonctionnalité

Les exigences de fonctionnalité et les évolutions de l'équipement dans l'enceinte des ouvrages imposent a priori la conception d'un volume facilement modulable avec un minimum de « contraintes » imposées par la présence des éléments structuraux. Cette démarche implique que des dispositions soient prises au moment de la conception pour que les interventions ultérieures (aménagements) puissent être faites sans affaiblissement de la structure et assurer le transfert des efforts. Les ensembles structuraux, assurant le transfert des efforts, doivent être aisément dissociables en éléments simples, afin qu'il n'y ait aucun doute sur le comportement de la structure à l'action sismique.

Ainsi la bonne conception des structures suppose la réalisation d'un ensemble formé par les planchers et les murs (voiles) ou les portiques en béton armé, disposés dans deux directions du plan et constituant un réseau tridimensionnel plus ou moins continu obtenu par :

- le fonctionnement en « diaphragmes » des planchers représente un rôle essentiel dans le comportement sismique d'ensemble,

- le fonctionnement en diaphragme vertical (figure I.5), « contreventement » des murs ou portiques en béton armé, obtenue par une disposition des éléments structuraux avec une résistance et rigidité équivalentes dans les deux directions principales et descendus en ligne droite (plombés) jusqu'aux fondations.

La rigidité des voiles a aussi pour effet de protéger les éléments non-structuraux (cloisons, revêtements.....) fragiles contrairement aux structures en portiques.

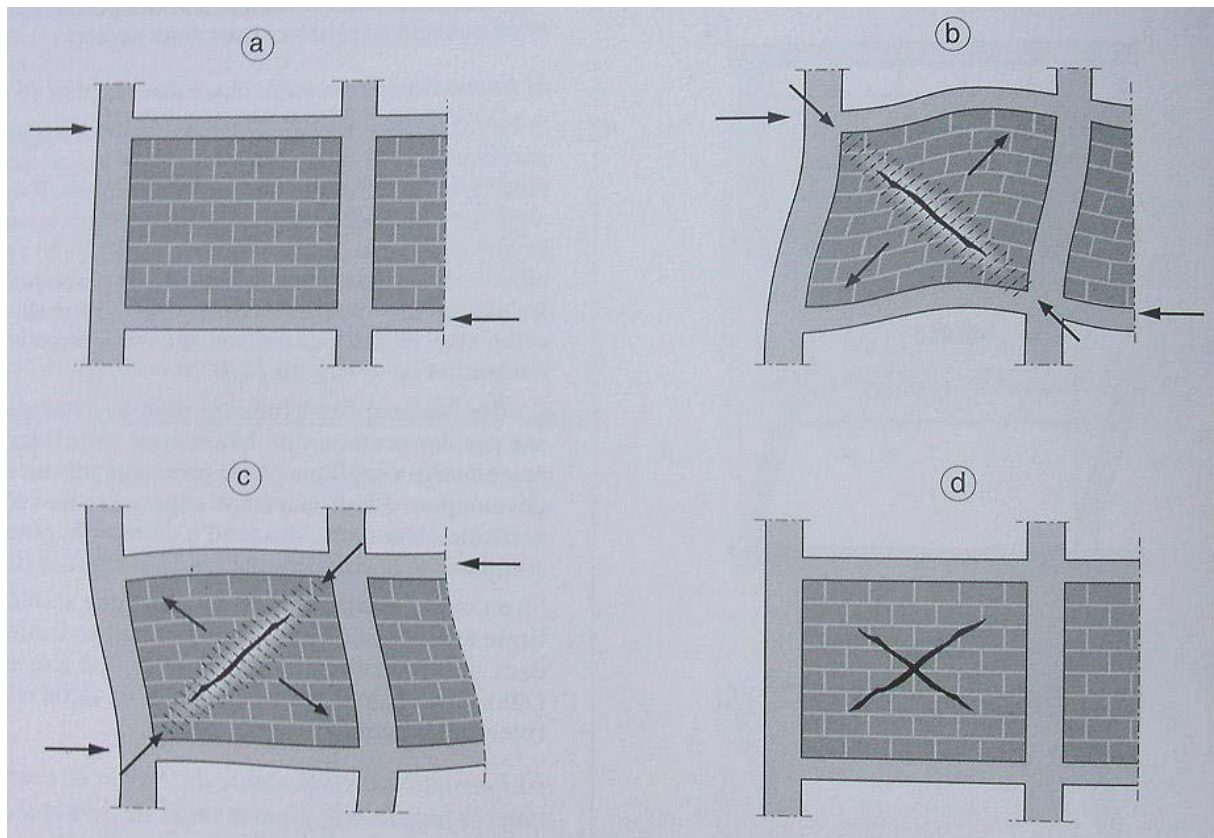


Figure I.5 : Fonctionnement en diaphragme vertical [3].

Les figures I.6 à I.8 montrent 3 exemples d'une mauvaise conception.



Figure I.6 : La structure est reprise uniquement à la périphérie du Rdc.

(instabilité sous sollicitation sismique) [3].

La disposition des voiles dans ce cas de figure engendre une déstabilisation au niveau de la structure. La continuité de la rigidité et de la transmission des charges n'est pas assurée, ainsi la structure peut présenter de grandes désordres sans qu'elle ne soit soumise à un moindre effort sismique.

- En bleu : les voiles.
- En vert : les poteaux ou les parois moulées.
- En gris : les poutres.

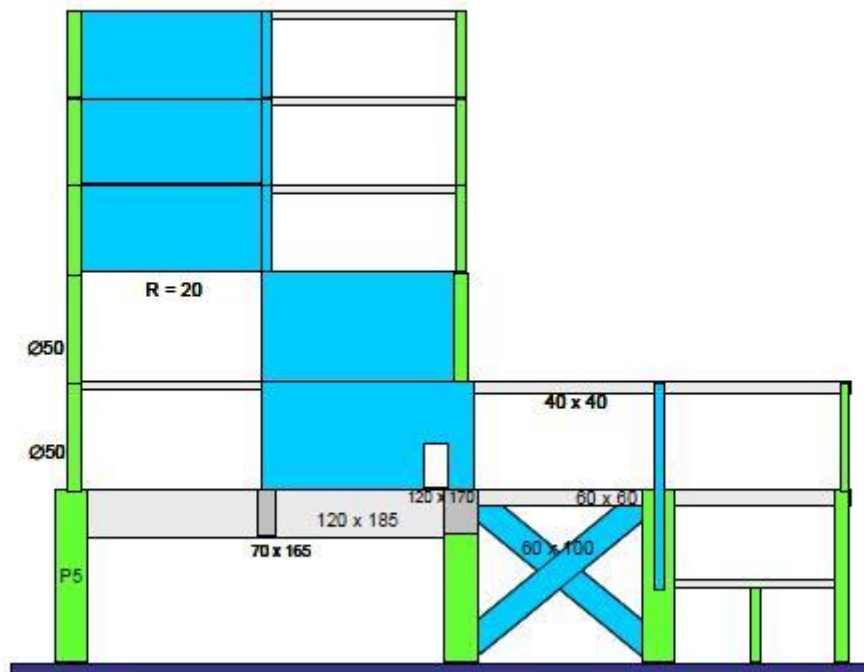


Figure I.7 : Le contreventement n'est pas assuré (instabilité sous sollicitation sismique) [3]

L'écart entre les rigidités est très important. La croix de St André offre une grande rigidité au niveau qui la comporte. Alors que d'autres niveaux présentent un contreventement faible. Ajouté à la non continuité du contreventement, cet écart peut engendrer des amplifications sismiques très importantes.

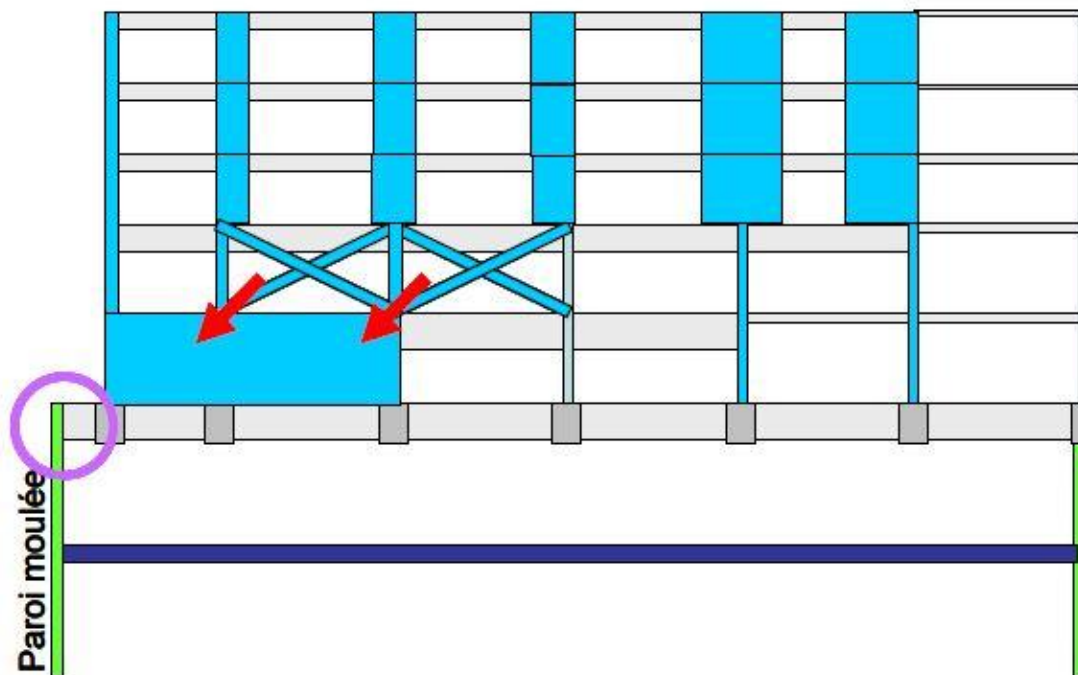


Figure I.8 : La structure est reprise uniquement à la périphérie du Rdc.

(instabilité sous sollicitation sismique) [3].

On peut formuler les dispositions et observations suivantes :

- répartition régulière et uniforme en plan d'un nombre suffisant d'éléments structuraux, qui permet des transmissions courtes et directes des forces sismiques (figure I.9),
- uniformité (régularité) en élévation qui tend à éliminer des zones au niveau desquelles des concentrations de contraintes peuvent se produire,
- un nombre réduit de murs entraîne une concentration des sollicitations horizontales avec un risque de décollement de leurs fondations, De même, répartir les éléments principaux de contreventement à proximité de la périphérie du bâtiment est certainement un facteur favorable pour reprendre les mouvements dus à la torsion, mais entraîne une dépense d'acier nécessaire à la transmission des efforts (figure I.10).

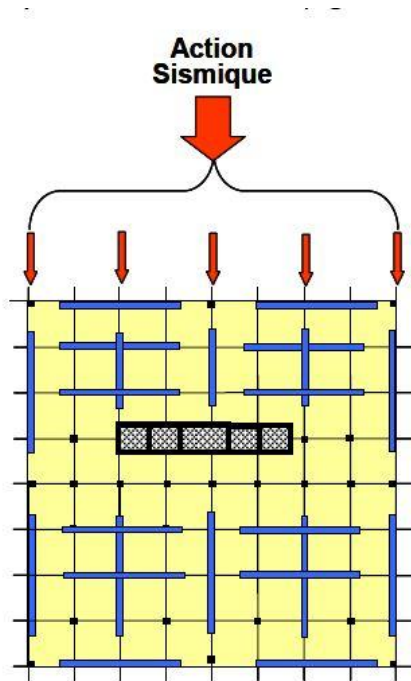


Figure I.9 : Voiles disposés régulièrement dans les deux sens du bâtiment.[3]

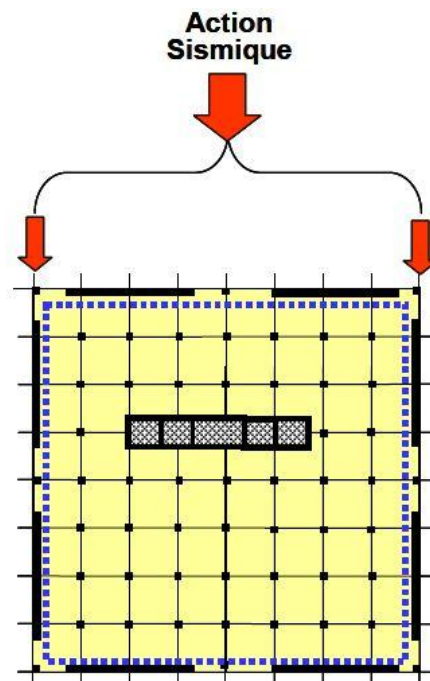


Figure I.10 : Voiles disposés sur la périphérie du bâtiment.[3]

➤ Soumis simultanément aux forces de gravité et aux actions horizontales de contreventement, les voiles sont le siège de contraintes d'autant plus importantes qu'ils comportent des ouvertures. La contrainte moyenne de cisaillement est un indicateur pertinent de la concentration des contraintes au droit des trumeaux et donc de la « consommation » d'acier.

I.2 Caractéristiques essentielles du comportement des voiles en béton armé

Le modèle le plus simple du voile est celui d'une console parfaitement encadrée à sa base. La figure (I.11) illustre l'exemple d'un voile soumis à une charge verticale N et à une charge horizontale V en tête. Le voile est sollicité par un effort normal et un effort tranchant constants sur toute la hauteur et par un moment fléchissant maximal dans la section d'encastrement. Le ferrailage classique des voiles est constitué d'armatures verticales concentrées aux deux extrémités du voile ou dans les ailes avec un pourcentage ρ_0 , d'armatures uniformément réparties (pourcentage ρ) et d'armatures horizontales (pourcentage ρ_t), elles aussi uniformément réparties. Les armatures verticales extrêmes sont de section plus importante que celles de leurs homologues car elles sont soumises à d'importantes forces de traction /compression créant ainsi un couple capable d'équilibrer le moment appliqué, elles ont pour rôle d'équilibrer le moment appliqué. Des cadres sont disposés autour des armatures d'extrémité afin d'organiser la ductilité de ces zones (éviter le gonflement du béton par son

confinement ainsi que le flambement des armatures). Enfin, les armatures verticales et horizontales de l'âme sont organisées par des épingles et elles ont le rôle de reprendre l'effort tranchant.

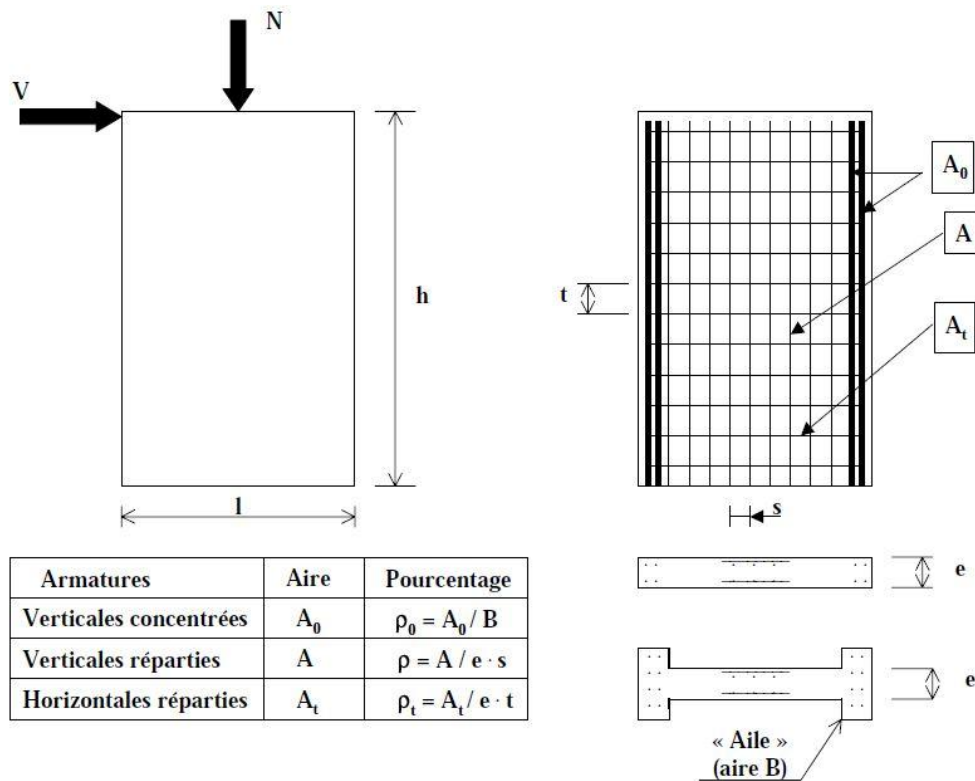


Figure I.11 : Schéma d'un voile plein et disposition du ferrillage. [2]

Un voile peut présenter des comportements mécaniques très différents. Les principaux paramètres ayant une influence importante sur le comportement d'un voile sont les suivants :

- L'élancement, défini comme le rapport de la hauteur sur la largeur du voile, h/l .
- La disposition et le pourcentage des armatures.
- L'intensité des efforts (verticale et horizontale).

Du point de vue de leur de fonctionnement, il convient de faire la distinction entre les voiles élancés ($h/l > 1.5$) et les voiles courts ($h/l < 1.5$). Ceci, permet de mettre en évidence deux grandes familles de modes de ruptures : modes de ruptures des voiles élancés et modes de ruptures des voiles courts. En s'appuyant sur les excellentes descriptions qu'ont fait [4] et [5] ainsi que la classification faite dans l'Eurocode 8 [6], nous présentons, en fonction

de l'élancement du voile, les modes de ruine les plus souvent rencontrés. Les modes de ruptures des voiles élancés sont schématisés dans les figures I.12 et I.13 .

I.2.1 Modes de ruptures des voiles élancés*1) Ruptures en flexion*

- **Mode f1** : rupture par plastification des armatures verticales tendues et écrasement du béton comprimé. C'est le schéma de ruine le plus satisfaisant qui correspond à la formation d'une rotule plastique dans la partie inférieure du voile avec une importante dissipation d'énergie. On observe ce mode de ruine dans les voiles très élancés, soumis à un effort normal de compression faible et à un cisaillement modéré.
- **Mode f2** : rupture par écrasement (forte compression) du béton. Ce mode de rupture se manifeste dans les voiles fortement armés soumis à un effort normal important, le **mode f1** est moins ductile que le **mode f2**, surtout dans le cas des sections rectangulaires.
- **Mode f3** : rupture fragile par rupture des armatures verticales tendues. C'est un mode de rupture qui se rencontre dans les voiles faiblement armés, lorsque les armatures verticales sont essentiellement réparties et non concentrées aux extrémités. La ductilité et la capacité d'absorption d'énergie peuvent être améliorées en concentrant les armatures aux extrémités

2) Ruptures en flexion-effort tranchant

- **Mode f/t** : rupture par plastifications des armatures verticales de flexion et des armatures transversales. C'est ce qui se produit dans les voiles moyennement élancés où la flexion n'est pas prépondérante et où les armatures horizontales ne suffisent pas.

3) Ruptures par effort tranchant

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

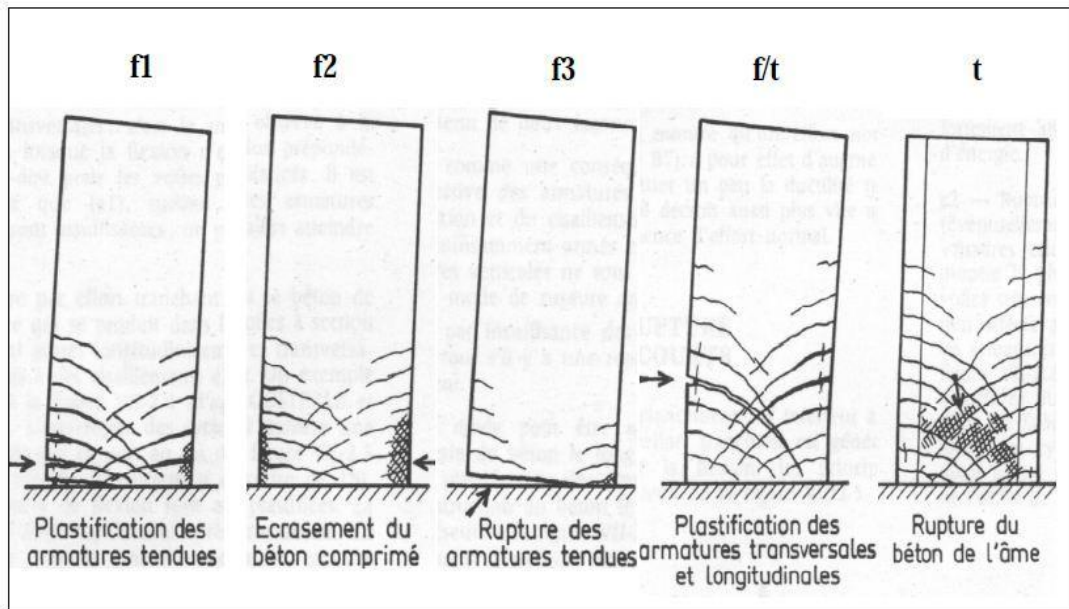


Figure I.11 : Modes de ruptures des voiles élancés. [4]

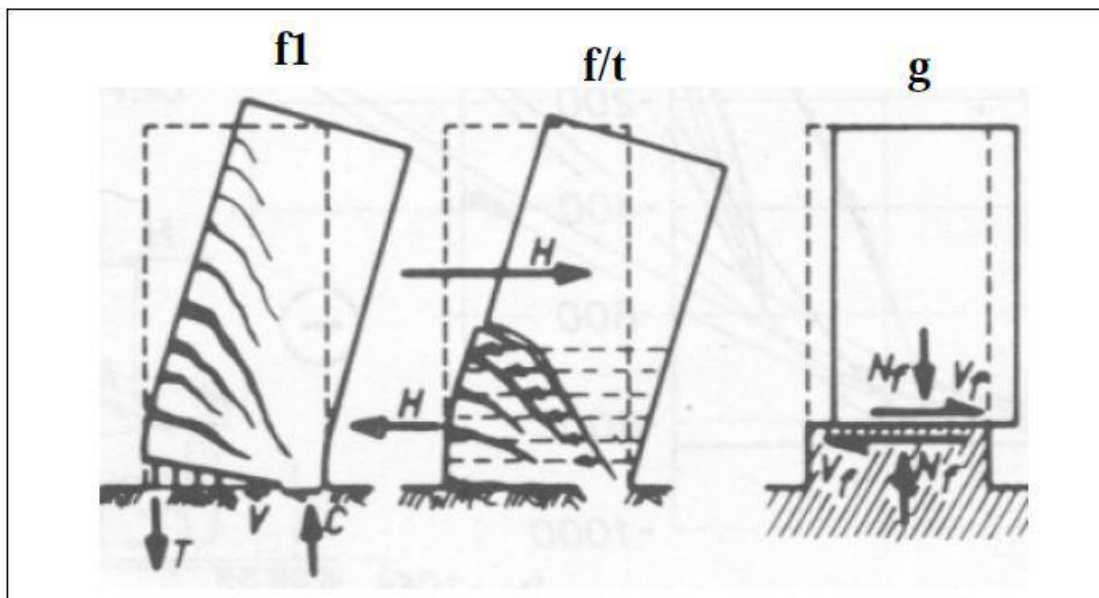


Figure I.12 : Modes de ruptures des voiles élancés. [5]

I.2.2 Modes de ruptures des voiles courts

Dans ce cas, l'effort tranchant est prépondérant sur l'effort de flexion. Les principaux modes de ruptures sont ceux des figures I.12 et I.13. On distingue trois cas :

Mode T1 : rupture par glissement (<<sliding shear>>) à l'encastrement. Ce mode de rupture, conséquence de la plastification progressive des armatures verticales est accompagné d'importants glissements qui réduisent de manière significative la raideur et la dissipation hystérétique. Ce type de rupture peut aussi être obtenu lorsque les armatures verticales réparties sont insuffisantes.

Mode T2 : rupture diagonale (<<diagonal tension failure>>) avec plastification ou rupture des armatures le long des fissures diagonales. Ce mode est rencontré dans les voiles moyennement armés sollicités par un faible effort normal.

Mode T3 : rupture par écrasement (<<rupture tension failure>>) du béton de l'âme, à la base des bielles transmettant les efforts de compression. C'est un mode de ruine caractéristique des voiles fortement armés, surtout s'ils sont associés à des raideurs sur le bord.

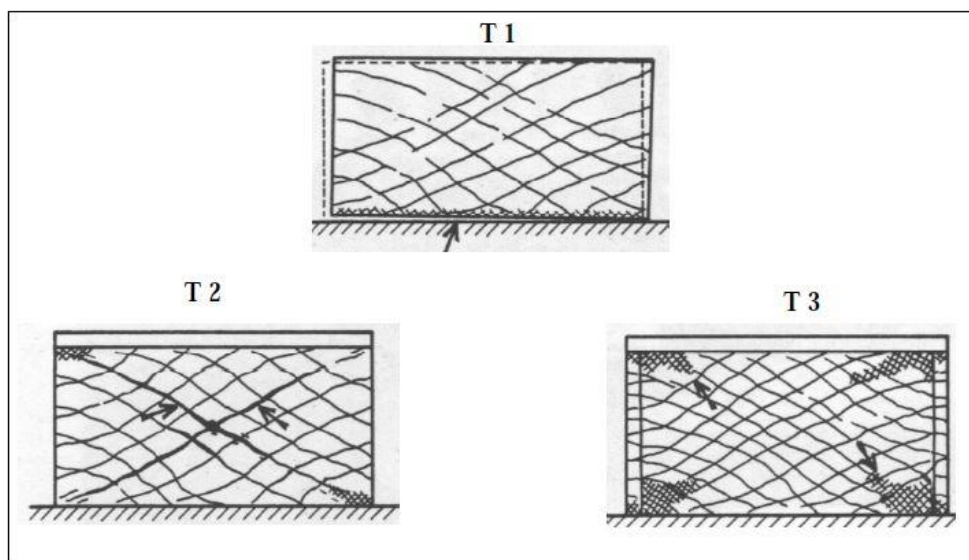


Figure I.12 : Modes de ruptures des voiles courts. [4]

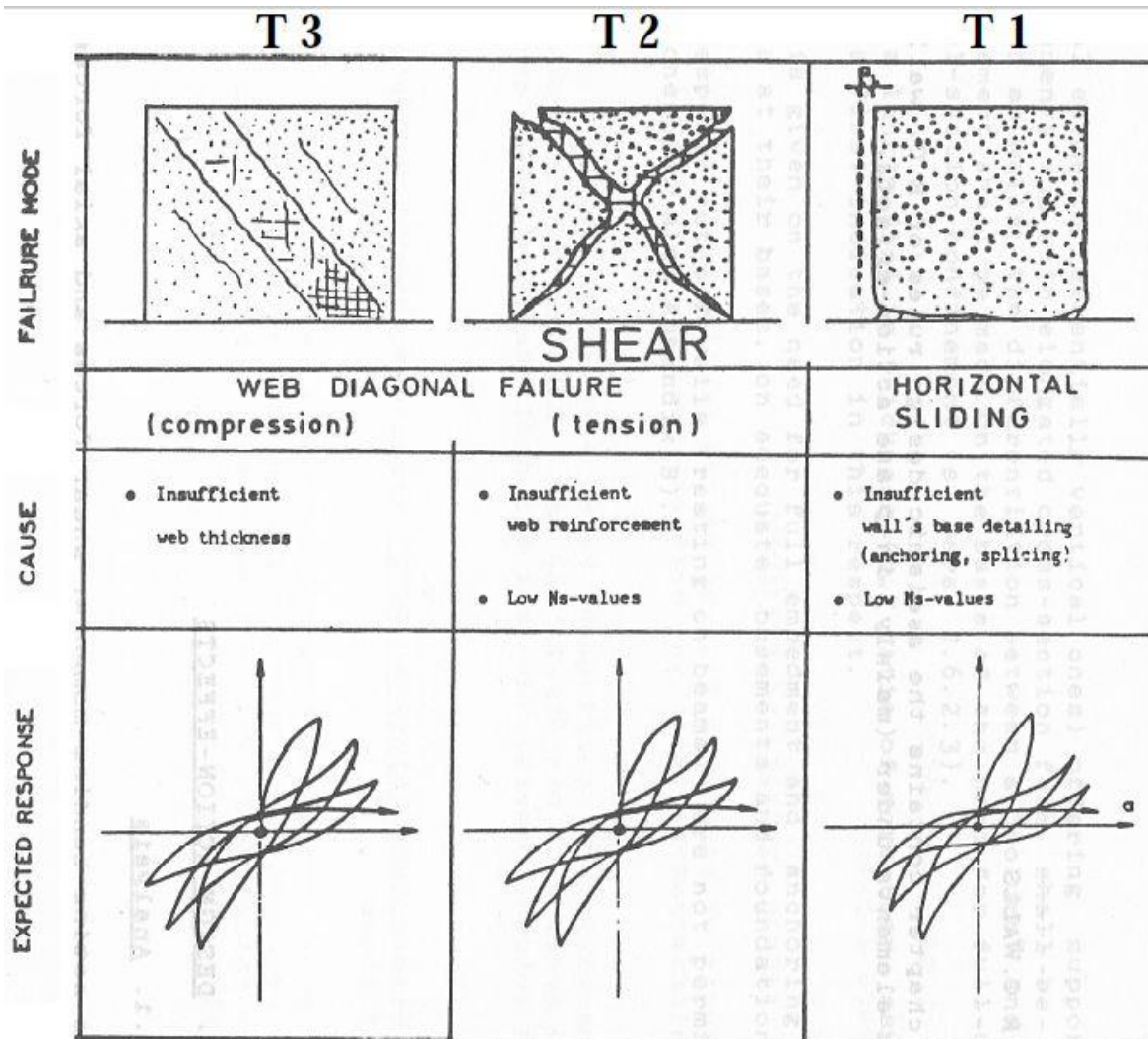


Figure I.13 : Modes de ruptures des voiles courts. [6]

I.3 L'expérimental et les voiles

Afin de comprendre le comportement mécanique d'un élément quelconque, il y a toujours nécessité de se référer à l'expérimental afin de rendre valides ou invalides les formules et résultats théoriques. Des pays avancés dans le parasismique ont réalisé de nombreuses expériences concernant les voiles en béton armé. Ils sont étudiés en premier lieu comme des éléments isolés puis étudiés à travers des structures complètes, la synthèse de [4] en est un bon moyen illustratif qui considère les paramètres suivants :

- L'élancement h/l : compris entre 0.25 et 3.4.
- La géométrie du voile : pour la plupart des essais la section est rectangulaire ; mais certains voiles comprennent des raidisseurs (section en I)
- La disposition et le pourcentage du ferrailage : le pourcentage des armatures verticales et horizontales réparties est souvent compris entre 0 et 0.3%, tandis que le pourcentage des armatures concentrées dépasse les 1%.

- Les sollicitations : un effort horizontal est généralement appliqué en tête du voile ; dans un certain nombre d'essais le voile est sollicité par un effort normal constant.
- Type de chargement : tous les essais concernant les voiles isolés ont été réalisés sous chargement cyclique alterné (72%) ou monotone (25%).

Les essais sur structures sont très rares car ils nécessitent de grands moyens financiers et techniques. Ils sont très utiles car ils permettent d'intégrer le comportement de l'élément sur toute la structure et pouvoir ainsi poser et valider des normes de conception des modèles et des lois de comportement en s'approchant au maximum de la réalité. Il existe de différents essais dont le principe est quasiment le même, c.à.d. obtenir des résultats et en déduire des lois généralisées à des cas de figures bien précis. Ces essais sont classés en deux grandes familles :

I.3.1 Les essais sur table vibrante

Ils permettent la simulation du comportement d'une structure soumise à des sollicitations sismiques à travers des modèles réduits. **Les laboratoires parasismiques algériens détiennent une table vibrante issue des dernières technologies, elle comporte six degrés de liberté, donc une grande fiabilité.**

I.3.2 Les essais pseudo dynamiques

Ils sont moins précis, car ils ne tiennent pas compte de la vitesse sur le comportement des matériaux. Celle-ci n'est pas prise en compte à cause de la taille des structures qui est plus importante. Donc, plus grande est la maquette, moins précis sont les résultats.

En coopération, les Etats-Unis et le Japon (les pays les plus avancés dans le domaine parasismique) ont réalisé des essais sur de différents modèles sous chargement statique, cyclique, pseudo dynamique et sur table vibrante. Des éléments de structure de 7 étages comportant un voile raidis à ces extrémités (<<barbell wall>>), deux portiques formés de poutres et poteaux en béton armé ont été testés dans des laboratoires japonais et américain. De plus, un spécimen à l'échelle 1 a été testé sur le mur de Tsukuba (Japon). Les essais dynamiques sur la table vibrante de Berkely (USA) ont eu lieu sur une maquette à l'échelle 1/5. Le mode de comportement observé lors des deux essais est quasi similaire : le mur se fissure sur les trois premiers étages, mais une fissure très prononcée se forme à sa base et le voile fonctionne tel qu'un bloc rigide qui bascule. Toutefois, l'ouverture de la fissure inférieure et le basculement des voiles sont limités par la présence des portiques. Ces essais ont mis en évidence le comportement global du voile ainsi que l'interaction portique-voile dans les structures mixte.

Une maquette simplement posée et formée de deux voiles porteurs faiblement armés a été testée sur la table vibrante du CEA lors du projet CASSBA (conception et analyse sismique des structures en béton armé). Le but du projet était de tester et d'améliorer la compréhension du comportement des bâtiments à murs porteurs, pour mettre en question les dispositions constructives sévères imposées par certains règlements comme le Règlement Parasismique

Algérien (RPA) [1] qui réduisent parfois les possibilités d'exploitation de ce type de structures. Le comportement a été nettement influencé par les conditions d'appui et a été très proche de celui d'un bloc rigide basculant sur table.

Toutes ces expériences ont été réalisées pour valider la conception, comprendre le fonctionnement et faire progresser les connaissances. Toutefois, malgré le nombre d'essais réalisés dans le monde, essais qui ont permis le développement des codes de constructions, mais il est évident que certains problèmes demeurent sans solution, ce qui nécessite des investigations et recherches supplémentaires.

I.4 Influence du ferrailage sur le comportement des voiles

I.4.1 Cas des voiles faiblement armés

Les voiles faiblement armés sont généralement en surabondance dans un même sens, de ce fait, soumis à des contraintes modestes. Sous l'action sismique, ces murs devraient avoir un comportement multi fusible, résultant d'une ductilité répartie et d'une fissuration distribuée sur la hauteur du voile, générée par la limitation et l'optimisation des ferrillages. Ce type de comportement est assez différent de celui qui comporte la formation d'une rotule plastique uniquement à la base du voile. Des recherches sont en cours afin de mieux comprendre le comportement du béton faiblement armé.

I.4.2 Cas des voiles fortement armés

Quelque soit la forme des voiles, ces derniers doivent résister et rester stables sous charges sismiques dans tous les sens du bâtiment, mais pour les murs en **U**, en **T** et en **L**, peu d'essais ont été réalisés. Il est utile de souligner que les règles du RPA sont très adaptés aux voiles à section rectangulaire, sont dans une moindre mesure applicable dans le cas des sections non rectangulaires. Il convient donc, compte tenu des incertitudes qui subsistent encore, d'étudier les différentes caractéristiques du comportement de ce type de structures en termes de capacité d'absorption d'énergie, de déformation ductile (sans rupture) et de mode de ruine.

Malgré les innombrables essais réalisés la maîtrise totale des effets dynamiques demeure vaine, surtout lorsqu'il s'agit de voiles en béton armé semblables à ceux destinés à la construction dans le domaine nucléaire (faiblement élancés et fortement ferrillé), ils sont soumis à des efforts dynamiques de cisaillement dus au séisme. Ces besoins, ainsi que la nécessité de préciser les marges inhérentes à la pratique de dimensionnement sismique des voiles de contreventement sont à l'origine de plusieurs programmes de recherche.

I-5 Les voiles en béton armé dans les normes

Un voile de qualité est construit en béton armé avec des matériaux de qualité tout en sachant qu'une main d'œuvre qualifiée est requise. Pour des performances optimales il y'a lieu de respecter les critères suivants :

- Une parfaite cohésion entre un béton et des armatures de qualité

Tant qu'il ne reçoit que les charges verticales permanentes (poids de la construction, des équipements, des occupants...), le béton armé peut présenter certains défauts qui restent cachés (ou non). Dès qu'il est secoué par un séisme, tous les défauts sont causes de dégradations accélérées faute de cohésion parfaite des deux matériaux qui le composent, le béton et les armatures. La désagrégation se propage parfois jusqu'à la ruine.

- Renforcement des zones critiques

Les bases des voiles (Rez-de-chaussée) subissent les contraintes les plus élevées de la structure. Elles sont donc considérées comme « critiques ».

Les régions situées à la base des voiles, (habituellement sur une hauteur d'étage dont la hauteur n'excède pas la largeur des voiles), ainsi que celles situées à chaque niveau de changement notable de la section de coffrage, font l'objet de dispositions spéciales des règles de construction parasismique qui nous demandent de renforcer les chaînages à ces endroits.

- Minimum de vides dans le béton

Opter pour des formules de béton donnant un minimum de vides , ceci passe par une sélection méticuleuse des composants afin d'éviter les phénomènes de retrait et de gonflement. Les formules de confection du béton sont nombreuses mais elles partent toutes du même principe :

Un minimum d'eau → un minimum de vides → un maximum de résistance

- Des aciers certifiés ISO

Les aciers (ronds) utilisés doivent être soumis à des essais d'homologation et offrir de bonnes capacités de résistance et de dissipation. Les ronds HA sont requis pour assurer une bonne cohésion acier-béton.

I.5.1 Conditions de mise en œuvre

Une main d'œuvre qualifiée est nécessaire pour l'obtention des performances requises, cette main d'œuvre démarre des bureaux d'études d'architecture et de génie civil où ont été élaborés les différents plans et calculs.

Les méthodes de mise en œuvre sont différentes, elles sont choisies selon les conditions, les moyens et les règlements [1],[8].

I.5.1.1 Mise en œuvre des aciers

Les aciers de section déterminée par un calcul préalable sont mis en forme et assemblés afin de constituer l'armature de l'élément considéré ; cette ensemble d'opérations est appelé ferrailage. Les aciers doivent être enrobés selon l'agressivité du milieu.

- **Rôle des armatures dans les structures**



Figure I.15 : Les armatures ont évité la ruine à cette cheminé industrielle de 50 m [3]

La méthode dont est ferrillé un voile influe de manière directe et conséquente sur son comportement car chaque méthode donne des sections différentes.

I.5.1.2 Les coffrages, étais et outils**1.5.1.2.1 Les coffrages**

La qualité des coffrages est très importante, car ils font office de moule assurant la stabilité de la forme géométrique voulue. Ils reprennent les efforts avant que les résistances requises du béton ne soient atteinte. Un mauvais coffrage peut causer la ruine d'une structure.[9]

a) Matières et Dimensions

Un bon coffrage doit être résistant, étanche et récupérable. Par conséquent, ils sont fabriqués à partir de bois massifs (sapin, chêne, cèdre), de métal ou de plastic dense tel que le PEHD (polyéthylène haute densité). On trouve sur le marché des panneaux de coffrages de sections diverses adaptées à toutes les formes envisageables dans le domaine du génie civil.

b) Techniques

On peut se référer à :

- la technique de la coupe sur chantier avec des outils de grande précision.
- l'assemblage des panneaux métalliques qui permettent un gain de temps, et l'obtention de meilleures surfaces.
- la technique pneumatique est réservée aux chantiers de grande importance.
- le glissage est une technique couteuse issue des dernières technologies, elle est souvent réservée aux éléments de taille importante et de section régulière.

I.5.1.2.2 Les étayages

Ce sont des éléments qui jouent le rôle d'appuis provisoires avant que les résistances requises pour le décoffrage ne soient atteintes. Les étais en bois sont interdits par le RPA à cause de leur importante déformation, conséquente sur la forme ainsi que sur les conditions de durcissement du béton, pour ces raisons les métalliques leur sont préférés.

I.5.1.2.3 Les outils

Des outils de plus en plus pratiques et performants sont destinés au monde du génie civil, que ce soit du côté de l'étude ou de la réalisation.

I.5.1.3 Mise en œuvre du béton

Les bétons sont souvent coulés sur place, pour qu'ils occupent un maximum du volume à couler et éviter la ségrégation des aciers, un vibrage spécifique doit être effectué. Il doit être confectionné de sorte à ce qu'il réponde aux normes en termes de résistance (≥ 20 Mpa), d'isolation et de durabilité.

I.5.1.4 Conséquences de la mauvaise mise en œuvre

- Dommages, ruines et pertes.....



Figure I.16 : Béton non vibré : manque de matière et enrobage des aciers non réalisé. (photo prise dans un chantier de la ville de Tizi Ouzou)



Figure I.17 : Corrosion d'aciers dont l'enrobage ne respecte pas les dispositions réglementaires en atmosphère corrosive. (photo d'une maison de la ville de Dellys).



Figure I.18 : Séisme d'Izmit en Turquie [7]

Ruine totale des trois immeubles, alors que ceux à côté n'ont subi aucun dommage grâce aux voiles qui ont assuré leur stabilité.

I.5.2 La solution pour renforcer les voiles en béton armé

La nature du chaînage des voiles en zone sismique est défini par les règles du RPA 99ver 2003 [1]. En ce qui concerne les autres armatures de voile, les règles communes à toutes les zones (sismiques ou non) du BAEL s'appliquent. Le principe des règlements consiste à éviter l'éclatement du béton et de faire en sorte à ce que les aciers soient le mieux enrobés afin d'assurer une bonne interaction (adhérence) acier-béton et éviter tout risque de corrosion car les armatures corrodées ne sont d'aucun apport en terme de résistance pour le béton en cas de séisme. Attention, le colmatage des éclats, comme il est fréquemment réalisé pour la remise en état des bâtiments ne rend pas leur résistance aux aciers déjà corrodés. Il faut absolument que le béton et les armatures travaillent parfaitement ensemble pour résister à tous les efforts que la construction subira : traction, compression, flexion, torsion.

I.5.3 Présentation des méthodes de ferrailage

I.5.3.1 Méthode des bandes

C'est une méthode de RDM 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 (N,M) qui est sensé être reprise par les armatures verticales. Le calcul se fera pour des bandes de largeur d .

Avec $d \leq \min (h_c/2; l_c/3)$

h_c : hauteur d'étage (du voile).

L_c : longueur de la zone comprimée.

$$\sigma_{max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I} \quad \sigma_{min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

B : section du béton.

I : inertie du voile.

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

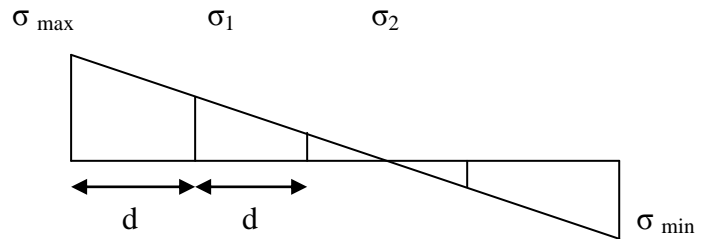


Figure I.19 : Diagramme des contraintes d'un voile en flexion composée.

La méthode des bandes considère les cas de sections entièrement comprimée ou entièrement tendue, pour des raisons de sécurité le cas entièrement tendu est souvent choisi.

$$N_i = \frac{N_i - B \cdot f_{bc}}{2} \cdot d \cdot e$$

$$N(i + 1) = \frac{N(i + 1) - B \cdot f_{bc}}{2} \cdot d \cdot e$$

e : épaisseur du voile.

- ✓ Section entièrement comprimée :

$$A_{vi} = \frac{N_i - B f_{bc}}{\sigma_s}$$

- ✓ Section entièrement tendue :

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

$$A_{vi} = \frac{N_i}{\sigma_s}$$

f_{bc} : contrainte limite du béton en compression

σ_s : contrainte limite des aciers

Les sections obtenues sont minimales car la méthode considère les efforts statiques et ne prend pas en considération les effets dynamiques et cycliques.

I.5.3.2 Méthode classique

C'est une méthode dite classique en Algérie à cause de son imposition par le RPA (99 ver 2003), mais d'autres pays (non sismiques) la considèrent vorace en terme d'aciers et trop onéreuse. Les calculs de cette dernière donnent des sections importantes et des dispositions assez méticuleuses ; la méthode tient compte non seulement des efforts statiques mais aussi des effets dynamiques, de vitesse, de déformation, de fatigue et autres. La méthode tient compte d'un nombre important de paramètres, elle est sujette à de nombreuses études et des améliorations lui en été apportées ; elles seront mises en vigueur dans le nouvel RPA qui sera publié courant 2012.

Durant notre travail, nous allons nous intéresser uniquement au ferrailage des trumeaux. Les calculs se font en flexion composée avec effort tranchant, et à partir des quels des armatures verticales et horizontales sont obtenues.

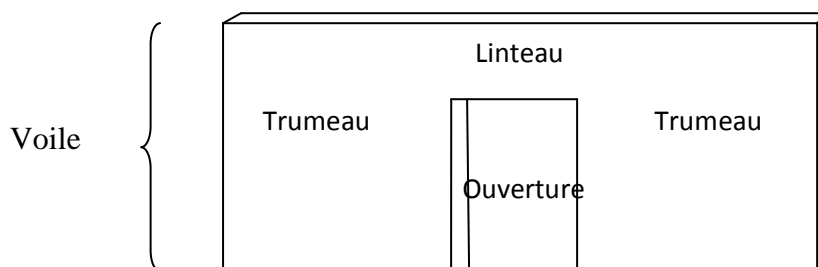


Figure I.20 : voile avec ouverture.

➤ **Armatures verticales**

Elles ont pour rôle de reprendre les efforts de traction, le règlement exige qu' elle représente au moins 0.20% de la section horizontale du béton tendu au sein du voile. Les barres des extrémités sont souvent concentrées et ligaturées avec des cadres et leur espacement ne doit pas être supérieur à l'épaisseur du voile.

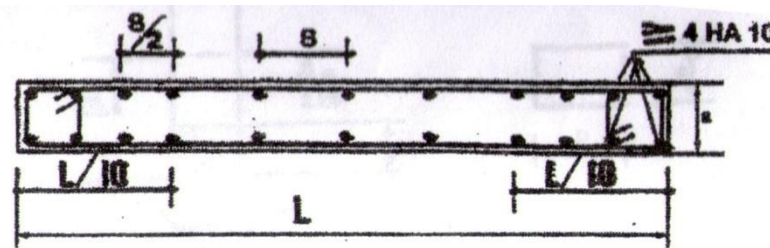


Figure I.21 : Plan de ferrailage [1].

Si des efforts importants de compression sont imposés aux extrémités du voile, les barres verticales doivent respecter les conditions appliquées aux poteaux.

Les barres du dernier niveau doivent être munies de crochets à la partie supérieure afin d'éviter la coupe qui expose les aciers au milieu extérieur. Les autres barres en sont dépourvues car elles sont jointes par recouvrement

A chaque extrémité du voile, l'espacement des barres doit être réduit de moitié. Cet espacement doit au plus égale à 15 cm.

I.6 Conclusion

Les voiles sont des éléments de contreventements qui apportent de la stabilité à la structure ainsi qu'à ses occupants, leur réalisation nécessite une certaine maîtrise des phénomènes physiques, dynamiques, sismiques et même chimiques. Des études et réalisations hasardeuses feront de ces éléments un lest de plus pour la structure, ce qui la rendra plus vulnérable vis-à-vis des séismes qui sont une fraction du poids total de la structure.

Dans ce premier chapitre nous avons présenté les modes de contreventements, leur comportement et deux méthodes qui peuvent contribuer à leur ferrailage.

Chapitre II

Comportement des matériaux

Introduction

Les deux matériaux qui constituent notre composite béton armé sont bels et biens l'acier et le béton. Il est plus que nécessaire de connaître leurs comportements sous différentes sollicitations afin de permettre modélisation et simulation dans des conditions en étroite relation avec le coté pragmatique. Il est évident que l'acier et le béton se comportent de manières très différentes ; nous avons mis en vigueur cette différence en présentant le comportement de chaque matériau. Celles-ci fonctionnent avec des critères quasi ou parfaitement similaires (déformation, déplacement, endommagement, rupture.....) mais avec des paramètres et caractéristiques différents.

II.1 Béton, un matériau granulaire

Le béton hydraulique est constitué de granulats, de ciment et d'eau. Pour construire un abri pour les poules, un bon béton se réalise avec une mesure (en volume) de ciment, deux mesures de sable sec, quatre mesures de gravier et une bonne mesure d'eau (en fonction des conditions climatiques. Mais pour les bétons du Génie Civil les choses ne sont pas si simples !

Au fil de l'histoire les bâtisseurs ont toujours eu besoins de liant, ils commencèrent il y a environ trois millénaires par l'usage de matériaux tels que l'argile, la chaux, le gypse.....

Ce n'est qu'au cours du XVII^e siècle que le britannique John Smeaton a mis au point le premier béton moderne en utilisant comme liant un mélange de brique pulvérisées et des gravillons alluvionnaire. En 1824, son compatriote Joseph Aspdin un matériau qui ne cesse d'être convoité de nos jours ; le ciment portland est un liant qui procure au béton une bonne résistance en compression mais médiocre en traction. En 1849 un jardinier parisien du nom de Joseph Monier est parvenu à remédier à ce problème en ayant eu l'idée de renforcer ses bacs à fleurs confectionnés en béton en incorporant dans ce dernier des barres d'acier. Il a eu le brevet de son invention en 1867 [12].

II.1.1 Composition du béton

Un béton est généralement composé de granulats liés par une pate liante qui est à son tour composée de ciment et d'eau. Les proportions sont définies en fonction de la tâche envers laquelle est destiné le béton, pour ce faire il existe diverses formules. Dans la grande majorité des cas, la formulation consiste à rechercher la compacité maximum du squelette granulaire afin de minimiser non seulement le cout mais aussi les déformations liées à l'hydratation du ciment et la chaleur dégagée.

A l'état frais, le ciment faisant partie du squelette granulaire, la compacité peut atteindre 83%, celle des granulats est de l'ordre de 72 %. A l'état durci, une partie du ciment reste non hydraté et seulement 20 % de l'eau de gâchage s'est combinée avec le ciment pour former les hydrates. Au final, les bétons classiques ont une porosité de l'ordre de 16 % correspondant à l'eau non consommée et qui s'évapore au cours du temps en produisant le retrait de dessiccation.

La structure d'un béton fini est la suivante :



Figure II.1 : Carotte montrant la constitution d'un béton prélevé sur un voile

(photo prise par le laboratoire d'analyse des matériaux LMBTP)

- des granulats de différentes dimensions ;
- de la pâte de ciment liée aux granulats, le ciment durci étant poreux (pores de 1 à 100 nm, des hydrates et des pores capillaires de 100 à 1000 nm, reliquat du réseau capillaire du béton frais) ;
- de l'eau dans certains pores (l'eau des pores capillaires pouvant se transformer en glace par temps froid) ;
- des défauts de liaison pâte-grains et au sein de la pâte constitués de micro-fissures dues aux différents retraites et des cavités provenant des bulles d'air emprisonnés lors de la mise en œuvre.

II.1.1.1 Granulats

En Algérie, les granulats sont le plus souvent de provenance alluvionnaire (lits des rivières) vu la facilité d'extraction, l'apport de la quartzite (très répandue sur les lits du Sébaou) en résistance à la compression et une bonne ouvrabilité. Une autre partie de ces granulats nous provient des roches concassées de natures très différentes (silico-calcaire, granit...) mais il faut éviter la silice mal cristallisée, qui est la cause des réactions alcali-silice (réaction alcali-

granulaire (RAG) provoquant en présence d'eau, par gonflement interne, la rupture prématurée du béton.

On caractérise un granulat par sa courbe granulaire qui donne, en fonction de la dimension moyenne du grain, le pourcentage des grains de dimension inférieure à une valeur donnée. Une dimension intrinsèque au matériau béton est ainsi introduite. Ces longueurs internes caractéristiques des modèles non-locaux, sont de l'ordre de 3 à 4 fois la taille du plus gros granulat (modèle de Mazars) [11].

inférieur à 5 mm. Pour les bétons, le diamètre des grains peut atteindre 25 mm (cas des voiles en béton armé) et, dans des cas très particuliers des grands ouvrages tels que les barrages, on utilise des cailloux (jusqu'à 100 mm) et des moellons (160 mm et plus).

La dimension caractéristique des granulats à utiliser D dépend de la dimension caractéristique des ouvrages auxquels est destiné le béton ; si h est la plus petite dimension de l'ouvrage et l'espace compris entre deux armatures de ferrailage éventuel :

$$D \leq \frac{h}{4} \quad \text{ou} \quad D \leq \frac{3}{4} e$$

II.1.1.2 Ciment

Le ciment le plus courant ou ciment Portland artificiel est essentiellement constitué de :

_ de silicate tricalcique $3\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ ou $\text{C}_3\text{-S}$ ($\approx 60\%$).

_ de silicate dicalcique $2\text{CaO} \cdot \text{SiO}_2$ ou $\text{C}_2\text{-S}$ ($\approx 20\%$). [12]

_ d'aluminate tricalcique $3\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3$ ou $\text{C}_3\text{-A}$ ($\approx 20\%$).

_ d'alluminoferrite tétracalcique $4\text{CaO} \cdot \text{Al}_2\text{O}_3 \cdot \text{Fe}_2\text{O}_3$ $\text{C}_4\text{-A-F}$ ($\approx 7\%$).

Et de gypse ($\approx 3\%$), broyés en poudre dont les grains ont des dimensions de l'ordre de 10 à 50 μm .

Ces constituants, faisant du ciment un liant hydraulique, ont la propriété de se transformer par hydratation en une véritable pierre artificielle.

II.1.1.3 Hydratation de la pate de ciment

Un mélange de 2/3 en poids de ciment et de 1/3 d'eau forme une pate qui durcit en fonction du temps. Au début de la prise, les constituants anhydres se dissolvent jusqu'à saturation et réagissent en solution pour former des hydrates, souvent sous forme de feuillets simples mal cristallisés, qui précipitent en enveloppant les grains anhydres. Les cristaux constitués de silicates de calcium hydratés (C-S-H), d'hydroxyde de calcium hydraté ($\text{Ca}(\text{OH})_2$ ou portlandite) et de différents aluminates hydratés. La pate reste fluide pendant quelques heures

puis durcit par croissance des cristaux de tobermorite et de portlandite issus des silicates. L'hydratation engendre des réactions chimiques de type :



Et conduit aux phénomènes suivants :

_ Augmentation de la surface spécifique des grains d'un facteur 100 (ciments $\approx 3000 \text{ cm}^2/\text{g}$, hydrates $\approx 10^6 \text{ cm}^2/\text{g}$).

_ Contraction chimique (15% du volume du ciment) dite le Chatelier provoquant un retrait endogène du béton de l'ordre de 0,1 à 0,3 mm/m. Des adjuvants récents peuvent modérer cette valeur.

_ Dégagement de chaleur de 400 à 500 kJ /kg de ciment (réaction exothermique).

_ Durcissement en fonction du temps : la résistance à la rupture en compression normée à 1 au 7^e jour et de 0,35 au 2^e jour, de 1,5 au 28^e jour, de 1,8 au bout d'un an et de 2,2 au bout de 10 ans. La référence est généralement à 28 jours.

La libération d'hydroxyde de calcium lors de l'hydratation confère au milieu une forte basicité qui passive l'acier et donc qui protège les armatures métalliques de la corrosion au sein du béton.

Le ciment peut être utilisé tel quel, tout au moins tant que les élévations de température dues aux réactions exothermiques d'hydratation ne sont pas trop importantes (donc tant que les structures ne sont pas trop massives)

II.1.2 Comportement expérimental du béton sous chargements monotones, cycliques ou sismiques

Le béton est un matériau hétérogène, son comportement diffère d'un état de sollicitation à l'autre.

II.1.2.1.1 Comportement en compression uniaxiale

Il est très facile de connaître la résistance en compression par l'essai d'écrasement à la presse hydraulique qui est le plus souvent appliqué sur des éprouvettes cylindriques avec une hauteur et diamètre normalisés respectivement de 32 et 16 cm. Les résultats de l'essai peuvent se résumer sur la courbe contrainte-déformation représentée sur la figure II.2.

On a toujours besoin de connaître les principales caractéristiques techniques du béton. Pour cela nous aurons besoin de :

- Une presse hydraulique qui nous donnera la contrainte à la rupture en compression selon la formule suivante :

$$\sigma_{cj} = f_{cj} = F / S \dots\dots\dots (II.1)$$

f_{cj} : contrainte de rupture en compression correspondant à un nombre de jours donné.

F : la force appliquée en progression à vitesse constante par la presse afin d'éviter les effets de choc.

S : section circulaire de l'éprouvette normalisée avec une section de 201 cm² et une hauteur de 32 cm.

- La contrainte de rupture peut être obtenue par fendage (essai brésilien), mais la loi simplificatrice suivante est souvent utilisée :

$$\sigma_{tj} = 0.6 + 0.06 f_{cj} \dots\dots\dots (II.2)$$

La contrainte de rupture en traction est comprise entre 7% à 10% de son homologue en compression.

- Il est très utile de déterminer le module d'élasticité du béton grâce à un comparateur qui sera intimement lié à la partie centrale de l'éprouvette afin d'éviter les perturbations des concentrations de contraintes. Une fois les déformations (ϵ) obtenues sur le comparateur nous aurons à solliciter la loi d'élasticité suivante :

$$\sigma_{cj} = E. \epsilon \dots\dots\dots (II.3)$$

E est le module d'élasticité du béton qui est souvent compris entre 28000 et 32000 MPa lorsqu'il est de bonne qualité.

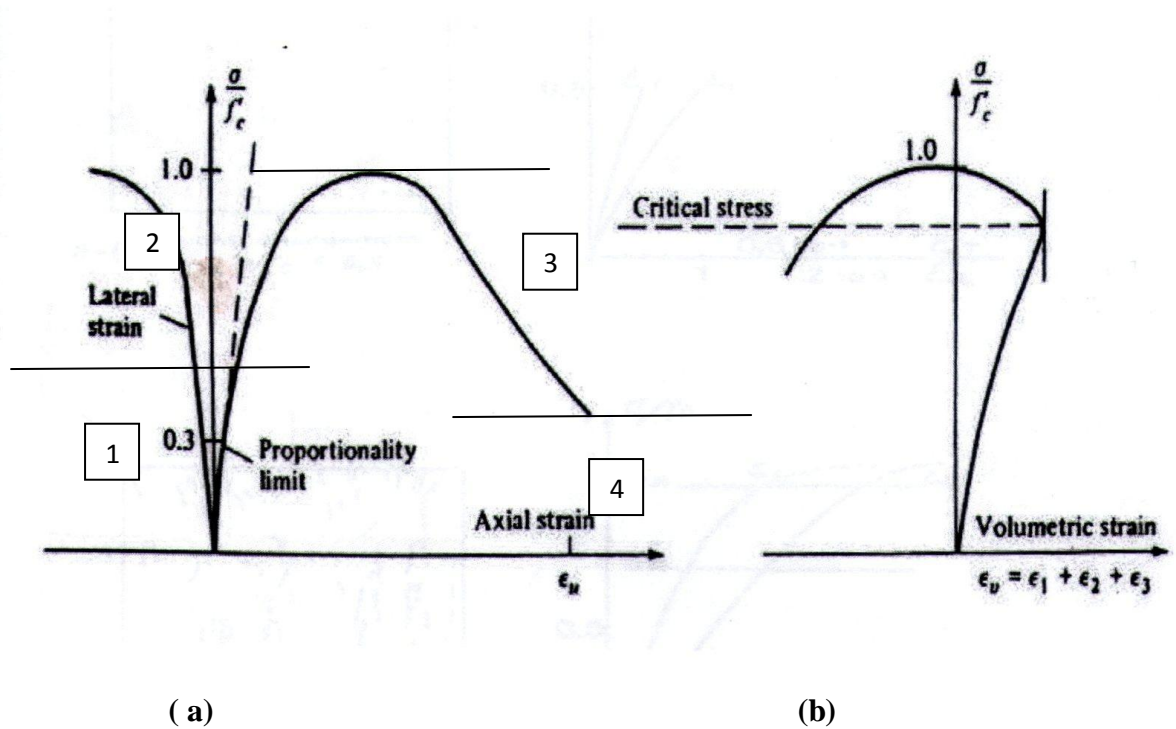


Figure II.2 : Comportement du béton en compression simple [13]

Nous pouvons décomposer la courbe en quatre domaines :

Domaine 1 : Le béton présente un comportement Hookien à environ 30% à 50% de la limite en compression f_c .

Domaine 2 : La courbe prend une forme non linéaire (comportement inélastique) jusqu'à environ 75% ; 90% de la contrainte limite en compression. Au-delà de la sollicitation correspondant à la limite d'élasticité, les microfissures aux liaisons de la pâte des grains les plus gros commencent à progresser à la périphérie des grains engendrant au niveau macroscopique des déformations permanentes qui viennent se superposer aux déformations élastiques.

Domaine 3 : Pour des sollicitations encore plus importantes, dans la troisième phase, les microfissures gagnent la pâte par décohesion. Elles s'alignent perpendiculairement à la contrainte en traction, parallèlement à la contrainte en compression (verticalement). L'endommagement de microfissuration devient fortement anisotrope, l'anisotropie induite par le chargement étant différente en traction et en compression. En compression, des glissements apparaissent dans les cristaux des grains, générant alors une certaine ductilité et contribuant eux aussi à la déformation permanente de manière isochore.

Domaine 4 : La quatrième phase est la phase de rupture : des fissures mésoscopiques apparaissent, la contrainte nécessaire pour engendrer de nouvelles déformations diminue, de manière brutale en traction, de manière plus progressive en compression. En compression le caractère granulaire du milieu, conduit alors à des déformations volumiques, dues aux déformations permanentes, positives : c'est le phénomène de dilatance. La rupture finale

intervient lorsque les fissures se rejoignent pour former des surfaces de discontinuité traversant tout l'objet.

II.1.2.1.2 Comportement en compression cyclique

Un essai en chargement cyclique (Figure II.3) met en évidence l'impact des microfissures sur la dégradation des caractéristiques élastiques du matériau et explique aussi que la persistance des microfissures est due à l'effet de frottement entre les surfaces des microfissures et leur non refermeture totale après déchargement. Il est aussi possible d'avoir une idée de la capacité dissipative du matériau à travers les courbes d'Hystérésis que présente la (figure II.3) .

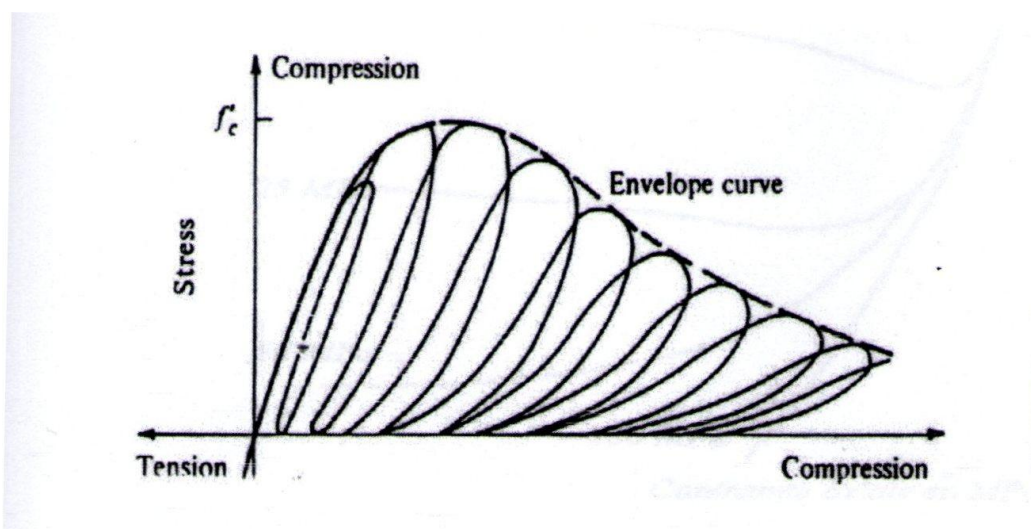


Figure II.3 : Comportement cyclique du béton en compression simple [14]

Lorsque les déformations imposées sortent du domaine élastique initial, les charges-décharges-recharges mettent en évidence les déformations permanentes. Les phases de décharges élastiques observées pour les métaux n'existent plus. En effet, dans les bétons ces phases s'accompagnent toujours de glissements internes (frottement sur les lèvres des microfissures, frottement entre granulats). Leur caractère dissipatif se traduit par des phénomènes d'hystérésis, légers en traction, prononcés en compression (pour des contraintes non alternées). Combiné au frottement entre le béton et les armatures, ce phénomène contribue à l'amortissement bénéfique observé dans les structures en béton armé soumises à des séismes.

II.1.2.1.3 Comportement sous une contrainte de confinement

Des recherches menées par Richat et Al 1928 [15], Balmer 1949 [16], Jamet et Al 1984 [17] ont montré la sensibilité du béton aux contraintes de confinement (Fig II.4).

Un confinement simulé par un essai triaxial est sensé :

- empêcher le gonflement du béton en réduisant la taille des pores, en d'autres termes un béton bien confiné présente un comportement ductile.

-Une augmentation des interactions intermoléculaires apporte de la rigidité au matériau [13], Ramtani 1990 [18].

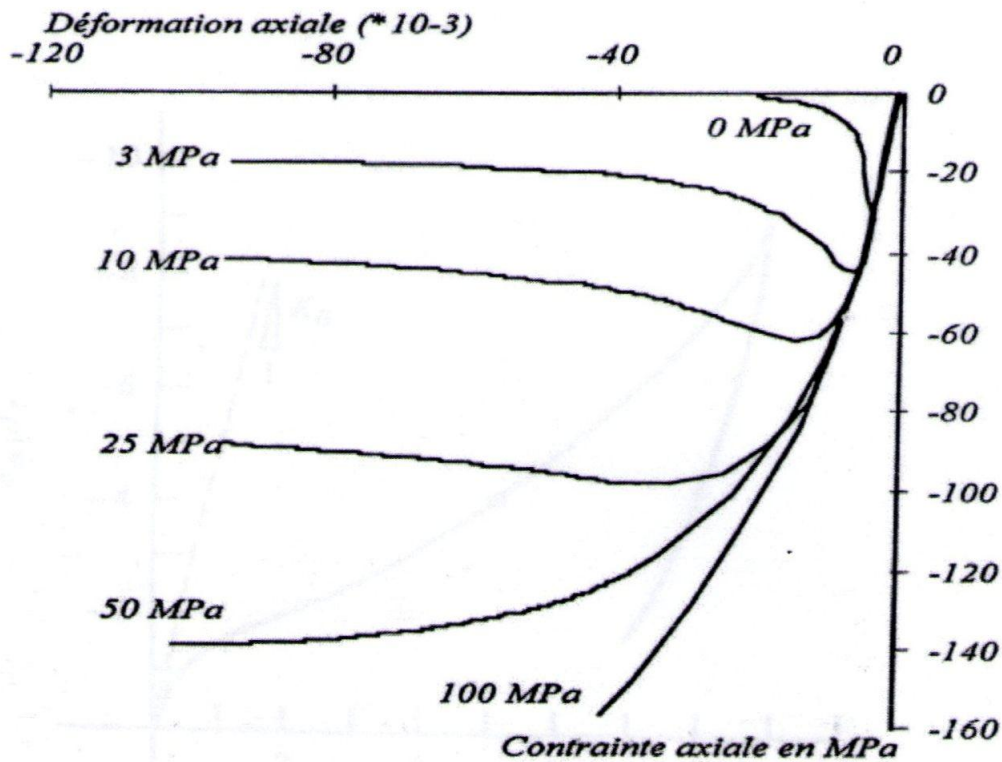


Figure II.4 : Essai de comportement triaxial [15]

II.1.2.1.4 Comportement sous charge hydrostatique

Sous chargement hydrostatique, le béton présente un comportement non linéaire. Sur la figure (II.5) [13] il est très facile de remarquer trois phases :

- Une première phase élastique linéaire ;
- Une deuxième phase de raidissement liée à la hausse des contacts au sein de la microstructure par restriction des micropores ;
- Une troisième phase de ramollissement présentant l'effondrement de la structure microporeuse de la pâte.

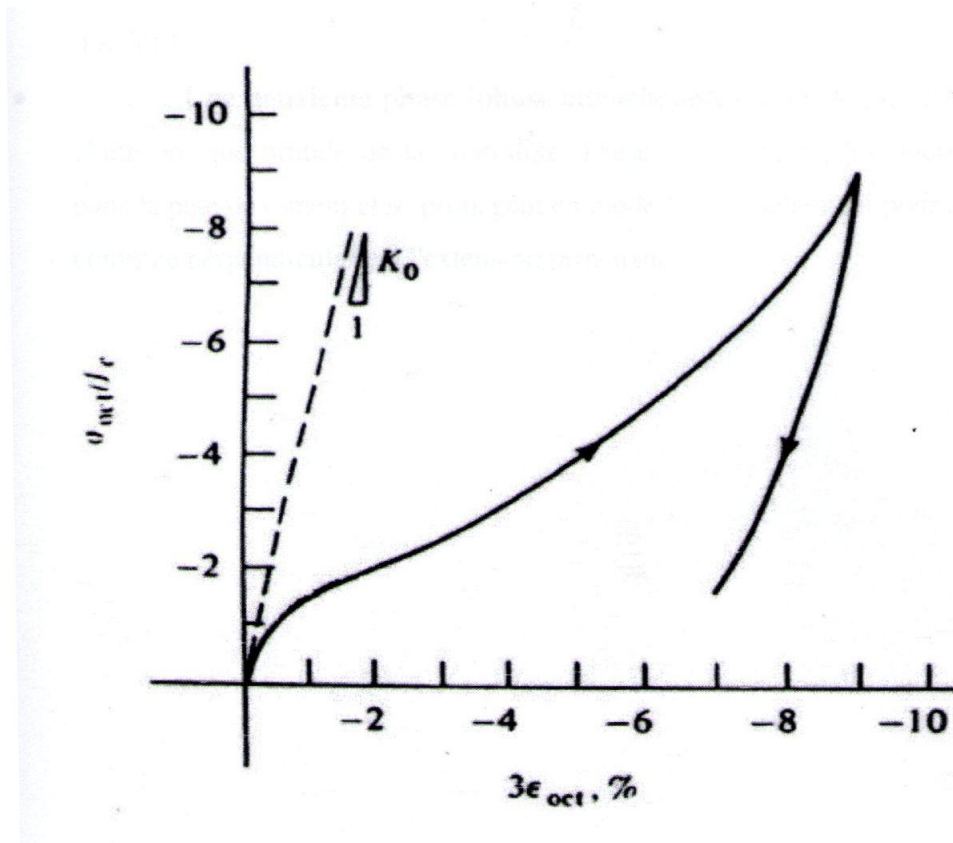


Figure II.5 : Essai de compression hydrostatique du béton [13]

II.1.2.2 Comportement en traction

Le béton offre de bonnes performances mais présente une grande faiblesse en ce qui concerne sa résistance en traction. Les réponses en traction sont nécessaires pour arriver à une identification quasi complète du comportement du matériau ; ceci se fait le plus souvent par des essais indirects. Il est souvent admissible de considérer la résistance en traction du béton entre 7% et 10% de sa résistance en compression.

II.1.2.2.1 Comportement en traction simple

La figure II.6 illustre parfaitement en deux phases le comportement en traction du béton

- En première phase nous avons un domaine élastique très réduit présentant une perte de raideur juste avant le pic (f_t contrainte limite en traction).
- En deuxième phase, on observe un chute brutale de la contrainte due à la rupture des éléments microstructuraux en mode I (les fissures se propagent dans un sens perpendiculaire à la contrainte principale en traction).

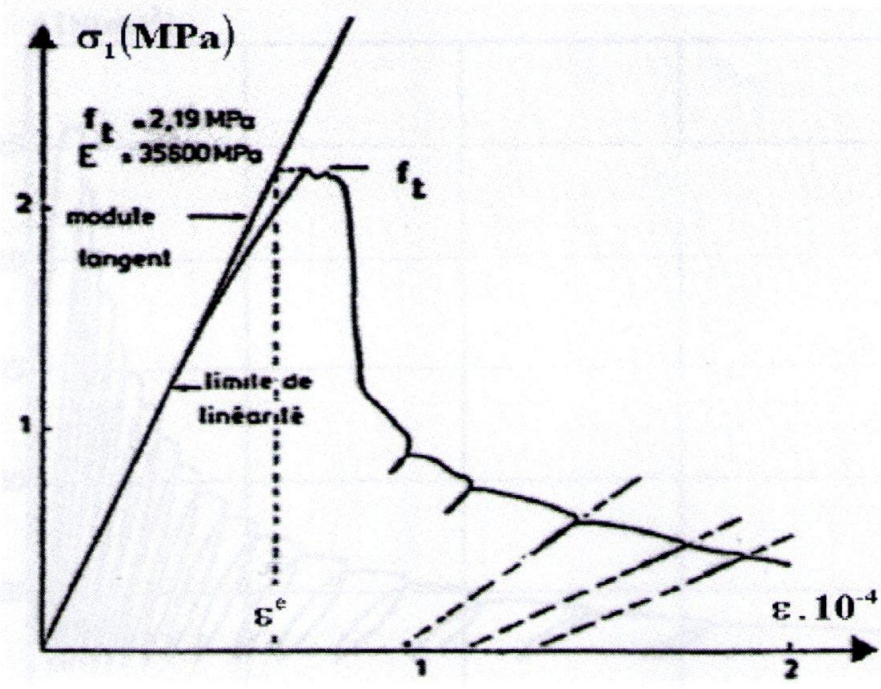


Figure II.6 : Comportement du béton en traction simple [19]

Pour des cycles charge-décharge, le béton présente une grande perte de rigidité lors de sa sollicitation en traction. Lorsqu'il est soumis à la compression elle se restitue partiellement à cause de la non refermeture totale des fissures.

II.1.2.2.2 Comportement en traction cyclique

L'essai de traction cyclique met en évidence le grand impact de la microfissuration en traction sur la détérioration du comportement élastique du matériau. La figure II.7 illustre la fragilité du béton et sa faible capacité dissipatrice en traction par des courbes d'Hystérésis restreintes. Ceci est dû à une ouverture plus importante des microfissures qui engendre une baisse des frottements dissipateurs.

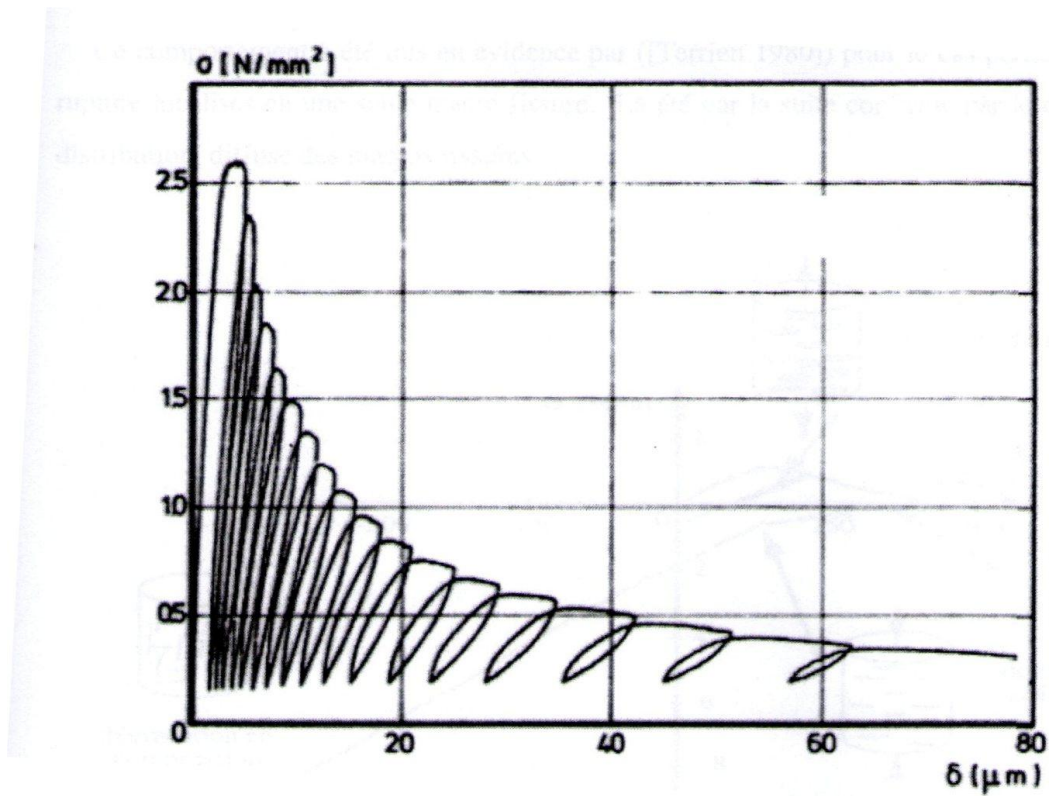


Figure II.7 : Comportement cyclique du béton en traction [20]

II.1.2.3 Comportement cyclique traction-compression

Cet essai est effectué afin de montrer les processus de restitution partielle de la rigidité perdue en traction (endommagement) lorsque le matériau est sollicité en compression.

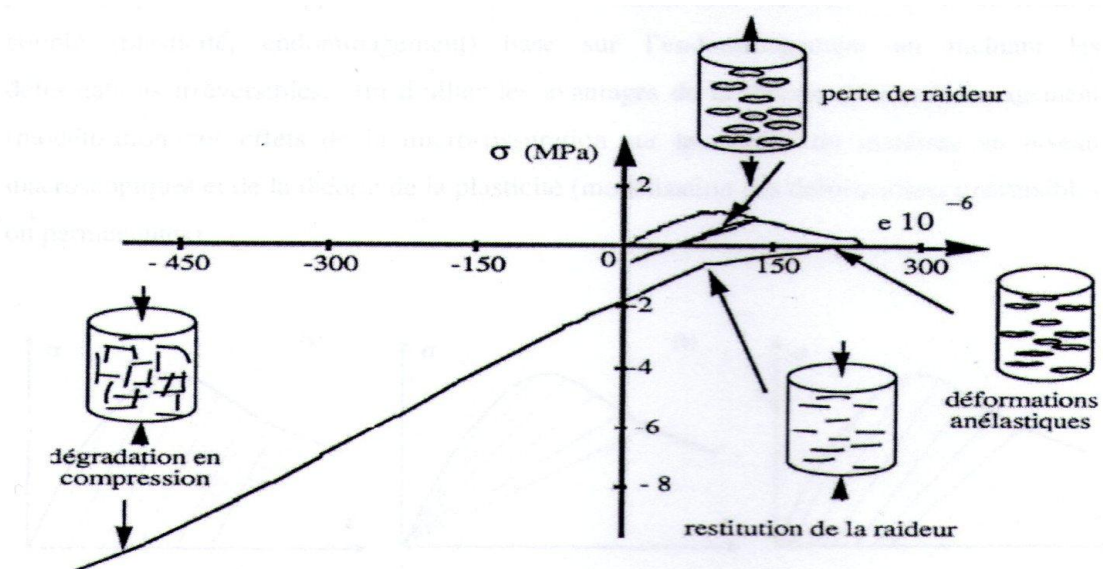


Figure II.8 : comportement du béton sous chargement cyclique.

II.2 Les effets de chargement sur le béton

Lors de sa sollicitation, le béton subit des effets divers et complexes qui sont d'une grande influence sur son comportement.

II.2.1 Effet de vitesse

La vitesse de chargement est un paramètre important lors des séismes ou d'impacts. Dans ce dernier cas, la vitesse de déformation $\dot{\epsilon}$ peut localement atteindre 10 m.s^{-1} . Or le caractère hétérogène du béton gêne la progression dynamique des microfissures (leur nombre et donc proportionnel à l'énergie globale de rupture qui augmente avec $\dot{\epsilon}$). Ce phénomène conduit à une augmentation apparente de la résistance du béton sous chargement dynamique. Cette augmentation est importante en traction (jusqu'à un facteur 5) mais reste faible en compression. En effet dans ce second cas, les effets inertiels peuvent expliquer à eux seuls l'augmentation apparente de la résistance macroscopique (pouvant atteindre un facteur 2) observée expérimentalement.

II.2.2 Effets différés

Le développement de nouveaux bétons (à hautes performances BHP, à très haute performance BTHP, fibrés à ultra performance BFUP) pour les ouvrages d'art, s'accompagne d'une diversification de leur comportement aux temps longs (fluage notamment). Deux types de déformations différées sont classiquement observés :

- Les déformations de fluage ;
- Les déformations de retrait.

Les mécanismes engendrant ces déformations ont des origines microscopiques. Les hydrates en feuillets créent des espaces inter foliaires entre lesquels l'eau pénètre et se diffuse. L'eau y est partiellement adsorbé (on parle d'adsorption empêchée) et sa pression peut atteindre 130 Mpa (pression de disjonction) en s'opposant aux forces d'attraction entre particules de C-S-H. Sa diffusion sous chargement semble être alors un mécanisme essentiel du fluage. Deux types de déformations de fluage cohabitent :

- la déformation de fluage propre, correspondant à un fluage sans échange d'humidité avec l'extérieur ;
- la déformation de fluage de dessiccation, part supplémentaire due aux échanges d'eau avec l'extérieur.

Une augmentation du rapport eau/ciment conduit à une augmentation du fluage (tant propre que de dessiccation).

Les retraits ont plusieurs origines :

- Le retrait chimique Le Chatelier [21] induit un retrait d'autodessiccation par consommation d'eau interne et apparition de ménisques. L'ensemble de ces deux retraits est appelé retrait endogène.
- Le retrait thermique (qui fait suite à une première phase de dilatation thermique) lors de la prise ou durant le durcissement est surtout sensible pour les ouvrages massifs.
- Le retrait de dessiccation ou de séchage, lié au départ de l'eau excédentaire, est de loin le plus important.
- Le retrait de carbonatation, qui affecte essentiellement la peau du béton, est dû à la carbonatation de la portlandite (Ca(OH)_2) qui devient un carbonate de calcium par échange gazeux avec l'atmosphère et le départ d'eau.

II.2.3 Effets de l'environnement

D'autres effets sont dus à l'interaction avec l'environnement. Outre l'humidité et le gonflement associé (changement de volume en service du aux variations de pression de la vapeur d'eau dans les capillaires, dépendant du rapport eau/ciment, du temps et de la taille des ouvrages) on peut citer :

- la carbonatation du béton : le dioxyde de carbone abaisse le Ph et entraîne la corrosion des armatures ;
- les incendies (pression de vapeur, changement de phase des granulats) ;
- le phénomène de gel-dégel et la fissuration qui lui est associée ;
- la réaction alcali-silice (production de gels hydratés expansifs) ;
- la lixiviation (pour le lessivage par l'eau de pluie, primordiale lors du stockage souterrain des déchets radioactifs) : le déséquilibre chimique entre le béton et son environnement conduit à la dissolution de la portlandite et à terme des C-S-H ;
- les attaques par les chlorures (sels de déglacage, eau de mer) ;
- les attaques sulfatiques (fondations....) ;
- les attaques chimiques multiples (canalisations d'égouts, bassins de traitement).

Ceci traduit le caractère multi physique du comportement du matériau béton, où les aspects physicochimiques, les dégagements de chaleur, les phénomènes de transferts sont prépondérants.

II.3 Aciers de renforcement

Les aciers ont de nombreuses applications dans la construction, ils sont utilisés pour le renforcement du béton et l'amélioration de la sécurité c'est la raison pour laquelle ils sont des domaines importants de recherche. De nombreux travaux se sont focalisés sur la modélisation du comportement mécanique de ces aciers et ont mené à des codes de calcul par éléments finis qui sont souvent vérifiés et soutenus par des résultats expérimentaux.

Les aciers destinés au domaine du génie civil sont le plus souvent ferrugineux (contiennent du Fe^{+2}). Les industries de métallurgie jouent avec les atomes de carbone (C), elles augmentent la quantité de carbone afin d'obtenir des nuances plus importantes et vis versa. Les gammes de profilés mises sur le marché sont nombreuses, nous allons nous intéresser à celle du rond à béton dont la demande ne cesse de croître en Algérie. Pour satisfaire les exigences des normes parasismiques (RPA), le complexe de el Hedjarr produit en millions de tonnes par an un acier de bonne qualité. Les ronds (par récurrence à leur section circulaire) à bétons se trouvent sous forme lisse ou en haute adhérence (HA) avec des classes de résistances bien définies : 250, 350, 400 (minimum requis par le RPA) et 500 MPa.

Il est tout à fait évident que l'acier possède de meilleures résistances que le béton, mais le matériau coûte cher, c'est pour cela que des chercheurs s'intéressent de près au composite béton-acier et ont pour but l'obtention des résistances élevées à prix bas.



Figure II.9 : Ferrailage d'un voile (nouveau stade de la JSK. Boukhalfa, Tizi-Ouzou).



Figure.III.10 : Ampleur du ferrailage de la structure du nouveau stade de la JSK.

➤ **Les points forts de l'acier dans la construction civile**

- Résistances importantes.
- Permet la réduction des sections de béton grâce à son effet compensatoire.
- .Apporte une certaine maîtrise de l'aspect architectural.
- Matériau ductile (non fragile) permettant une grande déformation qui dissipe les énergies (chocs, explosions, séismes.....).
- Matériau facilement réparable (soudures et assemblages).

➤ **Les points faibles de l'acier dans la construction civile**

- Matériau très sensible à la corrosion qui est une réaction chimique due au contact avec des acides ou autres agents agressifs, elle provoque l'éclatement et la friabilité du béton, on peut parler de l'allié-ennemi.
- L'acier obéit de manière irrévocable aux caprices de la température, ses dilatations causent souvent du tort au béton qui ne suit pas et se fissure.
- Matériau nécessitant un entretien régulier.

Matériau onéreux dont l'usage doit être optimisé afin de ne pas sortir du cadre compétitif.

II.3.1 Propriétés essentielles des aciers

- La limite d'élasticité à 20°C, R_{eH} exprimée en N/mm^2
- La résistance à la traction à 20°C, R_m exprimée en N/m
- L'allongement à la rupture à 20°C, à exprimée en %
- L'énergie de rupture en flexion par choc exprimée en Joule

Les mesures de ces propriétés sont effectuées dans des laboratoires équipés des matériels nécessaires, ils sont souvent effectués sur des éprouvettes normalisées. La validation des résultats permettra l'élaboration d'étalons qui serviront de référence. Le génie civil ne demande pas trop aux aciers car il leurs épargnent souvent de :

- Assurer leur service à chaud (température supérieur à l'ambiante)
- Eventuellement résister à la corrosion atmosphérique

II.3.2 Performances et comportement mécaniques des aciers de construction

L'acier se comporte aussi bien en traction qu' en compression, c'est pour cette raison qu'un essai de traction est souvent suffisant pour la détermination des performances mécaniques d'un acier à la température ambiante qui sont appréciées fondamentalement à travers les valeurs que prennent sa limite d'élasticité (R_{eH}) et sa résistance à la rupture en traction (R_m) à 20°C. Les valeurs données par l'essai permettent de tracer la « courbe de traction » de l'acier (figure II.21), qui représente les variations de la charge unitaire (effort de traction F rapporté à la section initiale S_0 de l'éprouvette) en fonction de l'allongement relatif (allongement de la base de mesure rapporté à la longueur initiale de cette base et exprimée en %) imposée à l'éprouvette. Cette courbe met en évidence deux comportements intéressent de

l'acier :

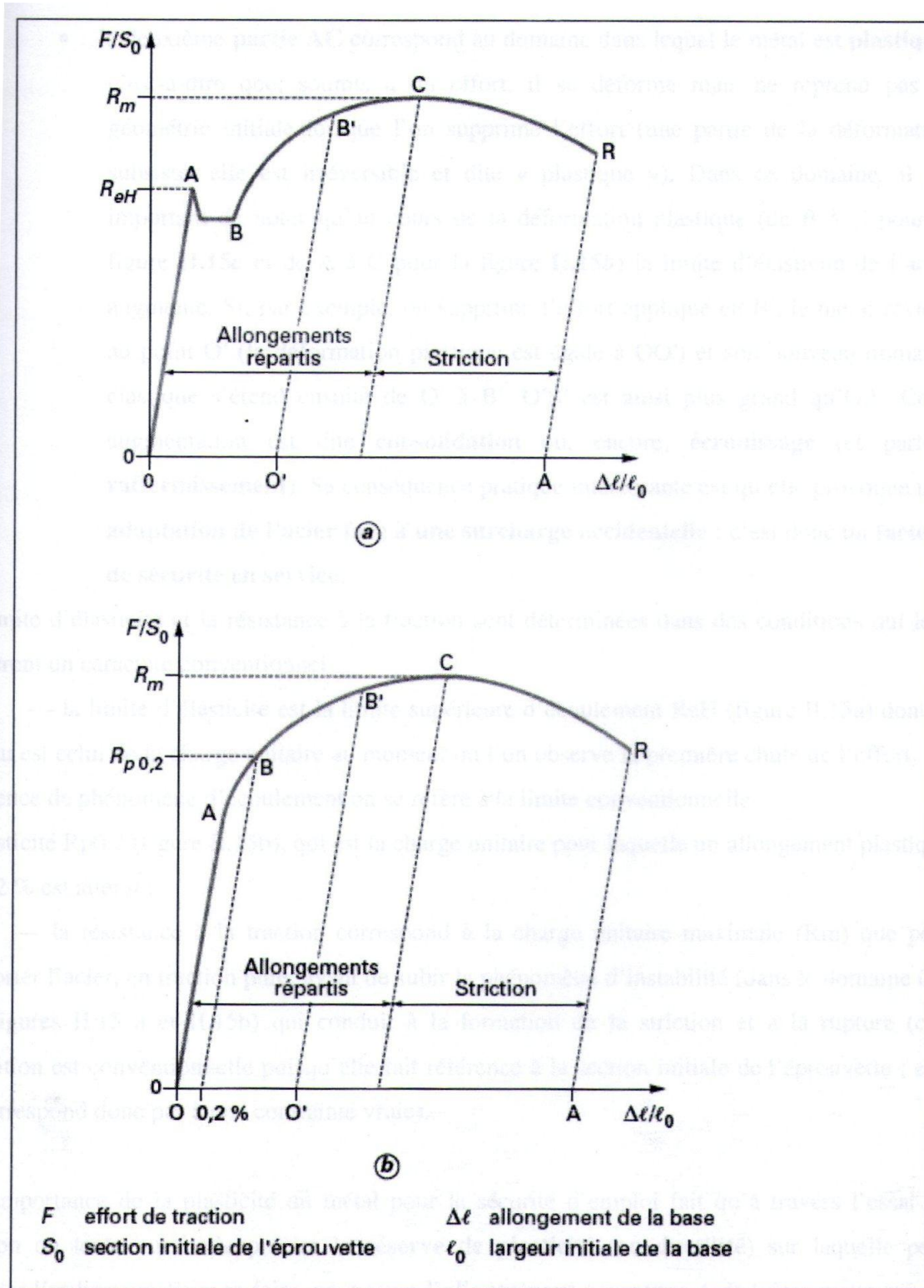


Figure II.11 : Illustration du comportement élastique d'un acier hookien [10]

- La première partie OA (figure II.9.a et II.9.b) correspond au domaine élastique de l'acier, c.-à-d. domaine où les déformations sont réversibles et régi par la loi de comportement Hookienne :

$$F/S_0 = E \cdot \Delta l_l / l_0 = E \cdot \varepsilon \dots\dots\dots (II.4)$$

qui introduit le module d'élasticité E dit aussi module de Young. Mais cet allongement dans la direction de l'effort uni axiale de traction s'accompagne d'une contraction Δl_t dans le plan perpendiculaire à cet effort (de longueur initiale l_{t0}). Ce retrait est proportionnel à l'allongement longitudinal mais de signe opposé ; cette dépendance est traduite par le coefficient de poisson ν :

$$\Delta l_t = \nu \Delta l_l / l_{t0} = \xi_t = -\nu \xi_l \dots\dots\dots (II.5)$$

Pour la très grande majorité des aciers de construction, on peut admettre que E et ν ne dépendent pratiquement pas de la composition chimique et, à 20°C, on peut adopter les valeurs de l'Eurocode 3 suivantes :

$$210\,000 \text{ N/mm}^2 \qquad \nu = 0.3$$

- La deuxième partie AC correspond au domaine plastique, c'est-à-dire que les déformations sont irréversibles. Dans ce domaine, il est important de noter qu'au cours de la déformation plastique (de B à C pour la figure II.9 a et de A à C pour la figure II.9 b) la limite d'élasticité de l'acier augmente. Si, par exemple on supprime l'effort appliqué en B le métal revient au point O' (la déformation élastique est de égale à OO') et son domaine élastique s'étend ensuite de O' à B'. O'B' est ainsi plus grand qu'au OA. Cette augmentation est dite consolidation ou, encore écrouissage (et parfois raffermissment). Sa conséquence pratique intéressante est qu'elle provoque une adaptation de l'acier face à une surcharge accidentelle ; c'est donc un facteur de sécurité.

La limite d'élasticité et la résistance à la traction sont déterminées dans des conditions qui leur confèrent un caractère conventionnel :

- La limite d'élasticité est une limite supérieure d'écoulement ReH (figure II.9.a) ; en l'absence de phénomène d'écoulement on se réfère la limite conventionnelle d'élasticité Rp0.2 (figure II.9.b), qui est la charge unitaire pour la quelle un allongement plastique de 0,2 % est atteint
- La résistance à la traction correspond à la charge unitaire maximale (Rm) que peut supporter l'acier, en traction pure, avant de subir le phénomène d'instabilité (dans le domaine CR des figures II.9.a et II.9.b) qui conduit à la formation de la striction et à la rupture (cette définition est conventionnelle puisqu'elle fait référence à la section initiale de l'éprouvette ; elle ne correspond donc pas à une contrainte vraie).

- L'acier présente une réserve de plasticité / ductilité importante qui présente une marge de sécurité sur laquelle peut compter l'utilisateur. La caractéristique de ductilité est déterminé par la grandeur de la déformation que subit le matériau avant sa rupture. Et de là on peut déduire qu'un matériau ductile est celui qui se déforme sans se rompre.
- L'allongement uniforme est observé sur toute la longueur de l'éprouvette, il apparait dès la sortie du domaine élastique et s'étend sur toute la période de consolidation jusqu'à ce que la charge unitaire atteigne le niveau à la résistance à la traction (point haut de la courbe de traction).
- L'allongement localisé qui représente la déformation de la partie dans laquelle apparait la striction, c'est-à-dire la diminution localisée de la section S de l'éprouvette avec, bien entendu, une augmentation de la contrainte vraie locale mais, compte tenu des performances des machines d'essai, une diminution de l'effort total appliqué à l'éprouvette dont la zone hors striction cesse de se déformer et subit un retrait élastique. Cette déformation localisée dépend de la géométrie de l'éprouvette et surtout de sa section et témoigne de l'hétérogénéité de la microstructure.

II.4 Conclusion

A travers ce deuxième chapitre, nous sommes arrivés à présenter les deux matériaux nécessaires à la réalisation d'un voile en béton armé. Il est utile de retenir que le béton est un matériau qui offre une bonne résistance en compression, mais très fragile en traction. Pour remédier, des aciers lui sont souvent associés et lui apportent des atouts non négligeables. De nombreuses recherches sont effectuées afin de minimiser cette dépendance.

Chapitre I

Présentation du système de contreventement

Chapitre II

Comportement des matériaux

Chapitre III

Modèles

Chapitre IV

Simulation et résultats

Introduction générale

Conclusion générale

Références bibliographiques

INTRODUCTION

L'outil numérique et les simulations virtuelles sont en plein essor ; Leur apport est très considérable en termes de performances et de productivité et même de prévisions. Les numériques sont devenu quasi nécessaires dans le domaine de la recherche, ils couvrent des places importantes dans les différents secteurs (automobiles, aéronautiques, BTP.....) et leur utilisation est un signe de modernité et de maîtrise de la technologie de l'entreprise qui en fait usage ; ce qui fait qu'il peut avoir un grand impact sur son coté marketing.

La solution d'analyse par élément fini épargne les laboratoires de recherches les essais sur modèles réduits qui sont souvent trop onéreux, elle optimise le prototypage virtuel et la simulation numérique pour l'entreprise en utilisant les différentes hypothèses de la mécanique (l'endommagement, la rupture, l'élasticité, la plasticité, la dynamique.....). Ainsi elle simule et améliore les performances des composants, des matériaux et des produits sujets à de fortes exigences opérationnelles et hausse le niveau de la compétitivité (sécurité, qualité, prix.....).

Le problème des simulations numériques réside dans la difficulté de créer un modèle C.A.O. se rapprochant au maximum de la réalité (matériaux, conditions aux limites....). L'étude ne sera validée qu'à partir d'essais physiques entraînant des mesures à comparer avec l'expérimental.

Dans ce chapitre on présentera une simulation numérique des voiles en béton armé soumis à un effort horizontal sous **ABAQUS 6.8.1**. Pour ce faire un minimum de connaissances sur les phénomènes mécaniques est nécessaire.

III.1. Mécanique de l'endommagement

La mécanique de l'endommagement représente des discontinuités surfaciques pour les microfissures ou volumiques pour les cavités. Il s'agit donc d'un processus rhéologique bien différent de la déformation, même si les causes initiales des deux phénomènes sont identiques : mouvements et accumulation des dislocations dans les métaux, modification des liaisons intermoléculaires dans les matériaux organiques, micro-décohésions dans les minéraux (bétons) ; on peut dire que l'endommagement diffère d'un matériau à un autre même si les sollicitations sont identiques. L'endommagement présente un caractère disparaître que très partiellement les défauts ainsi créés.

La rupture macroscopique est étudiée depuis fort longtemps. Déjà vers 1500, Léonard de Vinci se préoccupait de caractériser la rupture à l'aide de variables mécaniques. De nombreux critères de rupture, c'est-à-dire des fonctions des composantes des contraintes ou des déformations caractérisant la rupture de l'élément de volume, ont été proposées (Coulomb, Rankine, Tresca, Von Mises, Caquot....). Mais ce n'est qu'assez récemment que l'on s'est préoccupé de modéliser la détérioration progressive de la matière qui précède la rupture macroscopique. 1958 est sans doute la date historique pour la mécanique de l'endommagement : Kachanov publie le premier mémoire consacré à une variable continue d'endommagement, imaginée pour le cadre restreint, il est vrai, de la rupture par fluage des

métaux sous sollicitations unidimensionnelle. Cette notion a été reprise dans les années 1970, et étendue au cas de la rupture ductile et de la rupture par fatigue. Elle a été généralisée au cas tridimensionnel isotrope dans le cadre de la thermodynamique des processus irréversibles. Le cas de l'endommagement anisotrope est quant à lui beaucoup plus récent, même si la notion d'endommagement tensoriel d'ordre 2, de contrainte effective devant être symétrisée, et les outils mathématiques associés sont présents dans les travaux de recherche de la même époque. Le cas du passage de l'endommagement (continu) à l'amorçage de la fissuration (discrète) tridimensionnelle reste à terminer.

Dans l'état actuel des choses, il n'est pas question d'empêcher tout dommage sous séisme majeur (ce qui coûterait trop cher pour les chantiers ordinaires), mais de contrôler le mode de dégradation des matériaux afin d'empêcher que celle-ci se traduise par l'effondrement du bâtiment sur ses occupants, quitte à réparer ou reconstruire après la catastrophe.

III.1.2 Domaine de validité et d'emploi

Un matériau est vierge de tout endommagement s'il est dépourvu de fissures et de cavités à l'échelle microscopique ou, d'un point pragmatique, si son comportement est celui du matériau élaboré dans les meilleures conditions. L'état initial d'un matériau ne peut être déterminé d'une manière objective. Le plus souvent, c'est l'état à partir duquel l'histoire des déformations est connue. Le stade final de l'endommagement est la rupture de l'élément de volume, c'est-à-dire l'existence d'une fissure mésoscopique de la taille de l'élément de volume. Au-delà, c'est le domaine de la fissuration.

La théorie de l'endommagement décrit donc l'évolution des phénomènes entre l'état vierge et l'amorçage de la fissure mésoscopique. Cette évolution est difficile à distinguer du phénomène de la déformation qui l'accompagne le plus souvent. C'est par la nature des modèles d'évolution que l'on traduira ces phénomènes différents pouvant se cumuler ou interagir les uns avec les autres. Ainsi, on pourra connaître les modifications des propriétés mécaniques des structures engendrées par les différentes sollicitations.

III.1.3 Aspects phénoménologiques

Les discontinuités microscopiques présentent des formes très complexes. De ce fait, l'état d'endommagement sera déterminé par le statut d'état thermodynamique, représenté par l'état d'une variable interne d'endommagement, cette variable sera mesurée mécaniquement.

Il existe plusieurs types d'endommagement :

- l'endommagement quasi-fragile ;
- l'endommagement plastique ductile ;
- l'endommagement viscoplastique ;
- l'endommagement par fatigue ;
- l'endommagement par irradiation ;

- l'endommagement par corrosion.

Dans notre cas (endommagement du béton), nous aurons à faire à l'endommagement quasi-fragile et il est de notre devoir de le présenter.

III.1.4 Endommagement quasi-fragile

C'est l'endommagement par décohésion que subissent, sous sollicitations monotones, certains matériaux comme le béton ou les céramiques, en l'absence de déformations irréversibles macroscopiques. Les seules déformations irréversibles présentes sont celles qui résultent de l'arrangement des fissures qui constituent cet endommagement. Traction monotone.

III.1.5 Variable d'endommagement

La définition d'une variable mécanique d'endommagement est difficile car macroscopiquement, rien ne distingue un élément de volume fortement endommagé d'un élément vierge de tout endommagement. Il y a donc lieu d'imaginer une variable interne représentative de l'état de détérioration et plusieurs voies sont possibles :

- les mesures à l'échelle de la microstructure conduisant à des modèles microscopiques que l'on peut intégrer sur l'élément de volume macroscopique à l'aide des techniques mathématiques d'homogénéisation ; on obtient ainsi les propriétés mécaniques de l'élément de volume endommagé ;

- les mesures mécaniques globales nécessitent la définition d'un modèle global pour être converties en caractéristiques de résistance mécanique ;

- un autre type d'évaluation est lié à la durée de vie résiduelle mais cette notion ne conduit pas directement à la notion de comportement de l'endommagement,

- les mesures mécaniques globales sont plus faciles à interpréter en termes de variable d'endommagement grâce à la notion de contrainte effective introduite par Kachanov.

III.1.6 Définition de la variable d'endommagement selon la méthode de Kachanov

On considère un solide endommagé dans le quel on a isolé un élément de volume d'une taille suffisamment grande par rapport aux hétérogénéités du milieu et, par la pensée, faisons un zoom de cet élément.

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

effective associée à l'hypothèse d'équivalence en déformation permet de s'affranchir du calcul de S_D qui est laborieux à cause de la méconnaissance de la géométrie précise des défauts et des doutes que l'on peut avoir sur l'application de la mécanique des milieux continus.

Par définition :

$$S_D = S - \tilde{S} \dots \dots \dots \text{(III.1)}$$

et

$$D(\vec{n}) = \frac{SD}{S} \dots \dots \dots \text{(III.2)}$$

$D(\vec{n})$ est l'aire relative des fissures et cavités coupées par le plan normal à la direction \vec{n}

- $D(\vec{n}) = 0$ correspond à l'état vierge de tout endommagement.
- $D(\vec{n}) = 1$ correspond à l'état de rupture en deux parties.
- $0 < D(\vec{n}) < 1$ caractérise l'état d'endommagement.

Afin de rompre la dépendance de la variable d'endommagement de la direction \vec{n} , nous supposons l'isotropie du matériau ; cette hypothèse d'isotropie nous facilite sa détermination. Après ça, on notera la variable d'endommagement sous forme d'un scalaire D .

$$D(\vec{n}) = D \dots \dots \dots \text{(III.3)}$$

On peut également raisonner en contrainte effective en posant :

$$\tilde{\sigma} = \frac{F}{\tilde{S}} \dots \dots \dots \text{(III.4)}$$

$$\tilde{\sigma} = \frac{1}{(1-D)} \sigma \dots \dots \dots \text{(III.5)}$$

On peut poser un matériau non endommagé équivalent qui est affecté par la contrainte effective $\tilde{\sigma}$.

III.2 Modèles numériques du béton

Pour notre simulation numérique nous avons utilisé deux modèles déjà existants dans ABAQUS qui sont respectivement le « **concrete damaged plasticity** » et « **le brittle cracking** ». Avant de lancer les calculs sur ABAQUS, nous avons réalisé une étude de convergence du maillage afin d'obtenir des résultats qui approchent au mieux l'expérimental. Après étude, nous avons opté pour un maillage (48 X 68) avec des éléments explicites en hexaèdres.

III.2.1 Présentation du modèle « concrete damaged plasticity »

Le modèle fournit une capacité générale pour la modélisation du béton et d'autres matériaux quasi-fragiles dans tous les types de structures (poutres, fermes, des coques, et les solides); il utilise des concepts d'élasticité isotrope endommagé en combinaison avec la traction et la plasticité isotrope de compression pour représenter le comportement inélastique du béton. Il peut être utilisé pour le béton ordinaire, même si elle est principalement destinée à l'analyse des structures en béton armé.

Le modèle considère deux critères de rupture :

- La fissuration en traction ;
- Le broyage en compression.

Le modèle se réfère à un équivalent de déformations plastiques en traction $\tilde{\epsilon}_t^{pl}$, et en compression $\tilde{\epsilon}_c^{pl}$. Les sections suivantes décrivent les principales hypothèses concernant le comportement mécanique du béton.

III.2.1.1 Comportement en compression

Le béton se comporte linéairement jusqu'à atteindre la valeur de contrainte σ_{c0} . Au-delà, le comportement devient non linéaire et se résume en un écrouissage avant la contrainte au pic σ_{cu} puis continue avec un adoucissement jusqu'à sa rupture.

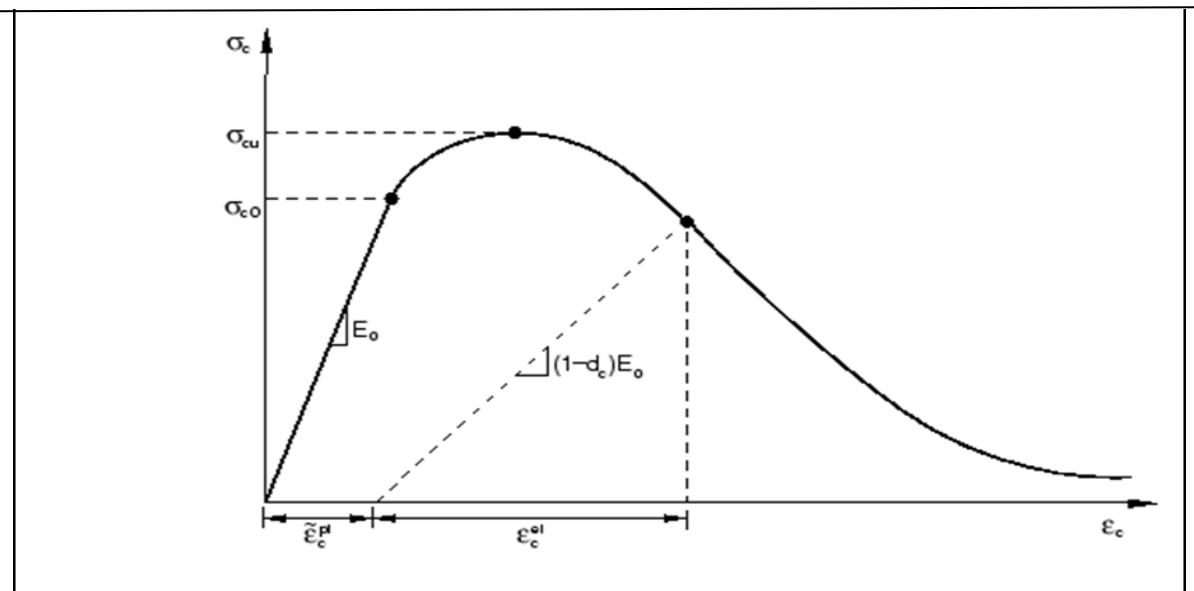


Figure III.1 : Comportement du béton en compression simple [10]

III.2.1.2 Comportement en traction

Le béton présente un comportement élastique accompagné d'une extension des micropores jusqu'à atteindre σ_{t0} . Au-delà, on peut observer un chute de la contrainte (des éléments infinitésimaux commencent à se rompre) et des microfissures appariassent et se localisent progressivement jusqu'à engendrer la rupture totale du matériau.

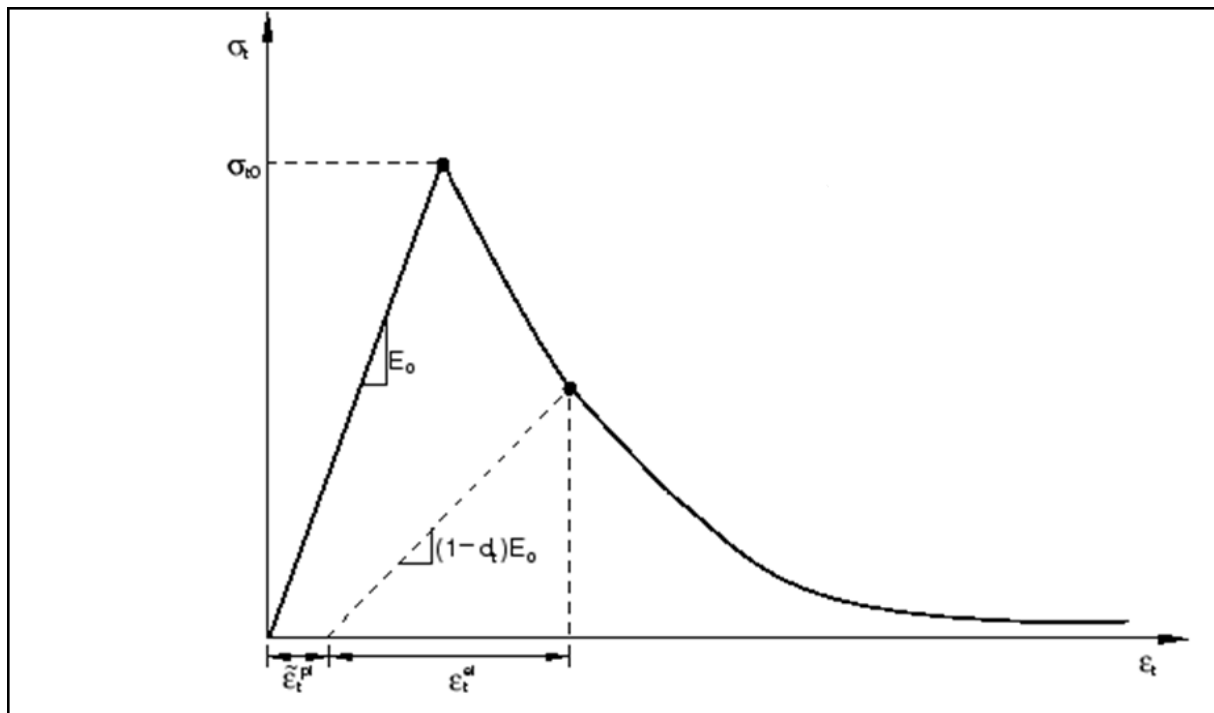


Figure III.2 : Comportement du béton en traction simple [10]

Il est clairement montré sur les figures III.1 et III.2 que lorsque le béton atteint sa contrainte limite, sa rigidité connaît une dégradation beaucoup plus significative en traction qu'en compression. La dégradation tient compte des déformations plastiques à travers deux variables d'endommagement d_t (traction) et d_c (compression).

$$\begin{aligned}
 \mathbf{d}_t &= \mathbf{d}_t(\tilde{\epsilon}_t^{pl}, \theta, f_i) ; \quad 0 \leq \mathbf{d}_t \leq 1 \\
 \mathbf{d}_c &= \mathbf{d}_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl}, \theta, f_i) ; \quad 0 \leq \mathbf{d}_c \leq 1 \dots \dots \dots \text{(III.6)}
 \end{aligned}$$

Grace aux variables d'endommagement, il est très facile de déterminer la contrainte pour chaque phase de détérioration de la rigidité du matériau en utilisant les formules suivantes :

$$\begin{aligned}
 \sigma_t &= (1-d_t)E_0(\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl}) \\
 \sigma_t &= (1-d_t)E_0(\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl}) \dots \dots \dots \text{(III.7)}
 \end{aligned}$$

E_0 est la rigidité du matériau vierge de tout endommagement. Comme il est aussi possible de déterminer la contrainte reprise par la partie non endommagée du matériau (contrainte effective) :

$$\begin{aligned}
 \bar{\sigma}_t &= \frac{\sigma_t}{(1-d_t)} = E_0(\epsilon_t - \tilde{\epsilon}_t^{pl}) \\
 \bar{\sigma}_c &= \frac{\sigma_c}{(1-d_c)} = E_0(\epsilon_c - \tilde{\epsilon}_c^{pl}) \dots \dots \dots \text{(III. 8)}
 \end{aligned}$$

III.2.1.3 Récupération de la rigidité en comportement cyclique uniaxiale

Le modèle tient compte de la récupération de la rigidité sous comportement cyclique uniaxial par le biais de la formule suivante :

$$(1-d) = (1-s_t d_c) (1-s_c d_t) \dots\dots\dots(III.9)$$

Où s_t et s_c sont des fonctions de l'état de contrainte qui sont introduits dans les effets de récupération de rigidité du modèle associés à un inversement des contraintes. Les facteurs poids sont supposés être des propriétés matérielles, ils contrôlent la récupération de la rigidité lors de l'inversion de charge <<traction-compression>>.

$$S_t = 1-w_t r^*(\sigma_{11}) ; \quad 0 \leq w_t \leq 1$$

$$S_c = 1-w_c (1-r^*) (\sigma_{11}) ; \quad 0 \leq w_c \leq 1 \dots\dots\dots(III.10)$$

Où

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

w_c et w_t sont des paramètres matériels qui contrôlent la restitution de la rigidité après un cycle traction compression comme illustré sur la figure suivante :

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

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

si $w_c = 0$, la récupération est nulle.

III.2.2 Présentation du modèle « Brittle Cracking »

Le modèle du brittle cracking est un modèle de fissuration fragile qui s'adapte à la modélisation du béton. Il est utilisé sur le logiciel Abaqus et fournit de bonnes capacités. Il est conçu pour les matériaux dans lesquels le comportement est dominé par le crackage à la traction. Il suppose que le comportement à la compression est toujours élastique linéaire et doit être utilisé avec le modèle élastique linéaire.

III.2.2.1 Dissymétrie traction-compression du béton

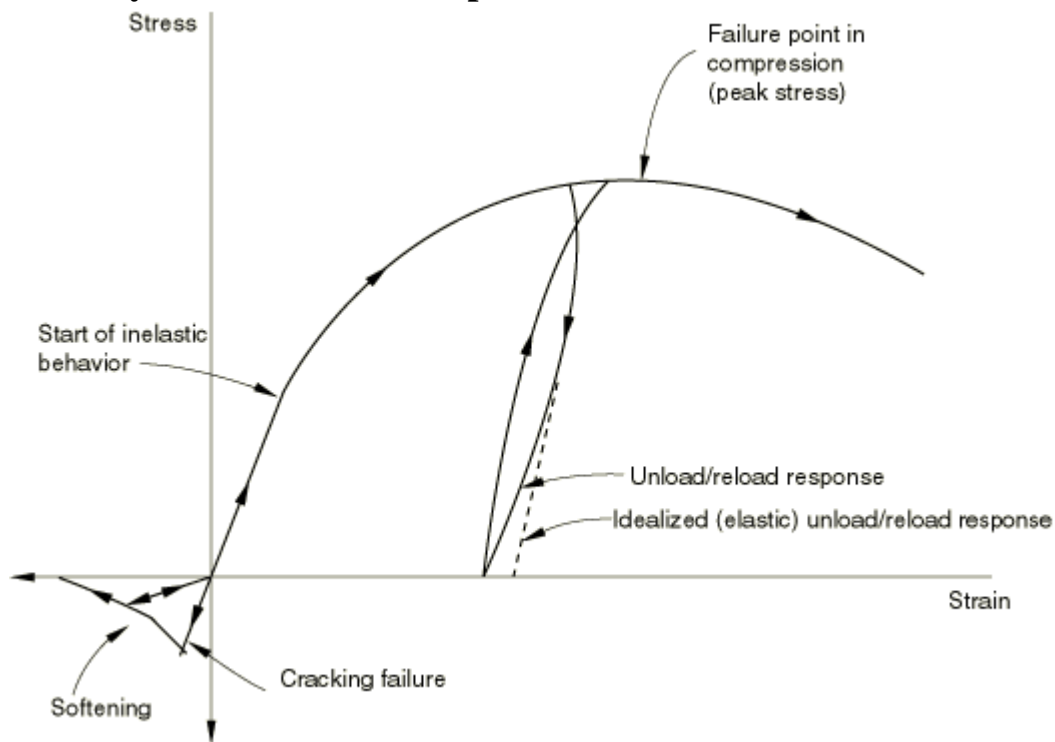


Figure III.3 : Comportement du béton en traction-compression [10]

Sur la figure (III.3), il est montré que quand le béton est chargé en compression, il se comporte de manière élastique. Au fur et à mesure que la contrainte augmente, le comportement devient inélastique et le matériau présente un adoucissement croissant jusqu'à sa rupture. En déchargeant et rechargeant le matériau présente une réponse élastique adoucissante. En ayant atteint son domaine plastique, le béton a vu son élasticité endommagée. Ce phénomène est ignoré par le « brittle cracking ».

Du côté de la traction, le matériau répond élastiquement jusqu'à atteindre une contrainte comprise entre 7% et 10% de la contrainte ultime en compression et se rompt (fissure) brusquement. Le modèle considère que les fissures causent des dommages au matériau qui se propagent dans le sens d'ouverture de ces dernières. Vu la vitesse avec laquelle se propagent les fissures, il est très difficile de les observer lors des essais expérimentaux. Le modèle Brittle Cracking les représente par une dégradation de l'élasticité en traction et les considère comme étant complètement refermées lorsque les contraintes se voient en compression à leur niveau.

III.2.2.2 Comportement post-rupture en traction

L'énergie de fissuration en mode I peut être déterminée directement comme étant une propriété du matériau qui sera notée G_f^I . Dans ce cas il est nécessaire de déterminer une contrainte de rupture en traction σ_{tu}^I équivalente à l'énergie de rupture en mode I. Ce cheminement démontre une perte linéaire de la rigidité après fissuration. Ceci est parfaitement illustré par la figure suivante :

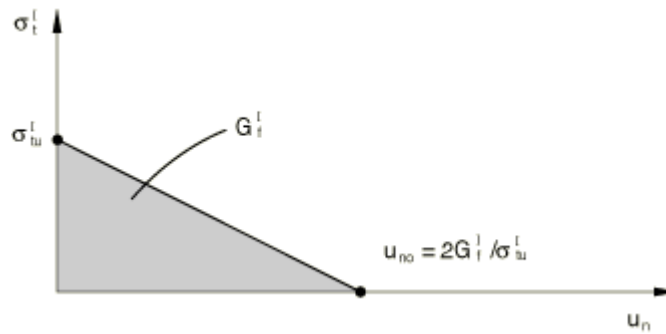


Figure III.4 : Courbe contrainte-énergie de rupture.[10]

Le déplacement normal à la surface de la fissure u_{n0} (ouverture de la fissure) peut s’écrire de la manière suivante :

$$u_{n0} = G_f^I / \sigma_{tu}^I \dots\dots\dots(III.12)$$

Pour un béton d’une classe de 20MPa on prend $G_f^I = 40$ N/m

Pour un béton d’une classe de 40 MPa on prend $G_f^I = 120$ N/m

Le modèle tient compte du cisaillement (rupture en mode II) en fractionnant le module de cisaillement du béton G_c .

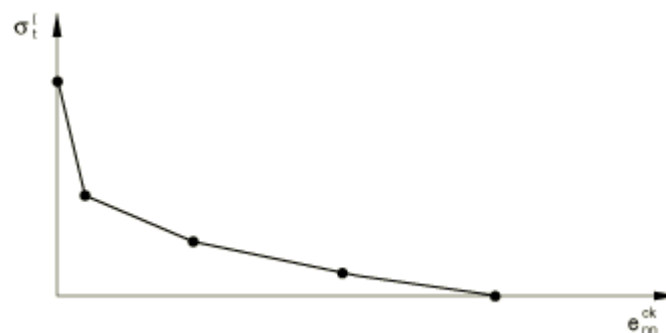


Figure III.5 : Chute de la contrainte de traction après amorçage de la fissuration [10]

La courbe de la figure (III.5) montre que la chute de la contrainte lors de la rupture en traction se fait de manière progressive à cause du renforcement du béton par des éléments d’armatures. Dans ce cas de figure, il faut mailler le béton de manière à obtenir des éléments qui sont traversés par une barre d’acier. Ainsi, le modèle tient compte de l’interaction acier-béton par le biais d’un renforcement en traction.

Le modèle tient compte du cisaillement (rupture en mode II) en fractionnant le module de cisaillement du béton G .

Après fissuration le module de cisaillement s'écrit de la façon suivante :

$$G_c = \rho (e_{nn}^{ck}) G \dots\dots\dots(III.13)$$

Avec :

$\rho (e_{nn}^{ck})$ coefficient de rétention au cisaillement qui est exprimé en fonction de la déformation engendrée par la fissuration.

$\rho \rightarrow 0$ lorsque $(e_{nn}^{ck})_{max}$

$\rho \rightarrow 1$ lorsque $(e_{nn}^{ck})_{min}$

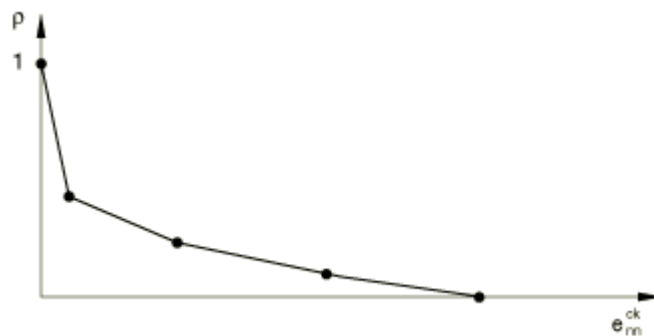


Figure III.6 : Courbe du facteur de rétention en cisaillement en fonction de la déformation engendrée par la fissuration.[10]

III.2.2.3 Détection et direction des fissures

Elles sont détectées grâce à un critère simple de Rankine qui suppose la création de fissures dès que la valeur de la contrainte principale dépasse la contrainte limite en traction au point du matériau considéré. Dès que le critère de Rankine est atteint, une fissure est créée. Il est à noter que le modèle brittle cracking est irrécupérable et ne prend en compte ni les fissures subséquentes, ni leurs éventuelles refermeture ou ouverture et néglige les déformations dues à la fissuration car celles-ci pourraient se voir atténuées (refermées) par la compression.

La direction des fissures est aléatoire, Abaqus les suppose orthogonales et les tenseurs sont orientés en fonction des repères définis par les vecteurs d'orientation des fissures. Le nombre de fissures en un point matériau est défini par le nombre des composantes de contrainte en ce point.

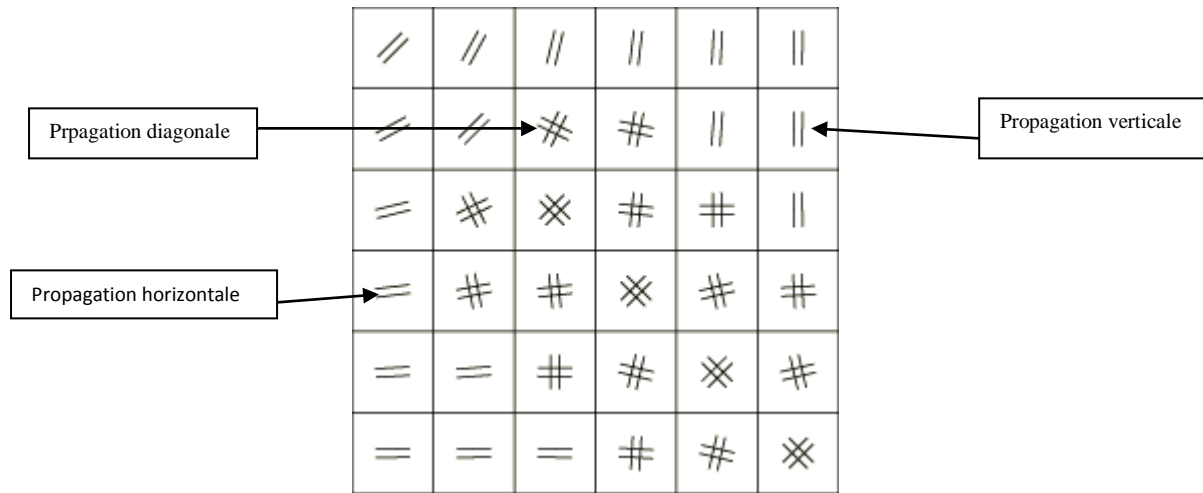


Figure III.7: Direction et propagation des fissures sur un voile en béton armé [10]

III.3 Modèle numérique pour les aciers

Le modèle numérique qu'on a utilisé lors de la simulation est celui intégré dans ABAQUS il s'agit d'un modèle classique d'élastoplasticité qui tiens comptes des différents phénomènes prépondérants qui se produisent lors de la sollicitation des aciers.

III.3.1 Formalisme de base des lois en élastoplasticité

Le comportement élastoplasticité peut être résumé de la manière suivante :

- Tant que la contrainte σ est inférieure à une contrainte d'écoulement σ_{ec} , le matériau présente un comportement purement élastique qui est décrit par la loi de Hooke.
- Dès que la contrainte atteint la valeur de σ_{ec} , le comportement du matériau présente un tronçon plastique. La vitesse de déformation $\dot{\epsilon}$ totale se compose de la somme de deux vitesses de déformation, plastique $\dot{\epsilon}_p$ et élastique $\dot{\epsilon}_e$.

$$\dot{\epsilon} = \dot{\epsilon}_e + \dot{\epsilon}_p \dots\dots\dots(III.14)$$

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

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

$$\dot{\epsilon} = \frac{1}{2} \text{grad} (\mathbf{u}) + \text{grad}^t (\mathbf{u}) \dots\dots\dots(III.15)$$

Dans le cas de l'élasticité, le tenseur des vitesses de déformations élastiques définit le tenseur de contraintes de Cauchy grâce à la loi linéaire isotrope de Hooke :

$$\dot{\sigma} = \frac{E}{1+\nu} [\dot{\epsilon}_e + \frac{\nu}{1-2\nu} \text{trace}(\dot{\epsilon}_p) \mathbf{I}] \dots \dots \dots \text{(III.16)}$$

I: matrice identité d'ordre 2.

E : le module de Young classiquement exprimé en MPa

ν: le coefficient de poisson.

Le tenseur σ est symétrique, il peut se ramener à une matrice diagonale dans le repère des contraintes principales :

$$\sigma = \begin{pmatrix} \sigma_1 & 0 & 0 \\ 0 & \sigma_2 & 0 \\ 0 & 0 & \sigma_3 \end{pmatrix} \dots \dots \dots \text{(III.17)}$$

σ_1, σ_2 et σ_3 représentent les contraintes principales.

Dans le cadre générale de la plasticité, on définit localement à un instant $\ll t \gg$ donné, la vitesse de déformation plastique équivalente au sens de Von Mises :

$$\dot{p} = \sqrt{\frac{2}{3} \dot{\epsilon}_p : \dot{\epsilon}_p} \dots \dots \dots \text{(III.18)}$$

La déformation équivalente au sens de Von Mises est :

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

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

$$\dot{\epsilon}_p = \lambda_{pl} \frac{\delta F}{\delta \sigma} \dots \dots \dots \text{(III.20)}$$

$\lambda_{pl} \geq 0$ est un multiplicateur plastique qu'on détermine par la condition de consistance

$f=0$ et $\dot{f}=0$.

III.3.2 Critères tridimensionnels de plasticité :

Le comportement plastique d'un corps solide présente des déformations permanentes sans se fissurer. On admet généralement que ces déformations permanentes se produisent au-delà d'une contrainte appelée seuil de plasticité ou limite d'élasticité. Au-delà de ce seuil, les déformations restent permanentes.

La définition du seuil conventionnel (figure III.8) dépend de la précision des appareils de mesures utilisés. La vraie limite d'élasticité point (A) définie par une contrainte σ_v qui produit une déformation permanente dans le premier grain de la microstructure est inaccessible à la mesure expérimentale. La déformation plastique est définie comme la déformation mesurée après une décharge élastique (tronçon BC) qui récupère une partie de la déformation élastique σ_e , les propriétés élastiques étant supposées raisonnablement non modifiées par le très faible taux de plastification subi par le matériau (invariance des pentes des tronçons OA).

A cette déformation définie conventionnellement par $\epsilon_p = 2.10^{-2}$ (ou 10^{-5} selon la précision des matériels utilisés) correspond le seuil d'élasticité conventionnelle $\sigma_c (\epsilon_p)$ appelée seuil de plasticité.

En général, la déformation plastique dépend plus ou moins de la température, de la vitesse de déformation et de l'histoire des déformations permanentes subies par le matériau au cours de sa fabrication ou par des sollicitations antérieures. On constate expérimentalement que lorsqu'un solide a été soumis à une série de contrainte d'amplitudes différentes, il possède par la suite un seuil de plasticité engendré par la contrainte la plus importante. C'est à partir de ce constat qu'on peut dire que les aciers se plastifient sous des contraintes suffisantes, et gardent leur forme sous des contraintes moins importantes.

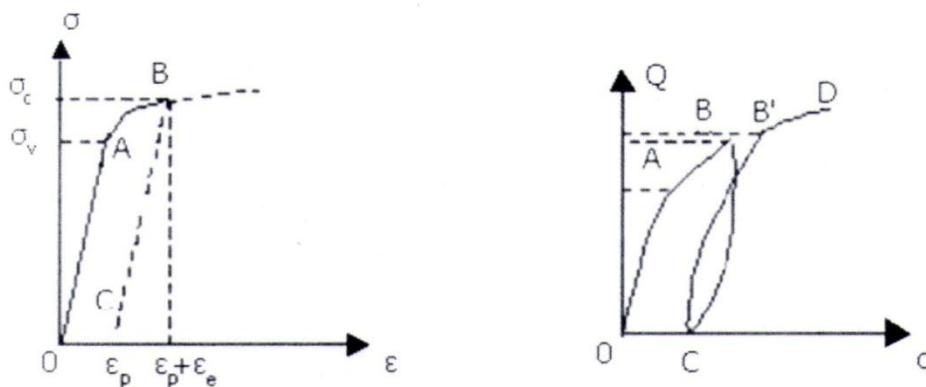


Figure III.8 : Seuil de plasticité [25]

III.3.3 Critère isotrope de von Mises

Il est l'un des critères de plasticité isotrope les plus utilisés pour les matériaux métalliques ductiles [26]. Il est défini en considérant l'écoulement plastique comme insensible à la pression hydrostatique. La propriété d'isotropie traduit l'indépendance de l'expression du critère de plasticité de tout changement de repère. Le critère de von Mises est défini dans un repère orthonormé par l'expression suivante :

$$\sigma_{eq} - R_e = \sqrt{\frac{1}{2} [(\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2 + 6(\sigma_{12}^2 + \sigma_{23}^2 + \sigma_{13}^2)]} \dots(\text{III.21})$$

En fonction des contraintes principales :

$$\sigma_{eq} - R_e = \sqrt{\frac{1}{2}[(\sigma_1 - \sigma_2)^2 + (\sigma_2 - \sigma_3)^2 + (\sigma_1 - \sigma_3)^2]} \dots\dots\dots(III.22)$$

III.3.4 Lois d'écoulement

L'état de contrainte et de déformation en un point donné à l'intérieur du domaine élastique, ne dépend que de l'état initial et de l'état final. Il existe une relation biunivoque entre la contrainte et la déformation (loi de Hooke).Lorsqu'on atteint la limite de l'élasticité et lorsqu'on la dépasse, deux cas peuvent se produire, selon la nature du matériau; soit il est parfaitement plastique écrouissable :

- Dans le premier cas, la contrainte n'évolue pas avec la déformation, la surface d'écoulement reste inchangée. Ainsi, la limite d'écoulement nécessaire pour poursuivre la déformation plastique est indépendante de la déformation plastique, déjà réalisée.
- Dans le deuxième cas, la contrainte augmente avec la déformation, le matériau se consolide et la surface d'écoulement évolue. Dans ce cas, la limite d'écoulement dépend du chemin plastique parcouru.

III.3.5 Ecrouissage isotrope

L'écrouissage isotrope est associé à une augmentation isotrope de la résistance à l'écoulement. Il peut être caractérisé par son rayon $R(\epsilon_p)$.

La figure suivante indique schématiquement l'évolution du critère dans le plan des contraintes et la courbe des contraintes et la courbe contraintes-déformation plastique en traction aussi pourquoi la déformation plastique cumulée peut être employée comme variable de l'écrouissage isotrope.

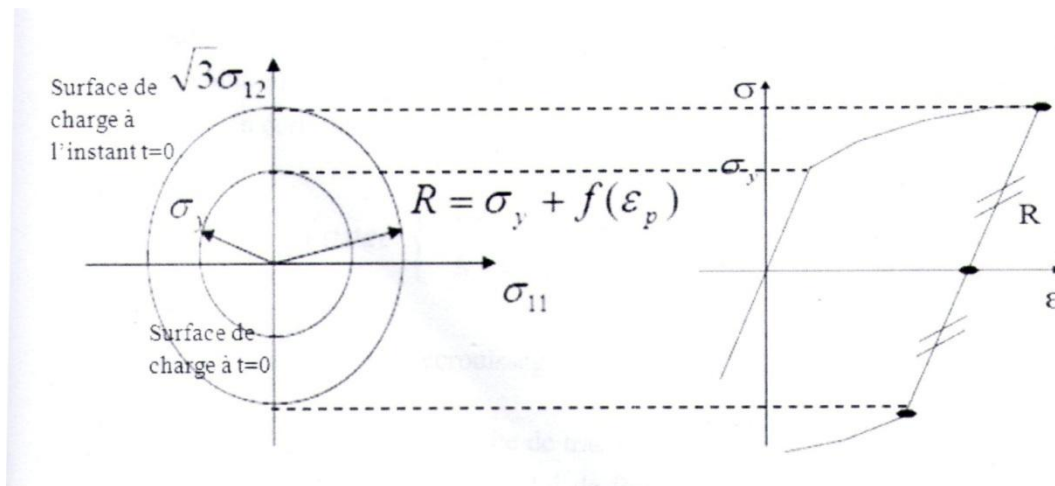


Figure III.9 : Représentation de l'écrouissage isotrope dans le plan des contraintes en traction /compression uni-axiales [26].

La loi de Prandtl-Reuss décrit le comportement élasto-plastique d'un matériau avec une surface d'écoulement représentée par une contrainte équivalente de Von Mises et une variable isotrope R . La fonction Φ caractérisant la surface d'écoulement qui s'écrit sous la forme :

$$\Phi = \sigma_{eq} - \bar{\sigma} \dots\dots\dots (III.23)$$

$\bar{\sigma}$: la contrainte limite en traction.

La loi de normalité s'écrit dans ce cas comme suit :

$$\dot{\epsilon}_p = \frac{\lambda \delta \Phi}{\delta \sigma} = \frac{3}{2} \frac{\lambda \bar{\sigma}}{\sigma_{eq}} \dots\dots\dots (III.24)$$

et

$$\dot{p} = - \frac{\lambda \delta \Phi}{\delta R} \dots\dots\dots (III.25)$$

\dot{p} : la déformation plastique cumulée

$$\dot{p} = \sqrt{\frac{3}{2} \dot{\epsilon}_p : \dot{\epsilon}_p} \dots\dots\dots (III.26)$$

Pour obtenir le multiplicateur λ , il suffit donc d'exprimer la loi d'évolution de la variable R en fonction des variables flux. Dans la de Prandtl-Reuss, on écrit cette évolution sous la forme :

$$R = R(p) \text{ avec } \begin{cases} R(0) = \sigma y \\ R = \dot{k} \dot{p} \end{cases} \dots\dots\dots (III.27)$$

\dot{k} : la pente d'écrouissage plastique.

La figure (III.9) représente une courbe de traction uni-axiale sur laquelle sont situées les variables introduites dans la loi de Prandtl-Reuss. On constate qu'un essai de traction uni-axial suffit dans ce cas pour caractériser complètement la loi de comportement du matériau. En effet, la variation de contrainte au cours de l'essai s'écrit :

$$\dot{\sigma} = E \dot{\epsilon}^e = E (\dot{\epsilon} - \dot{\epsilon}_p) = E (\dot{\epsilon} - \frac{\dot{\sigma}}{\dot{k}}) \dots\dots\dots (III.28)$$

- $\tilde{E} = \frac{E \dot{k}}{E + \dot{k}}$

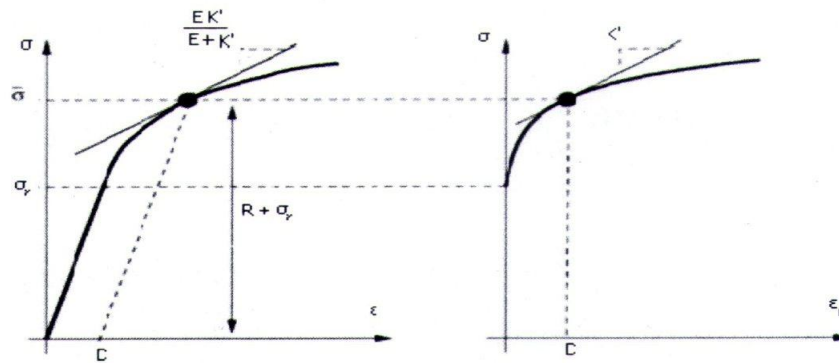


Figure.III.10: Essai de traction uni-axial. Loi de Prandtl-Reuss [27].

III.3.6 Ecrouissage cinématique

L'écrouissage cinématique (X) induit par la déformation plastique est associé à un déplacement du centre du domaine d'élasticité, correspond à la translation de la surface de charge. Il est par nature anisotrope et associé à un tenseur d'ordre deux.

Dans le cas représenté ici, la taille du domaine d'élasticité reste constante au cours de la déformation.

- L'écrouissage cinématique peut présenter un caractère linéaire ou non linéaire.
- La plus part des matériaux présente cette composante de l'écrouissage.

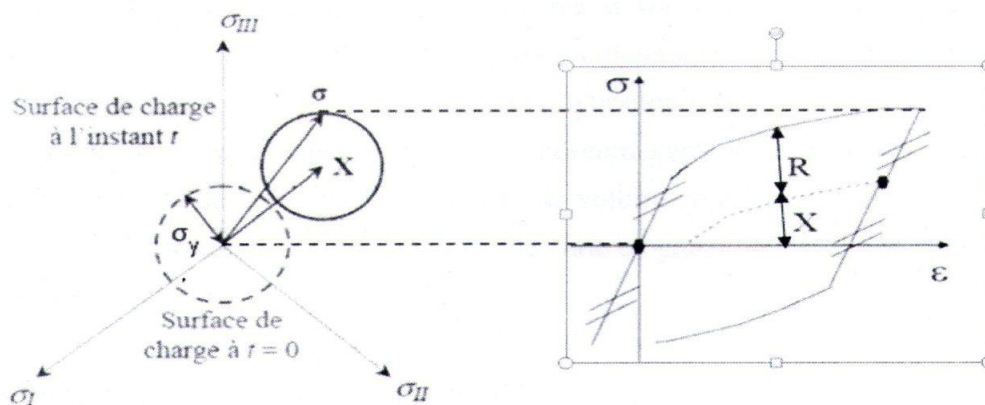


Figure III.11 : Ecrouissage cinématique : représentation dans l'espace des contraintes traction-compression.[26]

La loi de Prager décrit le comportement élasto-plastique d'un matériau avec une surface d'écoulement représentée par une variable cinématique linéaire X et une variable isotrope

constante σ_y . La fonction φ caractérisant la surface d'écoulement s'écrit alors tout sous la forme :

$$\Phi = \varphi_y (\sigma - X) - \sigma_y \dots \dots \dots (III.29)$$

La loi de normalité s'écrit alors :

$$\epsilon^p = \lambda \left(\frac{\partial \varphi}{\partial \sigma} \right)$$

L'écroûissage cinématique de Prager [correspond à une translation de la surface d'écoulement, sans évolution de sa taille (la variable R est constante)

- **Contraintes et déformations plastiques insérées dans le comportement des aciers :**

| σ_p | ϵ_p | σ_p | ϵ |
|------------|--------------|------------|------------|
| 400 | 0 | 450.7 | 0.00581 |
| 403.4 | 0.00047 | 454.6 | 0.00626 |
| 408.1 | 0.000894 | 458.3 | 0.00671 |
| 412.1 | 0.0013 | 462.08 | 0.00715 |
| 417.6 | 0.00179 | 465.77 | 0.0076 |
| 422.8 | 0.00223 | 469.72 | 0.00805 |
| 427.3 | 0.00268 | 473.32 | 0.0085 |
| 431.7 | 0.00313 | 477.25 | 0.0089 |
| 435.49 | 0.00358 | 481.04 | 0.0092 |
| 439.33 | 0.00447 | 484.3 | 0.0096 |
| 443.12 | 0.00492 | 488.62 | 0.011 |
| 446.91 | 0.00536 | 492.418 | 0.0114 |
| | | 496.21 | 0.01185 |
| | | 500 | 0.012 |

Tableau III.1 : contraintes et déformations plastiques insérées dans le modèle de plasticité.

III.4 Codes de calculs

Pour mener à bien un projet technique, l'ingénieur ou technicien de bureau d'études doit concevoir puis dimensionner l'ouvrage de manière à fournir à l'entreprise exécutante les plans nécessaires à sa réalisation. Très souvent, celui-ci utilisera un outil de calcul basé sur la méthode des éléments finis dont l'utilisation s'est généralisée dans l'industrie et le **BTP** depuis une vingtaine d'années.

Cette méthode qui n'est pas uniquement dédiée aux problèmes : structurels, thermiques, électromagnétiques, fluidiques, avec des aspects linéaires ou non linéaires, stationnaires ou transitoires.

Différents éditeurs de logiciels se sont imposés sur le marché (ABAQUS, CATIA, SOLIDWORKS.....). Ils proposent généralement plusieurs modules permettant d'aborder des problèmes multi physiques. La structure de ces codes comporte habituellement

un préprocesseur, un ou plusieurs solveurs, un ou plusieurs post processeur. Le préprocesseur est une interface graphique permettant à l'utilisateur de décrire la géométrie et le type de problème à résoudre. Le ou les solveurs intègrent les bases des méthodes de résolution (linéaire ou non linéaire.....) spécifiques au cas étudié. Le ou les post processeurs permettent de visualiser les résultats sous forme de courbes (évolution en fonction du temps, des charges, des déplacements, etc.) ou d'iso valeurs matérialisant le comportement de la structure par une échelle de couleurs variant du bleu au rouge généralement.

Mais avant d'utiliser un tel code de calcul de manière opérationnelle, il est essentiel d'explorer ses capacités et surtout ses limites à travers des tutoriaux qui sont à sa disposition [22]. Pour ce faire, le futur utilisateur devra maîtriser un minimum de pré requis théoriques dans le secteur visé (génie civil, mécanique, etc.) mais également dans le domaine de la méthode des éléments finis. Toujours dans ce même domaine et au niveau pratique, il devra être capable de résoudre des problèmes simples avec le logiciel mis à sa disposition (ABAQUS pour notre cas). Généralement, les éditeurs de logiciels joignent au produit un manuel dit de vérification ou étalon permettant de comparer les résultats obtenus à un référentiel souvent issu de bases théoriques. Dans le cadre de la mise en œuvre d'une nouvelle technique ou peut-être même lors d'une première utilisation, l'opérateur pourra aussi utiliser ce manuel comme base de formation à l'outil.

Les problèmes de la mécanique appliquée auxquels sont confrontés les ingénieurs peuvent être formulés classiquement par écriture des équations différentielles traduisant à l'échelle locale une loi de conservation, telle que par exemple l'équilibre des forces d'un élément infinitésimal d'une structure ou la conservation de la quantité de mouvement d'un écoulement fluide.....

III.4.1 Présentation du logiciel ABAQUS :

ABAQUS est une suite puissante des programmes des logiciels de simulation technique créé en 1978, basée sur la méthode des éléments finis (méthodes numériques approchées), ABAQUS est l'un des premiers fournisseurs mondiaux de logiciels et services pour l'analyse par éléments finis. La gamme de logiciel d'ABAQUS est particulièrement réputée pour sa technologie, sa qualité et sa fiabilité. Elle s'est imposée comme partie intégrante des processus de conception de sociétés de renommées mondiale dans tous les secteurs industriels.

ABAQUS offre les meilleures solutions pour des problèmes linéaires, non linéaires, explicites et dynamiques. Il a une bibliothèque étendue des éléments qui peuvent modéliser n'importe quelle géométrie. Il a une liste également étendue de modèles matériels qui peuvent simuler le comportement de la plupart des matériaux typiques de technologie comprenant de métaux, le caoutchouc, les polymères, les composites, le béton armé et les matériaux géotechniques comme les sols et la roche. Il peut simuler des problèmes dans de tel secteurs divers comme : la mécanique, le transfert thermique et électrique, problème couplés (piézo et thermique), l'acoustique et la mécanique des sols...

Dans la plupart des simulations, y compris fortement les non linéaires, la besoin d'utilisateur est de fournir les données de technologies telles que la géométrie de la structure, le comportement des matériaux constituant, ses états de frontières, et les charges appliquées.

ABAQUS peut simuler n'importe quelle géométrie telles que : poutres, plaques, coques et éléments spéciaux (ressorts, masses...) en deux dimensions ou en trois dimensions.

ABAQUS se divise en trois grands codes :

- ABAQUS /Standard : résolution par un algorithme statique implicite.
- ABAQUS/Explicit : résolution par un algorithme explicite.
- ABAQUS/cae : fournit un environnement complet de modélisation et de visualisation pour des produits d'analyse d'ABAQUS.

Fonctionnement du code Abaqus

Dans cette section, une description de la discrétisation spatiale par éléments finis employée dans le code de calcul Abaqus est donnée. Puis nous présentons le schéma de résolution Dynamique Explicite (Abaqus/ Explicit) dans le cas d'un problème mécanique.

III.4.2 Discrétisation du principe des puissances virtuelles (PPV)

Soit un solide en équilibre occupant à in instant donné un volume V de frontière Γ. Il est soumis, comme le montre la figure (III.11), à des forces volumiques Fv et à des foces surfaciques F_s. Il est soumis à des efforts de contact F_c exercés sur la portion Γ_c. L'ensemble de ces conditions aux limites est exprimé en déplacements imposés au solide sur le domaine présentées Γ_u. Elles se résument en seul vecteur noté u*.

L'équation du mouvement de chaque point matériel du solide est donnée par :

$$\overrightarrow{div}\sigma + Fv = \rho\ddot{u} \dots\dots\dots(III.30)$$

Où \ddot{u} représente la dérivée seconde du vecteur déplacement u.

Le problème consiste à déterminer le champs de contrainte $\sigma(x,t)$. Et le déplacement u dû à la déformation $\epsilon(x,y)$ à tout instant t et en tous point x, connaissant les conditions initiales de chacun des champs.

Les champs de vitesse \dot{u} et de constraints $\sigma(x,y)$ doivent respecter :

- Les conditions aux limites en déplacement $u=u^*$ sur Γ_u
- Les conditions aux limites portant sur les efforts

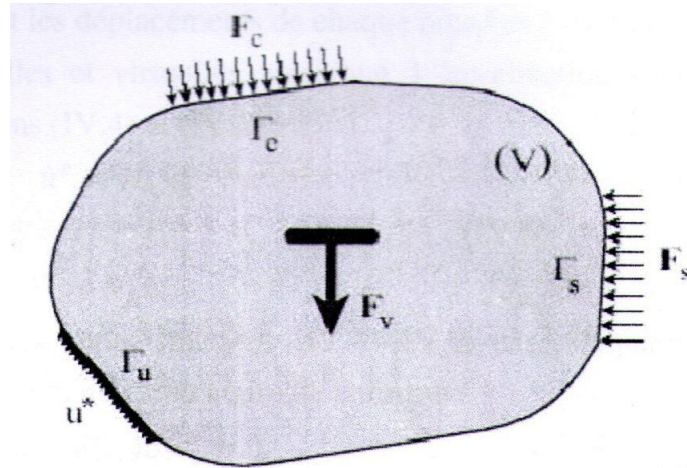


Figure III.12 : Scéma d’une structure en équilibre.

La base d’une formulation éléments finis en déplacement consiste en l’introduction d’approximations spéciales de la solution. Pour développer une telle approximation, on remplace les équations du mouvement par une forme faible équivalente en la multipliant par une fonction test. La fonction test adoptée par Abaqus [10] est un champ de vitesse virtuel arbitraire $\delta\dot{u}$ suffisamment continu. Après vérification et développement des conditions aux limites $\delta\dot{u} = 0$ sur Γ_u . Après développement, nous aboutissons à l’écriture du principe des puissances virtuelles (PPV) :

$$-\int_v \boldsymbol{\varepsilon} : \boldsymbol{\delta\dot{E}} dv + \int_v \mathbf{F}_v \delta\dot{u} dv + \int_{\Gamma_s} \mathbf{F}_s \delta\dot{u} d\Gamma_s + \int_{\Gamma_c} \mathbf{F}_c \delta\dot{u} d\Gamma_c = \int_v \boldsymbol{\delta\dot{u}} \delta\dot{u} dv \dots (III.31)$$

Où $\delta\dot{E}$ est l’accroissement virtuel des taux de déformations, lié à $\delta\dot{u}$ par les relations de compatibilité :

$$\dot{E} = \frac{1}{2} [\mathbf{grad}\dot{u} + \mathbf{grad}\dot{u}] \dots (III.32)$$

La fonction IV.2 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 fonction dans le cas de l’utilisation d’élément iso paramétriques. C’est-à-dire pour lesquels les fonctions géométriques sont confondues avec les fonctions d’interpolations.

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

$$\mathbf{u}^e = \mathbf{N}_n \mathbf{u}_n^e \dots (III.33)$$

$$\delta\mathbf{u}^e = \mathbf{N}_n \delta\mathbf{u}_n^e \dots (III.34)$$

\mathbf{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. \mathbf{u}_n^e désigne le vecteur

Les vitesses réelles et virtuelles ainsi que l'accélération sont interpolées en décrivant les équations (III.33) (III.34) :

$$\begin{cases} \dot{\mathbf{u}}^e = \mathbf{N}_n \dot{\mathbf{u}}_n^e \\ \delta \dot{\mathbf{u}}^e = \mathbf{N}_n \delta \dot{\mathbf{u}}_n^e \dots \dots \dots \text{(III.35)} \\ \ddot{\mathbf{u}}^e = \mathbf{N}_n \ddot{\mathbf{u}}_n^e \end{cases}$$

En introduisant les approximations (III.33) (III.34) dans l'équation (III.31), nous obtenons une fonctionnelle élémentaire de la forme :

$$\mathbf{I}_e = (\mathbf{M}^e \ddot{\mathbf{u}}^e + \mathbf{F}_{int}^e + \mathbf{F}_{ext}^e) \delta \dot{\mathbf{u}}^e = \mathbf{0} \dots \dots \dots \text{(III.36)}$$

Où 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 F_{int}^e est le vecteur élémentaire des efforts internes et F_{ext}^e le vecteur des forces externes de l'élément (e)

Ces trois grandeurs sont données par :

$$\begin{aligned} \mathbf{M}^e &= \int_{V_e} \rho^T \mathbf{N}_n \mathbf{N}_n dV \\ \mathbf{F}_{int}^e &= \int_{V_e} \mathbf{T} \mathbf{B} \sigma dV \dots \dots \dots \text{(III.37)} \end{aligned}$$

$$\mathbf{F}_{ext}^e = \int_{V_e} \mathbf{T} \mathbf{N}_n \mathbf{F}_v \mathbf{D} v \mathbf{d} V + \int_{\Gamma_s^e} \mathbf{T} \mathbf{N}_n \mathbf{F}_s d\Gamma + \int_{\Gamma_c^e} \mathbf{T} \mathbf{N}_n \mathbf{F}_c d\Gamma$$

Où la matrice déformation- déplacement B_n^e de l'élément (e) s'écrit comme suit :

$$\mathbf{B}_n^e = \frac{\delta \mathbf{N}_n}{\delta \mathbf{X}_n} \dots \dots \dots \text{(III.38)}$$

Equilibre du système globale obtenu en assemblant les fonctionnelles élémentaires I_e sur toute la structure est de la forme :

$$\mathbf{I} = \sum_e \mathbf{I}_e = [\sum_e (\mathbf{M}^e \ddot{\mathbf{u}}^e + \mathbf{F}_{int}^e - \mathbf{F}_{ext}^e)] \delta \dot{\mathbf{u}}^e \dots \dots \dots \text{(III.39)}$$

Ou encore:

$$\mathbf{I} = (\mathbf{M} \ddot{\mathbf{u}} + \mathbf{F}_{int} - \mathbf{F}_{ext}) \delta \dot{\mathbf{u}} = \mathbf{0} \dots \dots \dots \text{(III.40)}$$

Le système algébrique précédent est non linéaire. Il exprime l'équilibre dynamique de la structure. Sa résolution incrémental par linéarisation sur chaque incrément de temps peut-être envisagé par plus méthodes.

ABAQUS /STANDARD

Nous permet de réaliser des études statiques en contraintes-déplacements, dynamiques linéaires ou non linéaires. Généralement, c'est la méthode de Newton qui est utilisée pour résoudre les problèmes non linéaires. La base de formalise de cette méthode est la suivante : considérons qu'après i itérations sur l'incrément de temps, l'approximation de la solution est u(i). la différence entre la solution exacte et la solution après i itérations est notée c (i+1). La solution exacte Est donc donnée par :

$$\mathbf{u} = \mathbf{u}(i) + \mathbf{c}(i+1) \dots\dots\dots (III.41)$$

En écrivant symboliquement le principe des travaux virtuels par une équation implicite $F(u)=0$

Cela signifie l'équilibre par apport à la variable nodale considérée. Cette équation implicite peut être développée en série de TAYLOR en u(i), ce qui donne :

$$F[\mathbf{u}(i)] + (\partial F[\mathbf{u}(i)] / \partial \mathbf{u}(i)) * \mathbf{c}(i + 1) + (\partial^2 F[\mathbf{u}(i)] / \partial \mathbf{u}(i)^2) * \mathbf{c}^2(i+1) + \dots = 0 \dots\dots\dots (III.42)$$

Si l'approximation est proche de la solution u(i), alors c (i+1) est petit et l'équation (III.42) peut être réduite à ces deux premiers termes donnant ainsi :

$$(\partial F[\mathbf{u}(i)] / \partial \mathbf{u}(i)) * \mathbf{c}(i + 1) = -F [\mathbf{u}(i)] \dots\dots\dots (III.43)$$

L'équation (III.43) permet de déterminer c (i+1) pour calculer l'approximation suivante u(i+1) par :

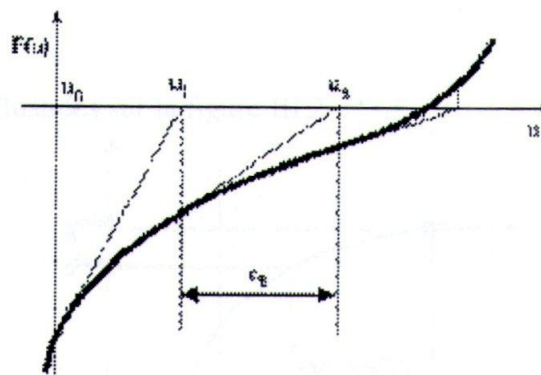


Figure.III.13 : Illustration de la méthode de Newton [10]

la figure ci-dessus illustre la méthode de NEWTON dont le but est de déterminer u tel que F(u) = 0.

Sur cette figure on observe que la valeur nodale de l'incrément suivant utilise la matrice jacobéenne comme une pente, en partant de la valeur courante. La convergence de cette méthode est quadratique, donc rapide.

Cependant, la matrice jacobienne $\partial F[\mathbf{u}(i)]/\partial \mathbf{u}(i)$ peut présenter des problèmes d'existence et de singularité. Auquel cas, l'équation (III.43) est insoluble.

ABAQUS/Explicit : La version explicite est entièrement vectorisée afin d'utiliser les supercalculateurs multiprocesseurs. Bien que l'analyse soit dynamique, elle peut être utilisée moyennant quelques précautions pour accomplir des analyses quasi-statiques. Le schéma explicite implanté au sein d'ABAQUS conduit à des temps de calcul plus faible comparativement au schéma implicite nommé ABAQUS/Standard. L'algorithme explicite assure une certaine robustesse, il est plus efficace pour aboutir à un calcul complet que

ABAQUS/Explicit met en œuvre un schéma d'intégration par différences centrales exprimés par les équations (III.44) et (III.45).

$$\mathbf{du}(i+1/2)/dt = \mathbf{du}(i-1/2)dt + [(\Delta t(i+1) + \Delta t(i)/2)] * \mathbf{d}^2\mathbf{u}(i)/dt^2 \dots \dots \dots (III.44)$$

$$\mathbf{u}(i+1) = \mathbf{u}(i) + [(\Delta t(i+1) * \mathbf{du}(i+1/2)/dt)] \dots \dots \dots (III.45)$$

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

Ces équations sont illustrées sur la figure (III.14) :

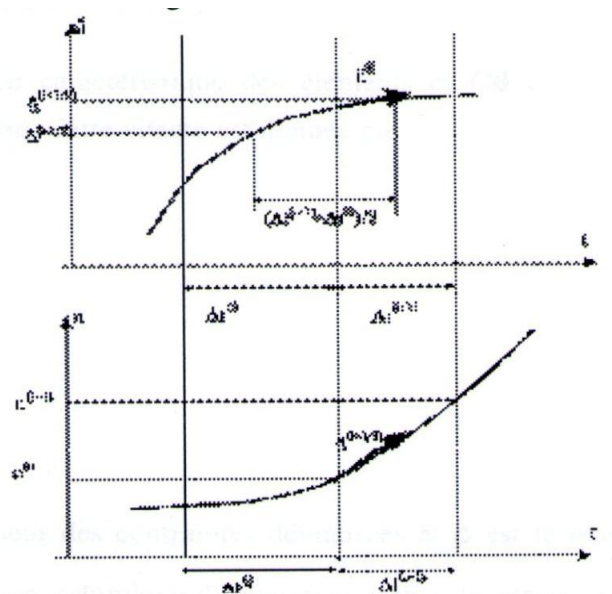


Figure.III.14 : Illustration de l'opérateur de la différence centrale [10].

Ce seul schéma d'intégration est combiné à une procédure dynamique. La clef de l'efficacité calculatoire de la procédure explicite provient de l'illustration d'une matrice de masse diagonale. Une telle forme permet un calcul rapide de l'inverse de cette matrice de masse diagonale. Une telle forme permet un calcul rapide de l'inverse de cette matrice notamment utilisé pour la détermination de l'accélérateur de l'équation (III.46).

$$d^2u(i)/dt^2 = M^{-1} * (F(i) - I(i)) \dots \dots \dots (III.46)$$

où M est la matrice de masse diagonale, F est le vecteur des charges appliquées et I est le vecteur des forces internes. Ainsi, la procédure explicite ne requiert ni itération, ni matrice tangente de rigidité. La procédure explicite intègre par rapport au temps en utilisant beaucoup de petits incréments de temps. Or, l'opérateur de différence centrale est conditionnellement stable. La limite de cette stabilité pour cet opérateur est donné en terme de plus grandes valeurs propres du système par :

$$\Delta t \leq 2/w_{max} \dots \dots \dots (III.47)$$

Une estimation de la plus petite valeur propre du système peut être obtenue en déterminant le mode maximum des éléments du maillage. Ainsi, l'incrément de temps permettant la stabilité est donnée par :

$$\Delta t = \min (L_e / C_d) \dots \dots \dots (III.48)$$

Où L_e est la dimension caractéristique des éléments et C_d est la vitesse des ondes en dilatation dans le matériau, cette vitesse est donnée par :

$$C_d = \sqrt{\left[\frac{\lambda + \mu}{\rho} \right]} \dots \dots \dots (III.49)$$

Avec:

$$\lambda = k - (2/3)\mu \dots \dots \dots (III.50)$$

Le tenseur S est le tenseur des contraintes déviatrices et p est le tenseur des déformations déviatrices. P est la masse volumique du matériau. Ainsi, la procédure explicite dynamique peut effectuer un grand nombre de petits incréments pour un temps de calcul raisonnable.

La CAE (complète Abaqus environment) est l'interface graphique interactive idéale pour la modélisation, la gestion et le post traitement des modèles Abaqus. Le CAE permet d'effectuer la totalité de la mise en données, la création ou l'import de pièces, le maillage jusqu'à l'exploitation avancée des résultats.

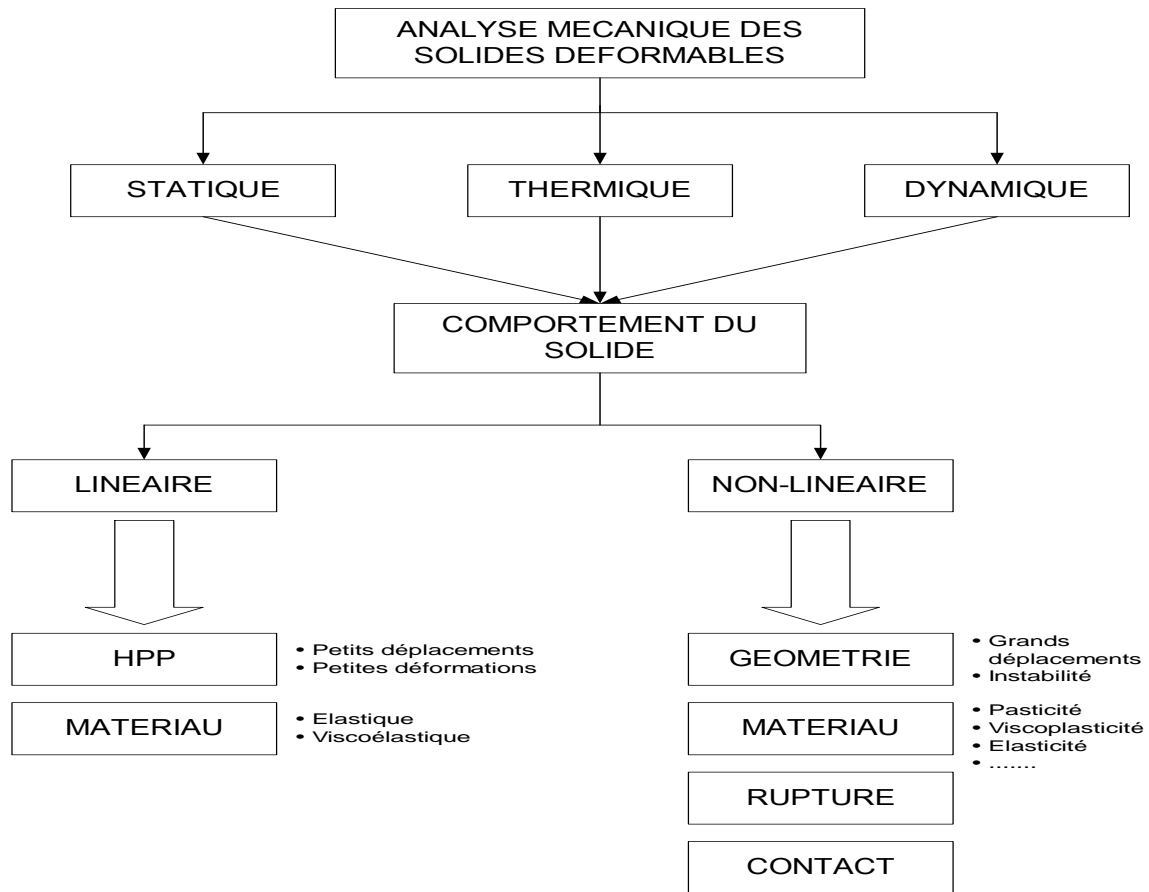


Figure III.15 : Itinéraire des opérations sur Abaqus [22]

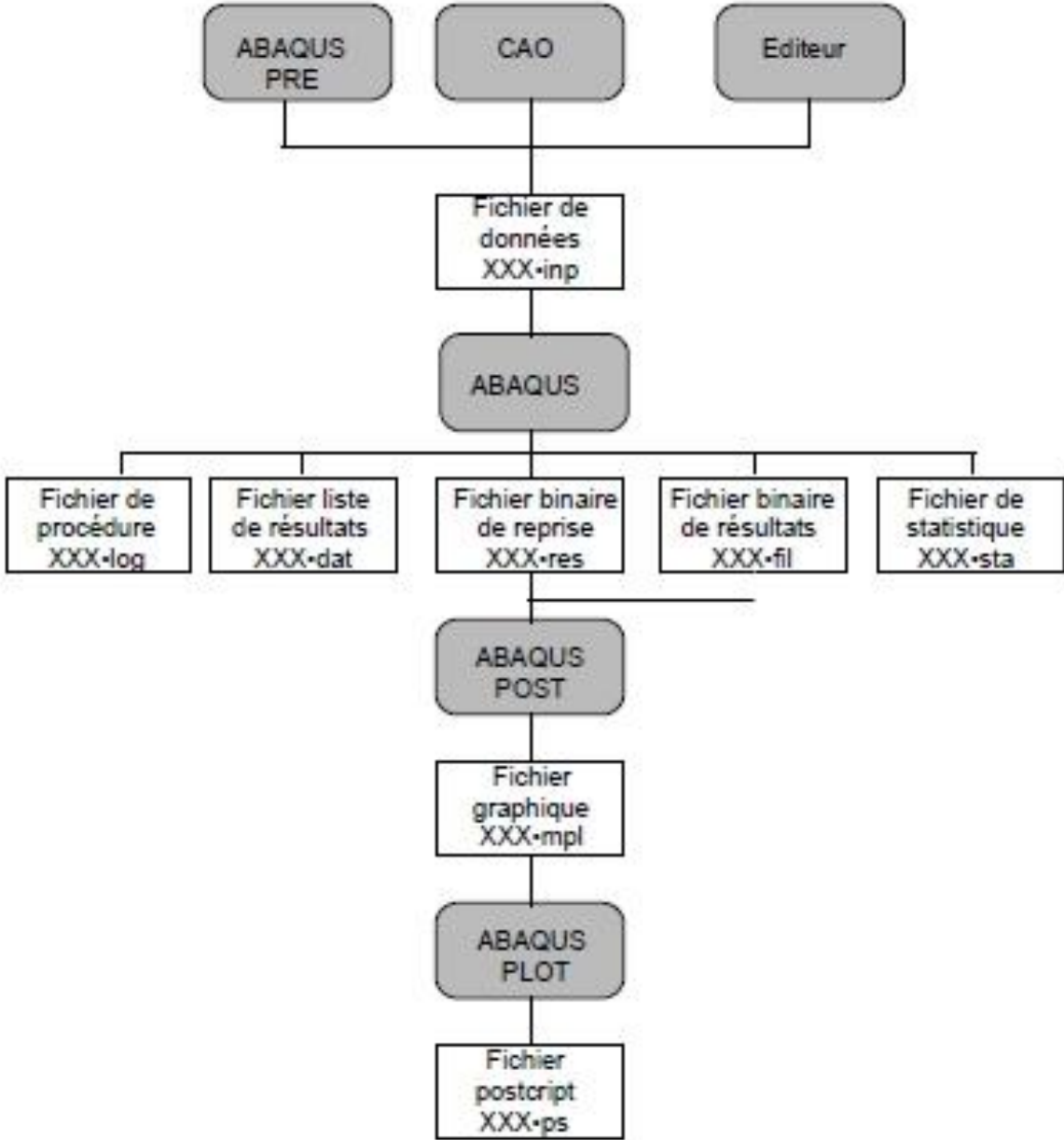


Figure III.12 : schéma de fonctionnement du logiciel Abaqus [22].

III.5 Conclusion

Dans chacun de ces procédés, la variable continue recherchée est remplacée par une approximation discrète et les opérateurs régissant le problème par un algorithme d'opérations algébriques. La simplicité de ces opérations, directement programmables sur ordinateur, explique clairement le succès de ces méthodes face aux alternatives classiques telles que les processus analytiques ou expérimentaux, même si dernières continuent indiscutablement à revêtir ponctuellement un rôle de contrôle des résultats numériques.

Malgré la souplesse générale de chacune de ces techniques numériques, ainsi que leur adaptation aisée aux situations complexes qui se posent à l'ingénieur, la résolution d'un problème pratique n'est pas effectuée exclusivement par l'une ou l'autre des ces méthodes. Chacune présente des avantages et des inconvénients qui lui sont propres. Ainsi, il est par exemple souhaitable d'utiliser la méthode des différences finies pour la discrétisation temporelle du problème, la méthode des éléments finis ou celle des éléments de frontière pour la discrétisation spatiale du domaine étudié. De plus, il est souvent nécessaire de recourir en outre à des procédés de linéarisation, afin de s'affranchir des non-linéarités tant géométriques que constitutives.

A titre d'exemple, l'analyse du comportement dynamique d'un élément de structure est ainsi modélisé par la méthode des éléments finis. La recherche de ses paramètres modaux est réalisée par au moyen d'un algorithme numérique et expérimental. La réponse temporelle de la structure à une excitation extérieure est ensuite déterminée par superposition des réponses modales appropriées, calculées grâce à un schéma aux différences finies.

Chapitre IV

Simulation et résultats

Introduction

A travers ce chapitre nous allons présenter et interpréter les résultats obtenus à l'issue des simulations sur deux voiles ferrailés selon deux méthodes du RPA, la méthode des bandes et la méthode classique du béton armé. Les résultats seront présentés sous formes d'iso-valeurs et de courbes.

IV.1.1 Présentation des modèles à simuler

Deux voiles courts ayant un élancement de ($h/l = 1.224$) ont été soumis à des simulations sur ABAQUS. Leurs dimensions sont les suivantes :

- La hauteur totale du voile (h_e) est de 3.06 m.
- La longueur (l) est de 2.5 m.
- L'épaisseur (a) est de 0.16 m.
- La semelle est d'une profondeur de 0.6 m et d'une longueur de 2.5 m.
- Une partie du plancher de 2.5 m de longueur, de 0.6 m de largeur et de 0.16 m d'épaisseur repose sur la tête du voile.

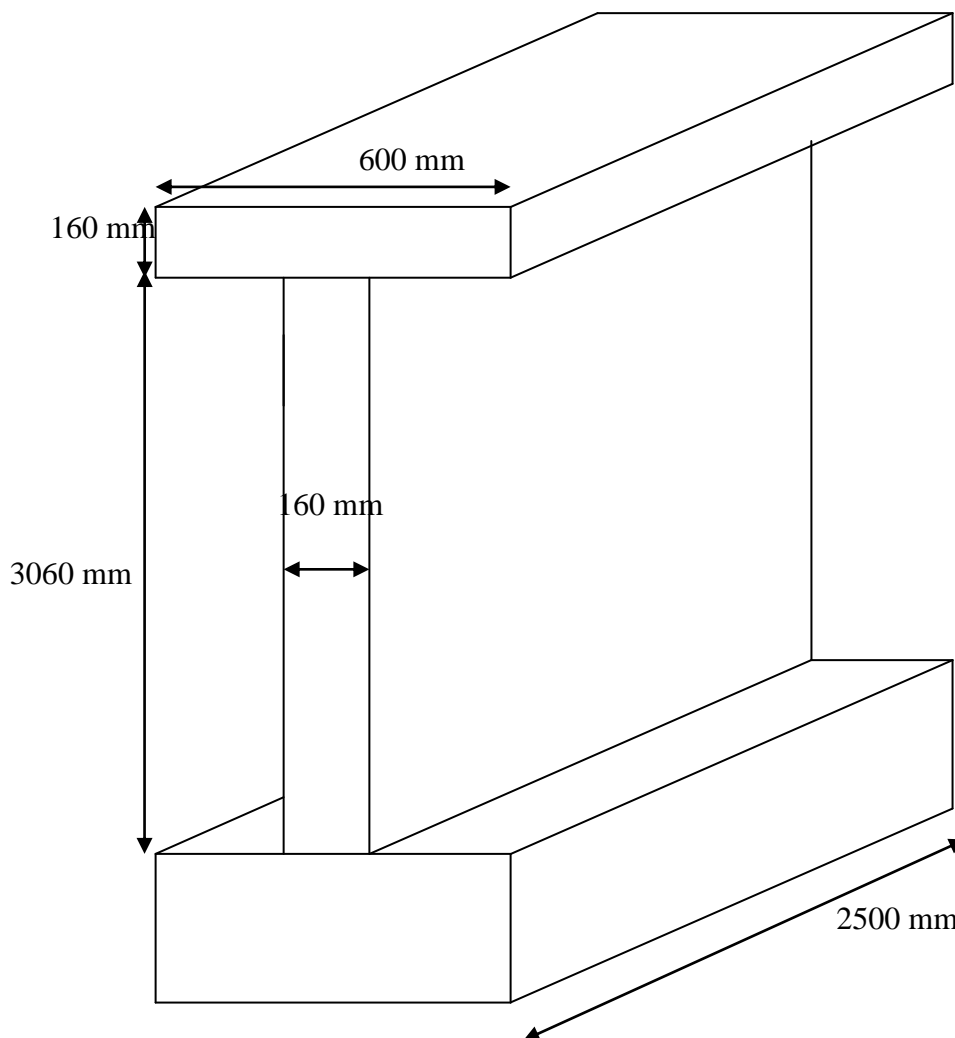


Figure IV.1 : Dimensions et géométrie des voiles.

Les deux voiles sont soumis a un même chargement déterminé selon les vérifications spécifiques du Rpa. Afin d'éviter le risque de rupture fragile sous sollicitations d'ensemble dues au séisme, l'effort de compression de calcul est limité par la condition suivante :

$$V = \frac{Nd}{B_c \cdot f_{c28}} \leq 0.3 \dots\dots\dots(IV.1)$$

B_c : la section d'application de l'effort

$$B_c = 0.16 \times 0.16 = 0.0256 \text{ m}^2$$

$$B_c = 25600 \text{ mm}^2$$

$$F_{c28} = 20 \text{ MPa}$$

$$\text{Donc } N_d \leq 0.3 \times 25600 \times 20 = 153\,600 \text{ N} = 153.6 \text{ KN}$$

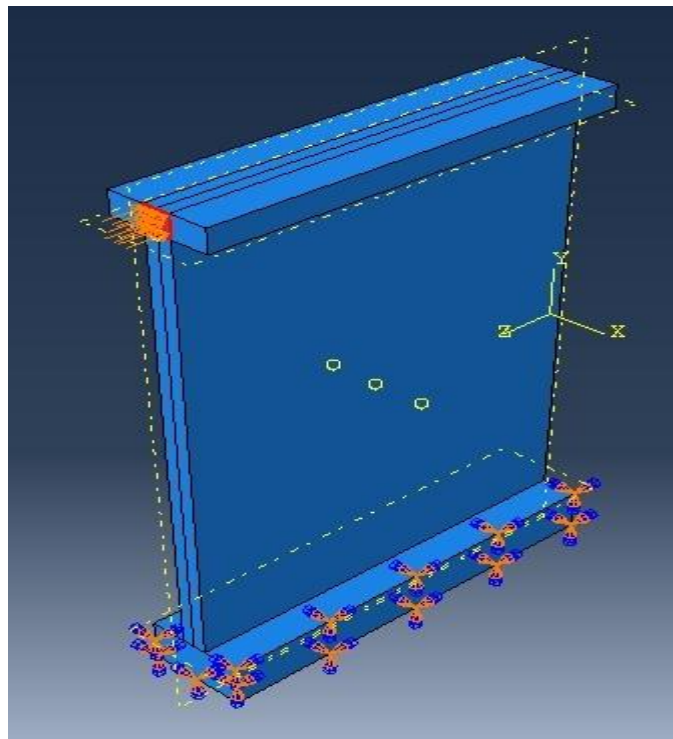


Figure IV.2 : Zone d'application du chargement horizontal.

IV.1.2 Présentation des ferrillages

Nous avons opté pour deux modes de ferrillage entre lesquels nous allons comparer à travers les résultats de notre simulation.

IV.1.2.1 Ferrillage de la méthode des bandes

Le premier voile a été ferrillé avec la méthode des bandes.

La méthode consiste à déterminer le diagramme des contraintes à partir des sollicitations les plus défavorables (N.M) pour des bandes de largeur d.

N : effort normal.

M : moment de flexion.

$$\sigma_{\max} = \frac{N}{B} + \frac{M.V}{I}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{N}{B} - \frac{M.V}{I}$$

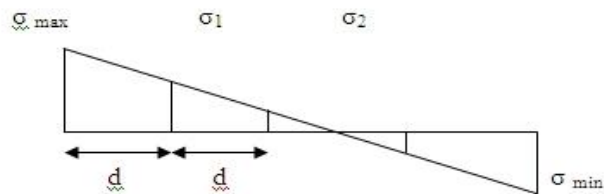


Figure IV.3 : Diagramme des contraintes du voile en flexion composée.

B : section du béton

I : moment d'inertie des voiles

Le calcul se fera pour des bandes $d \leq \min\left(\frac{he}{2}; \frac{2}{3} L_c\right)$

- **Calcul de la zone comprimée L_c :**

$$M=47.62 \text{ t.m}$$

$$N=17.48 \text{ t}$$

$$e = \frac{47.6}{17.48} = 2.70 \text{ m}$$

$$\Omega = 0.16 \times 2.5 = 0.4 \text{ m}^2$$

$$V = \frac{l}{2} = \frac{2.5}{2} = 1.25 \text{ m}$$

$$I = 0.16 \times 2.5^3 / 12 = 0.208 \text{ m}^4$$

$$\sigma_{\max} = \frac{17.48 \times 10}{0.4} + \frac{47.62 \times 10}{0.208} \times 1250$$

$$\sigma_{\max} = 3.3 \text{ MPa (comp)}$$

$$\sigma_{\min} = \frac{17.48 \times 10}{0.4} - \frac{47.62 \times 10}{0.208} \times 1250$$

$$\sigma_{\min} = -2.4 \text{ MPa (trac)}$$

- **Triangles semblables**

$$\frac{\sigma_{\max} + \sigma_{\min}}{l} = \frac{\sigma_{\min}}{lc}$$

$$\frac{2.4 + 3.3}{2.5} = \frac{2.4}{lc} \Rightarrow lc = \frac{6}{5.7} = 1.05 \text{ m}$$

- **Section partiellement comprimée**

$$d = \min\left(\frac{306}{2}; \frac{2}{3} \times 105\right)$$

$$d = \min(153; 70) \text{ cm}$$

$$d = 70 \text{ cm}$$

Donc nous avons des bondes de 70 cm

$$N_i = \frac{\sigma_{\min} + \sigma_1}{2} \cdot d \cdot e$$

$$\frac{\sigma_1}{d} = \frac{\sigma_{\min}}{2d} \Rightarrow \sigma_1 = \frac{\sigma_{\min}}{2}$$

$$\sigma_1 = -1.2 \text{ MPa}$$

$$N_i = \frac{2.4 + 1.2}{2} \times 700 \times 160 = 20.16 \text{ t} = N_1$$

$$N_{i+1} = \frac{\sigma_1}{2} \cdot d \cdot e = \frac{1.2}{2} \times 700 \times 160$$

$$N_{i+1} = 6.72 \text{ t} = N_2$$

- **Armatures verticales**

$$A_{v1} = \frac{N_i}{\sigma_s} \text{ avec } \sigma_s = 348 \text{ MPa}$$

$$A_{v1} = \frac{20.16 \times 10^3}{348} = 579.3 \text{ mm}^2$$

$A_{v1} = 5.8 \text{ cm}^2$ pour la première largeur de bande.

$$A_{v2} = \frac{N2}{\sigma_s} = \frac{6.72 \times 10}{348} = 193.1 \text{ mm}^2$$

$A_{v2} = 1.93 \text{ cm}^2$ pour la deuxième largeur de bande.

$$A_{\min} \geq \max(B \cdot f_{t28}/f_e; 0.005 B)$$

$$A_{\min} \geq \max[0.23 \times 160 \times 2500(0.6 + 0.06 \times 20)/400; 0.005 \times 16 \times 160]$$

$$A_{\min} \geq \max(414; 12.8) \text{ cm}^2$$

$$A_{\min} = 414 \text{ cm}^2$$

- **Armatures horizontales**

$$A_h = A_v/4 = 5.8/4 = 1.45 \text{ cm}^2$$

- **Espacement**

$$S_t \leq [1.5e; 30\text{cm}]$$

Armatures pour les potelets : 4HA10 ligaturés par des cadres HA8 espacés de $S \leq e$ voile

$$\text{Le diamètre max} = \frac{e \text{ voile}}{10}$$

Après calcul, le premier voile a été ferrailé comme suit :

- 20 barres verticales en T6 réparties en deux nappes (en blanc sur la figure IV.3).
- 8 barres verticales en T10 qui constituent les potelets d'extrémité (en rouge sur la figure IV.3).
- 34 barres horizontales en T3 réparties en deux nappes avec un espacement de 20 cm (en vert sur la figure IV.3).
- 34 cadres en T3 réparties sur le long des potelets (en bleu sur la figure IV.3) .

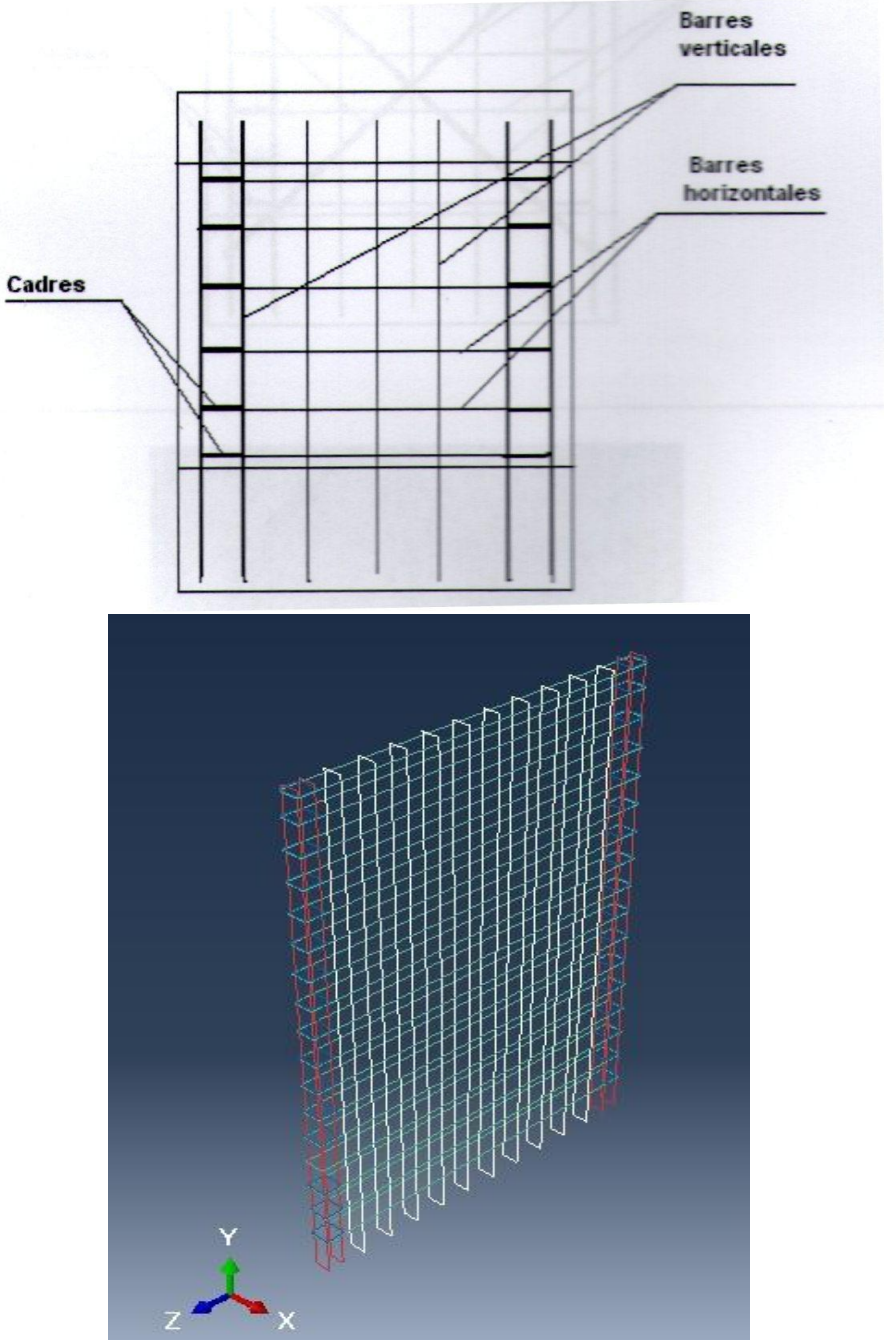


Figure IV.3 : Disposition des armatures selon les règles communes du RPA.

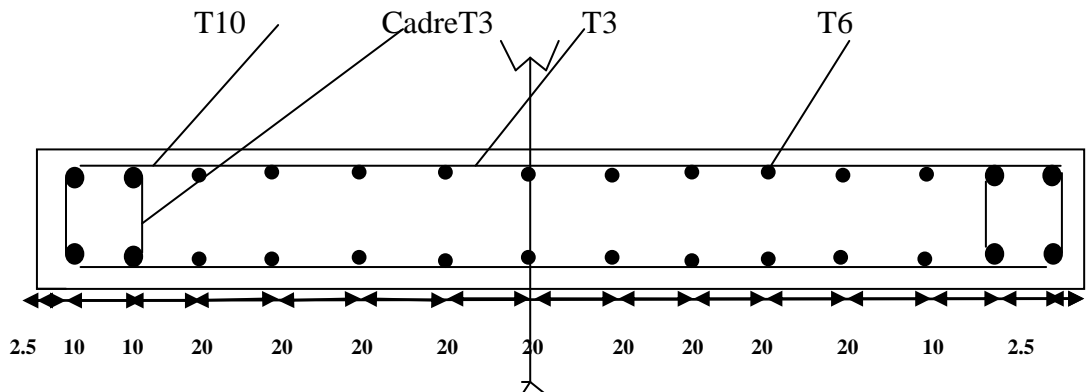


Figure IV.4 : Ferrailage du voile par la méthode des bandes.

IV.1.2.2 Ferrailage de la méthode classique

Le même voile a été ferrailé par la méthode classique du béton armé nous avons opté pour un ferrailage en tenant compte des amplifications sismiques en fonction des notions illustrées dans le RPA. Ce qui nous a conduit à l'obtention d'un ferrailage avec des sections plus importantes.

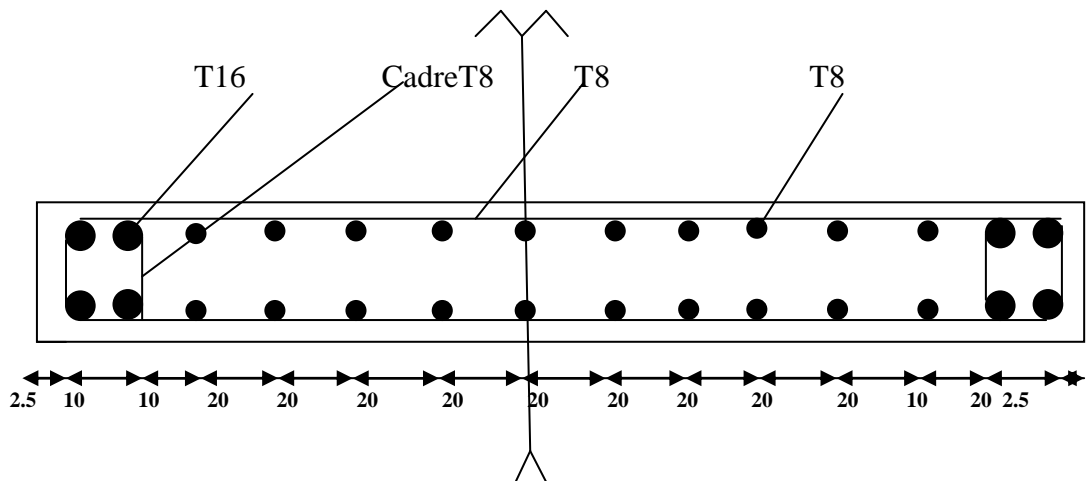


Figure IV.4 : Ferrailage du voile par la méthode classique du béton armé.

IV.2 Résultats et interprétations

IV.2.1 Résultats en iso-valeurs avec le « concrete damaged plasticity » (CDP)

IV.2.1.1 Contraintes dans les voiles

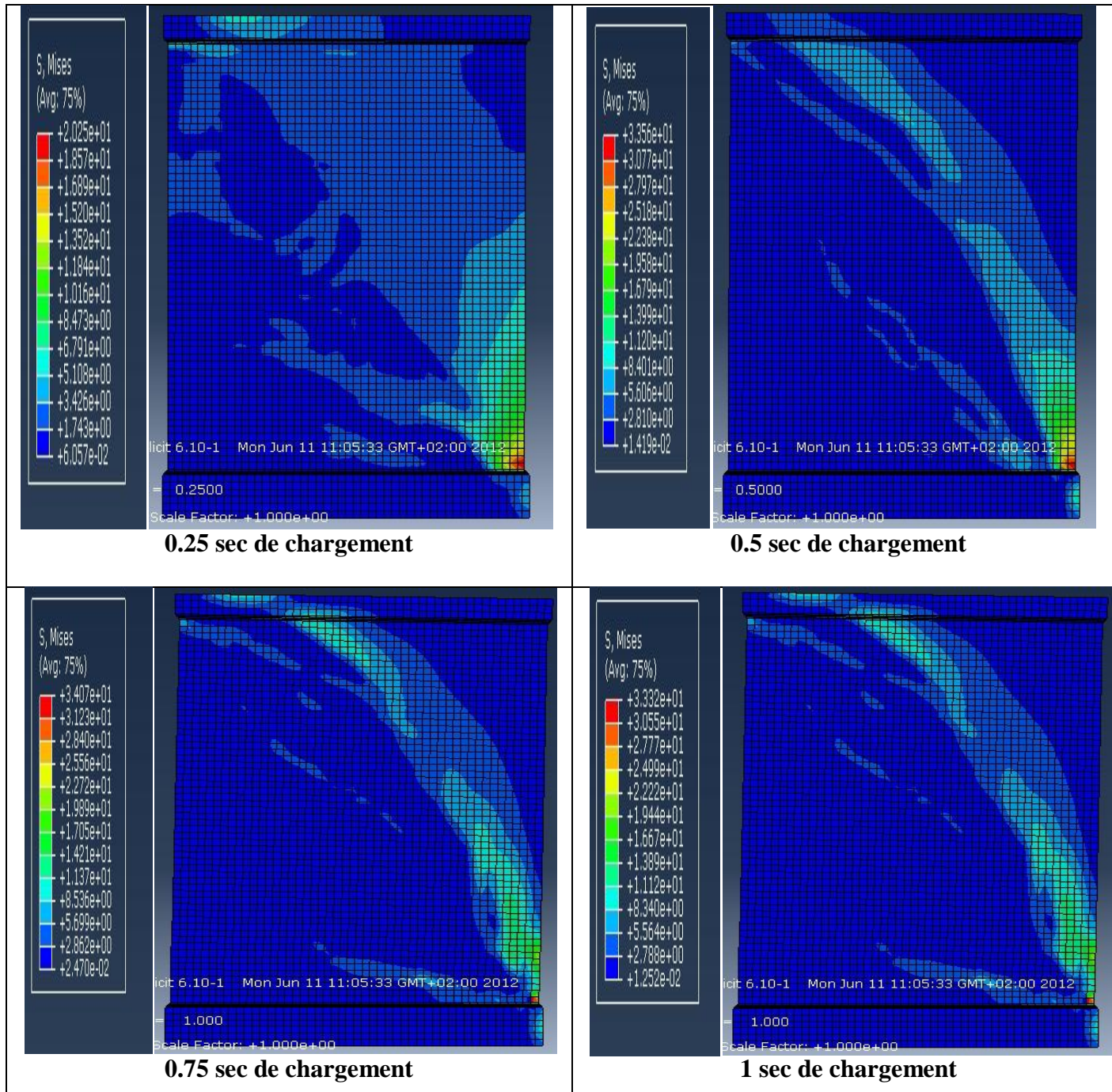


Figure IV.5 : Propagation des contraintes dans le voile armé par la méthode des bandes.

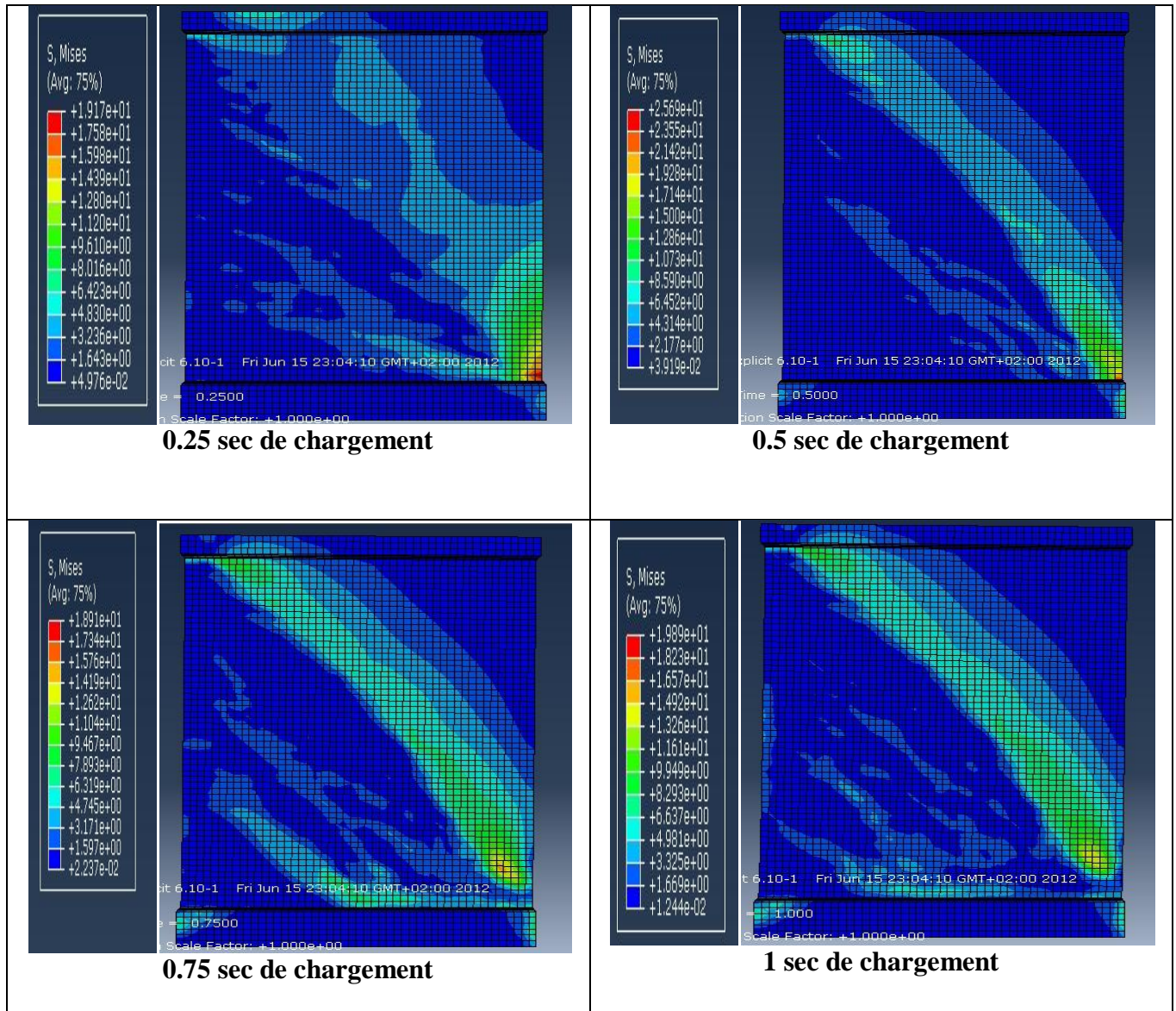


Figure IV.6 : Propagation des contraintes dans le béton du voile ferrillé par la méthode classique.

- Nous remarquons que la contrainte maximale atteinte dans le voile de la méthode des bandes (figure IV.5) est de 33.56 MPa, alors qu'elle n'atteint que 25.69 MPa dans le voile ferrillé par la méthode classique du béton armé (figure IV.6).

IV.2.1.2 Déformations dans les voiles

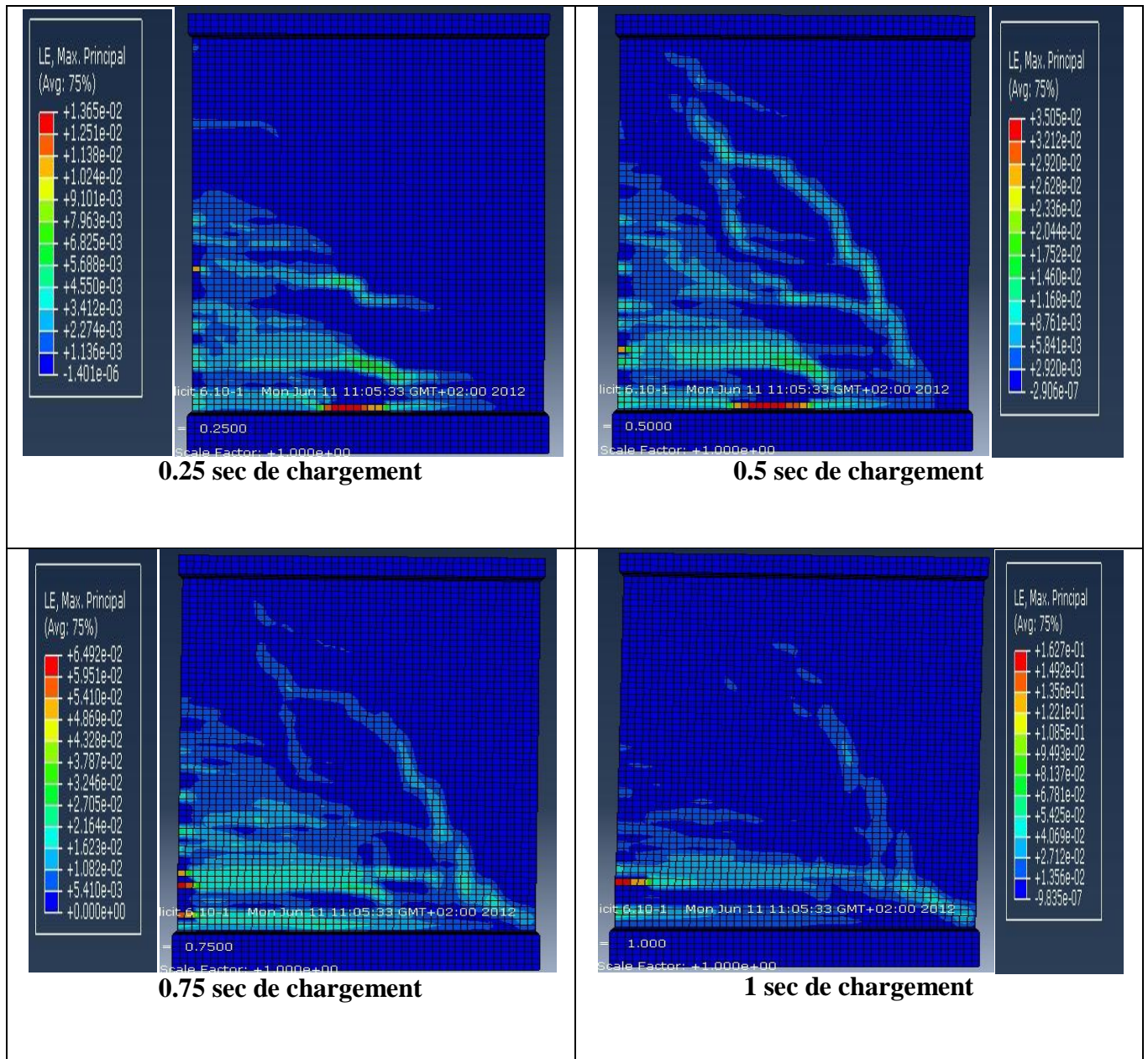


Figure IV.7 : Propagation des déformations dans le voile ferrailé par la méthode des bandes.

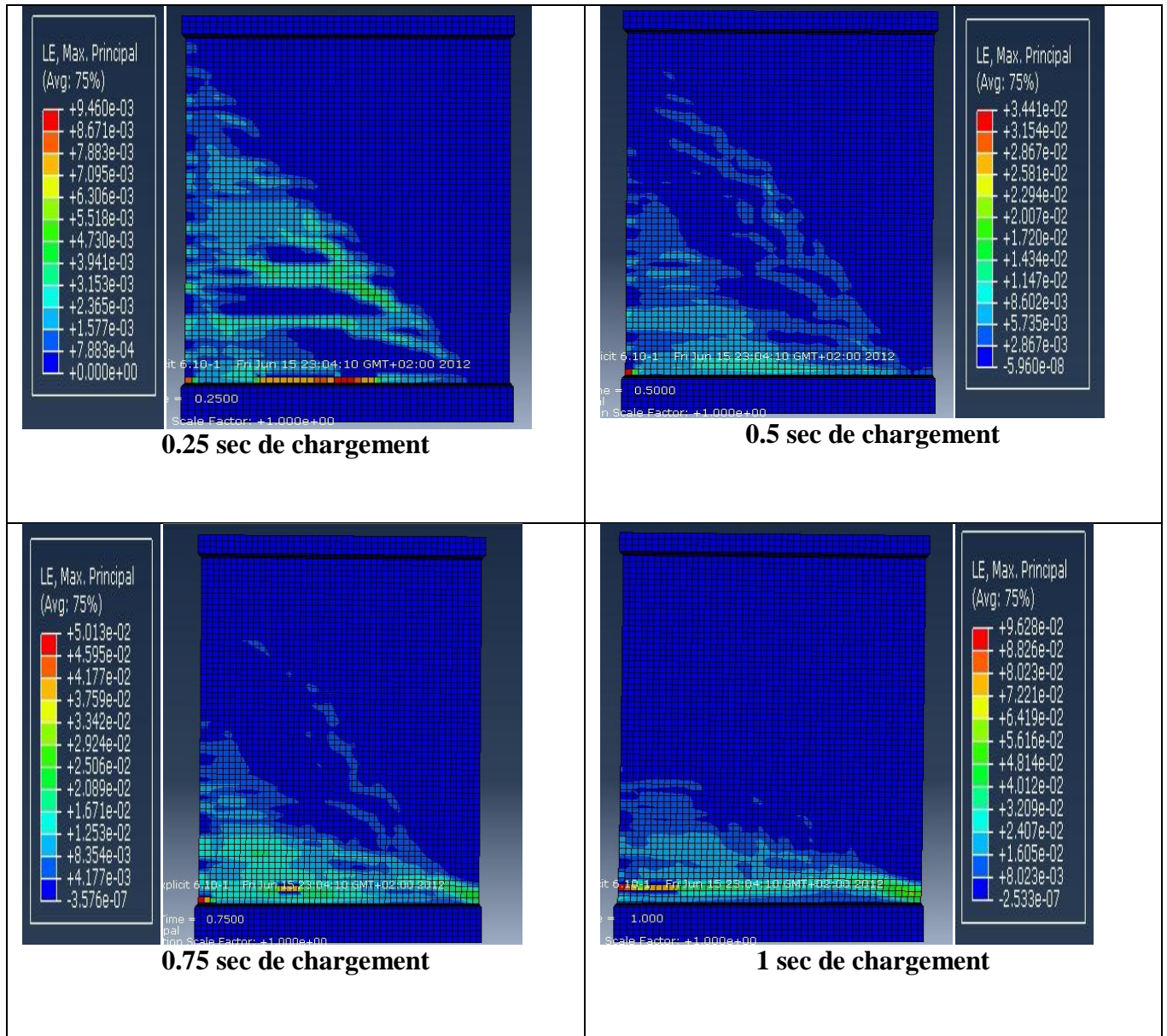


Figure IV.8 : Propagation des déformations dans le voile ferrailé par la méthode classique.

La valeur de la déformation maximale atteinte dans le voile ferrailé par la méthode des bandes (figure IV.7) est de 0.163 mm. Alors qu'elle n'est que de 0.09 dans le voile ferrailé par la méthode classique (figure IV.8).

IV.2.1.3 Endommagement dans les voiles

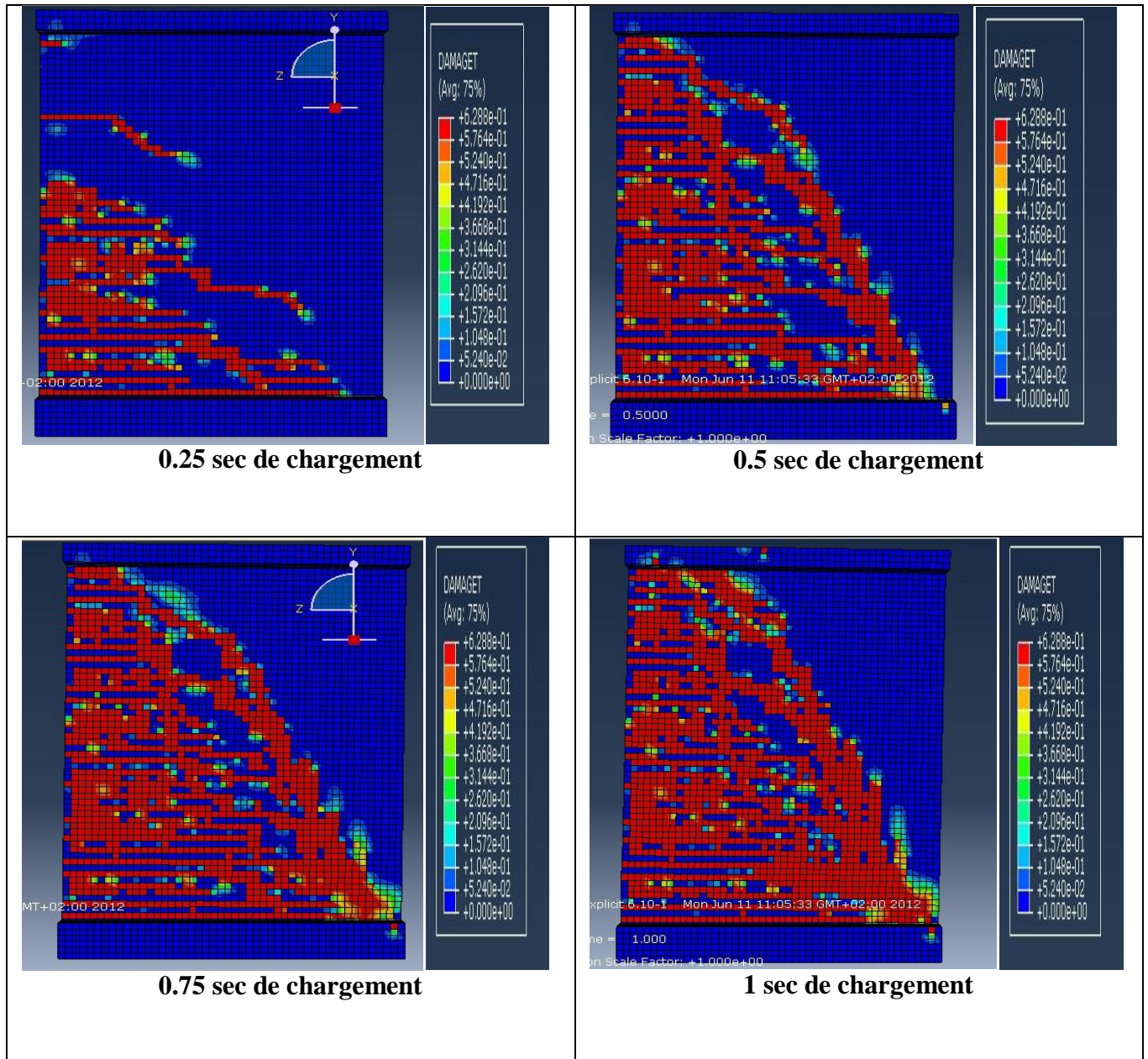


Figure IV.9 : Propagation des dommages en traction dans le voile ferrailé par la méthode des bandes.

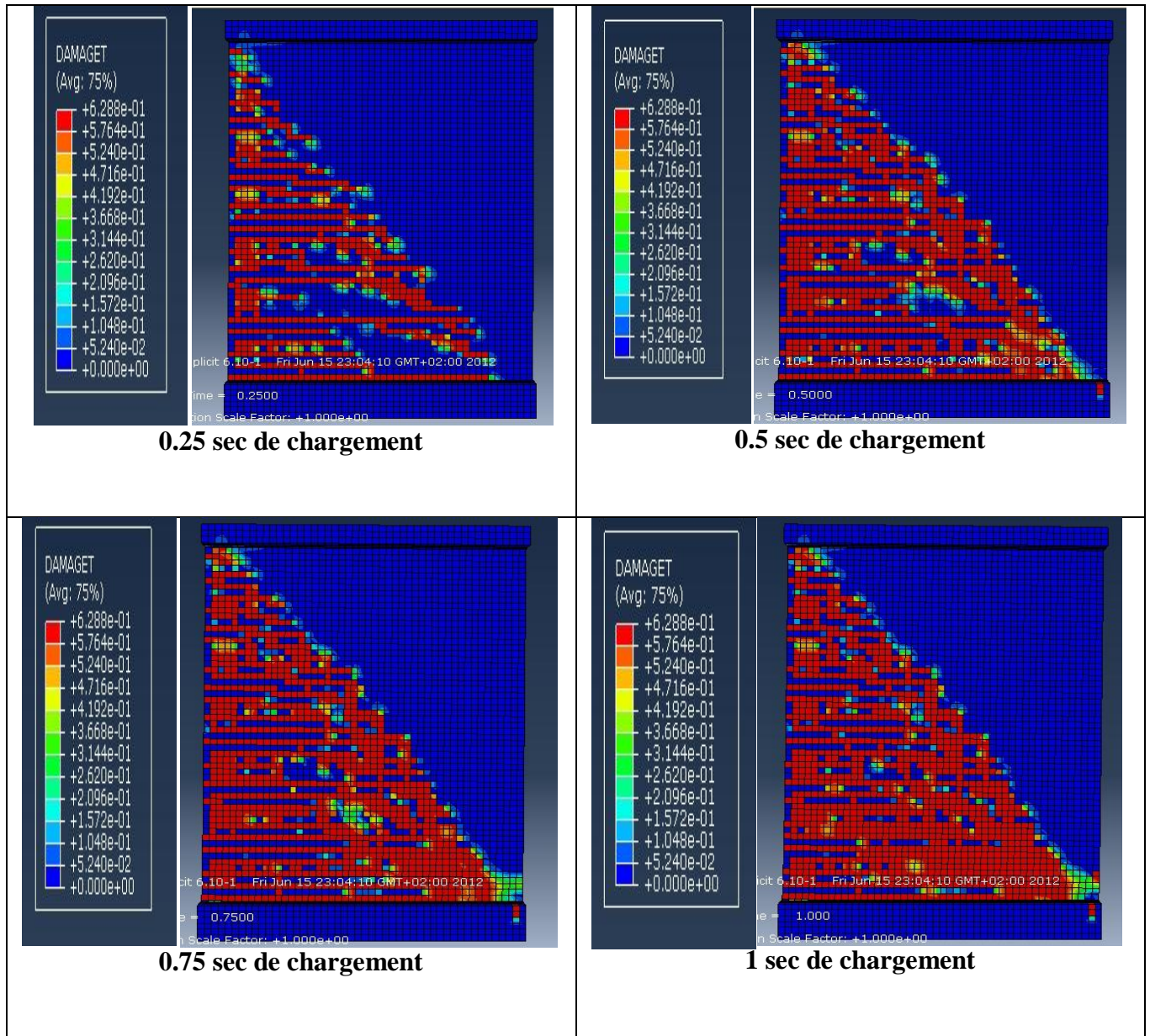


Figure IV.10 : Propagation des dommages en traction dans le voile ferrailé par la méthode classique.

Nous remarquons que la limite d'endommagement atteinte dans les deux voiles est identique, mais la propagation de ce dernier est nettement supérieure dans le voile ferrailé par la méthode des bandes (figure IV.9).

IV.2.1.4 Cisaillement dans les voiles

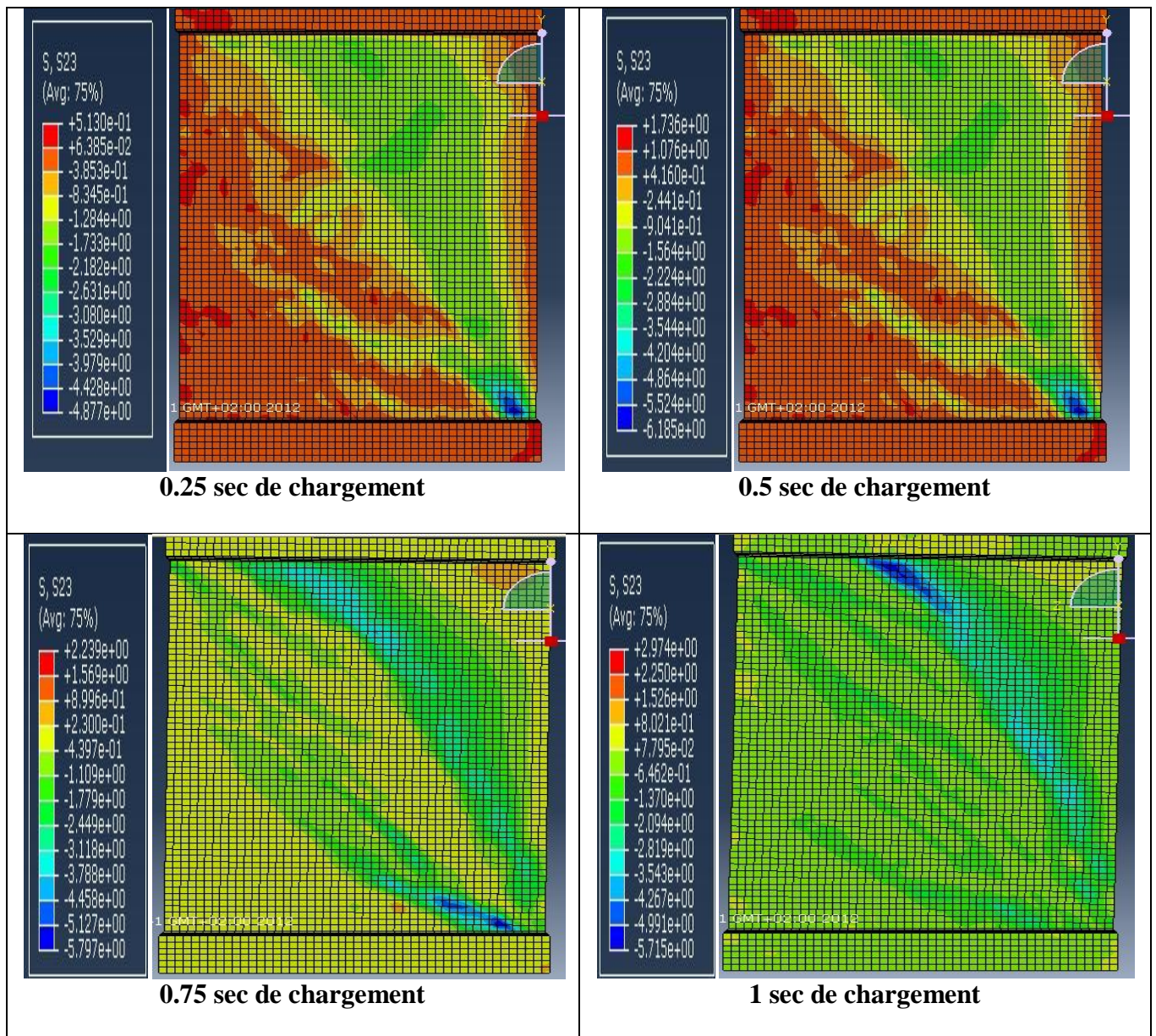


Figure IV.11 : Propagation du cisaillement dans le voile ferrillé par la méthode des bandes.

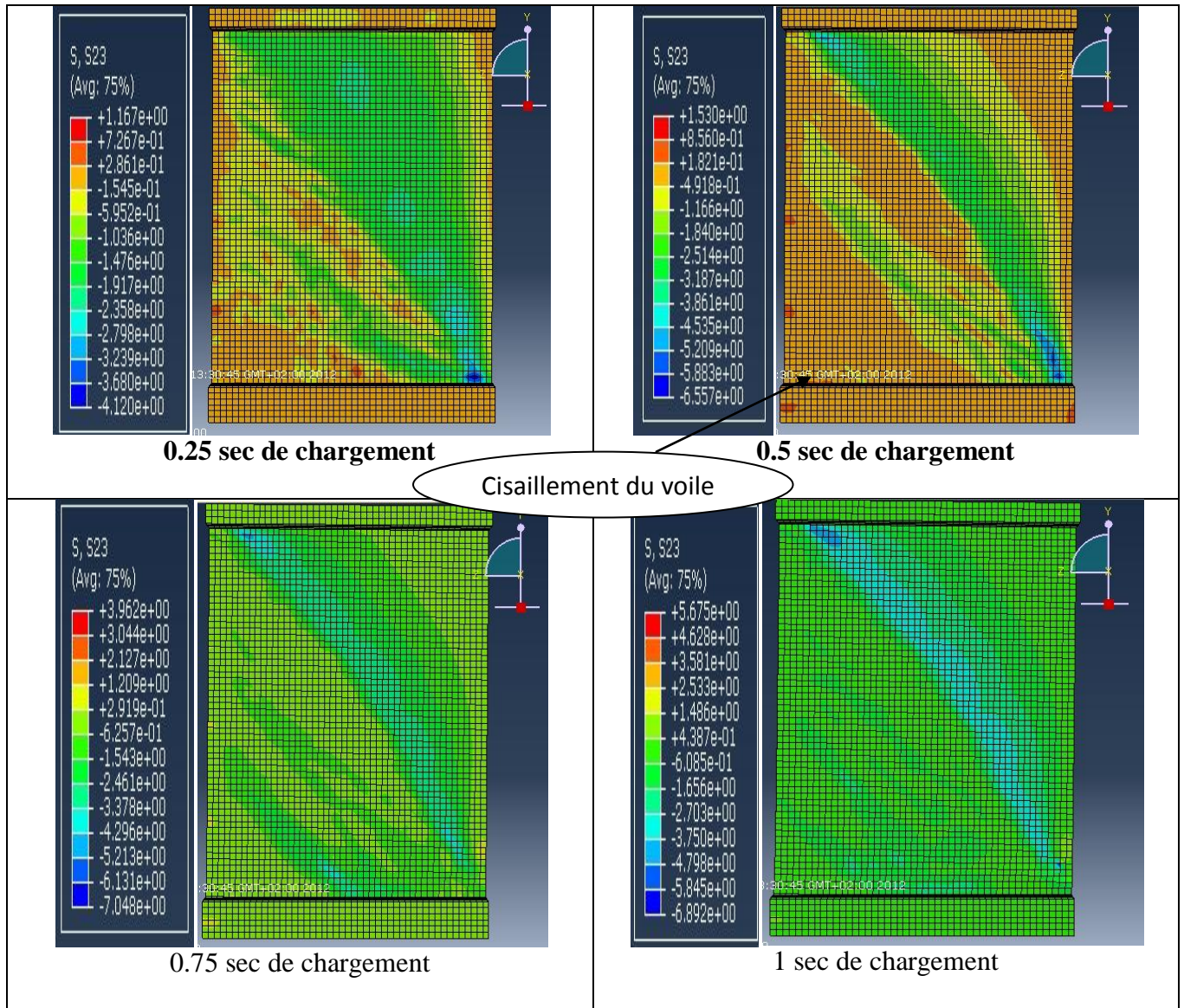


Figure IV.12 : Propagation du cisaillement dans le voile ferrailé par la méthode classique.

Nous remarquons sur les deux figures (IV.10) et (IV.12) que les contraintes de cisaillement sont poussées vers une limite supérieure dans le cas classique, ce qui signifie que le voile de la méthode des bandes se rompt avant son homologue classique.

IV.2.1.5 Déplacements dans les voiles

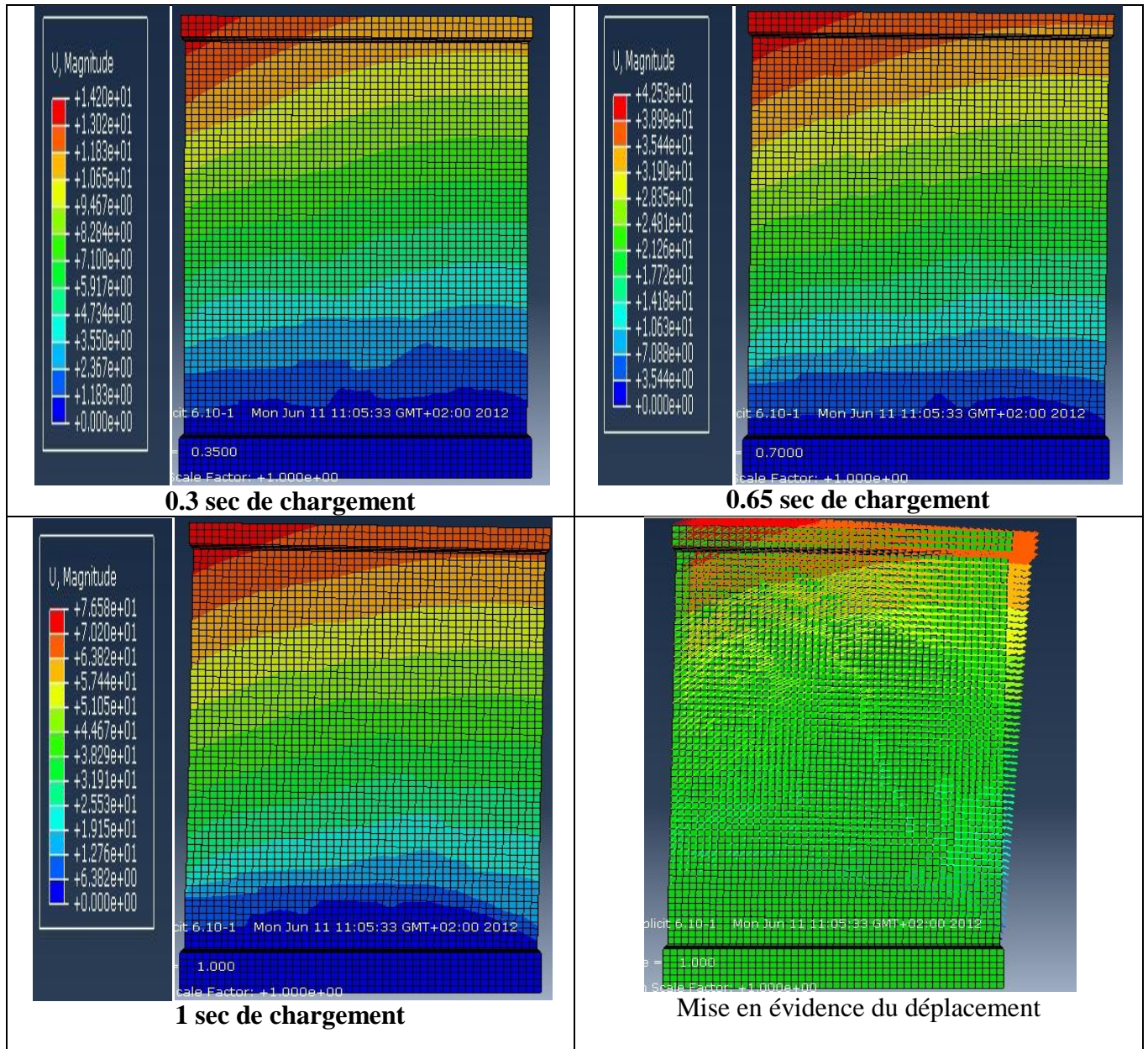


Figure IV.13 : Propagation des déplacements dans le voile ferrillé par la méthode des bandes.

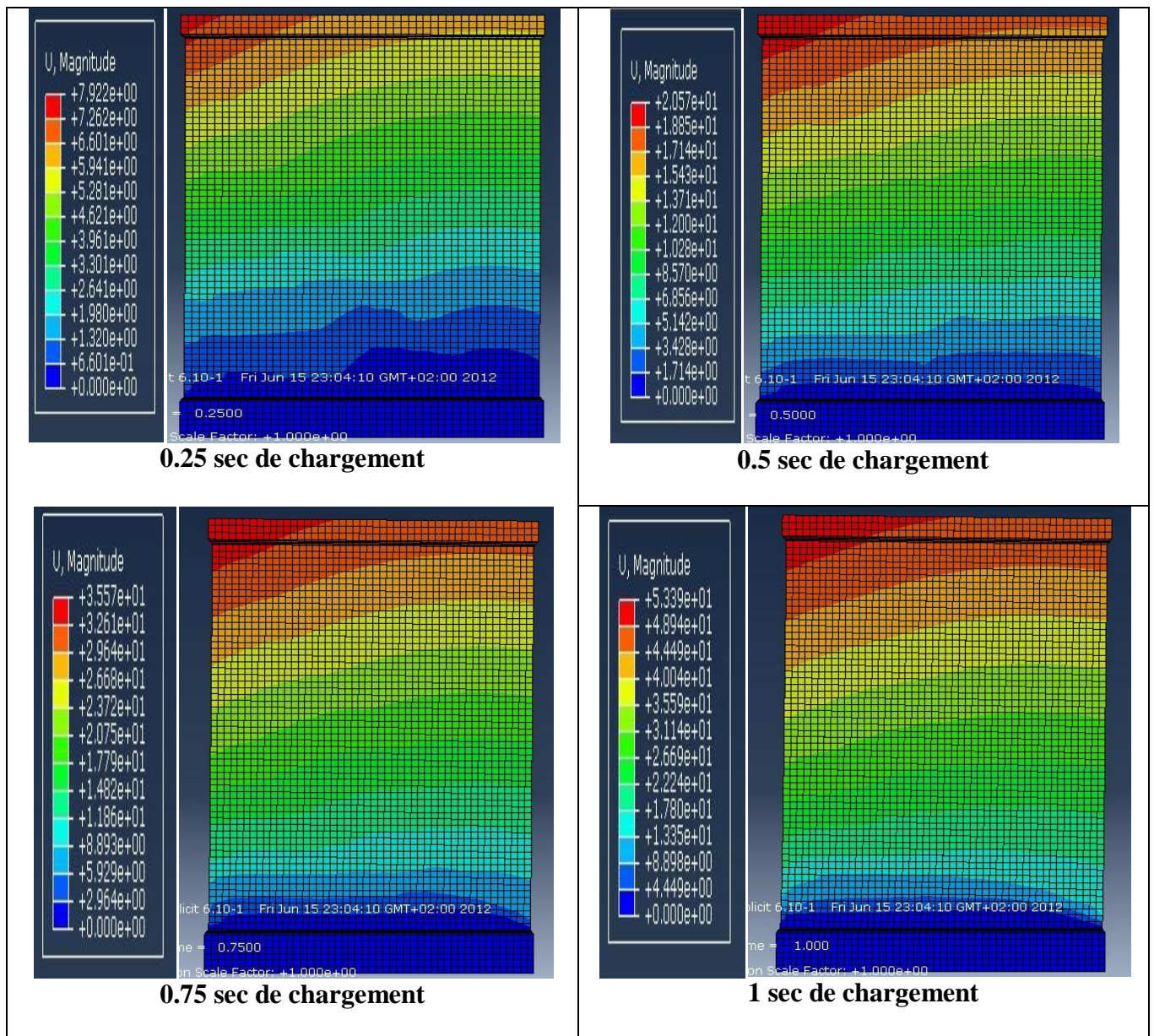


Figure IV.14 : Propagation des déplacements dans le voile ferrailé par la méthode classique.

Nous observons un déplacement maximal de 76.5 mm dans le voile de la méthode des bandes et un déplacement moindre qui est de 53.39 mm dans le voile classique.

IV.2.2 Résultats en iso-valeurs avec le modèle classique de plasticité

IV.2.2.1 Contraintes dans les aciers

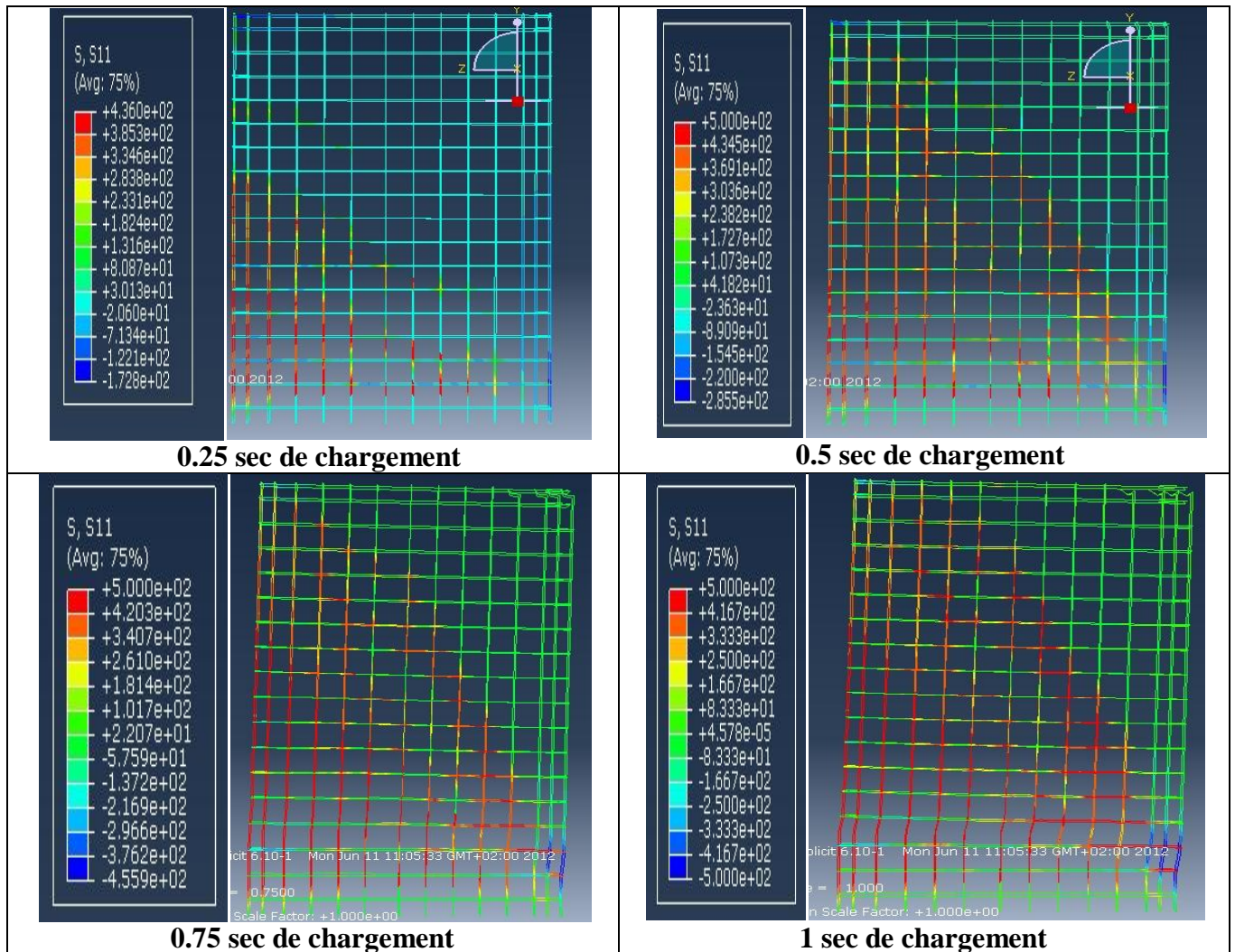


Figure IV.15 : Propagation des contraintes dans les aciers du voile ferrailé par la méthode des bandes.

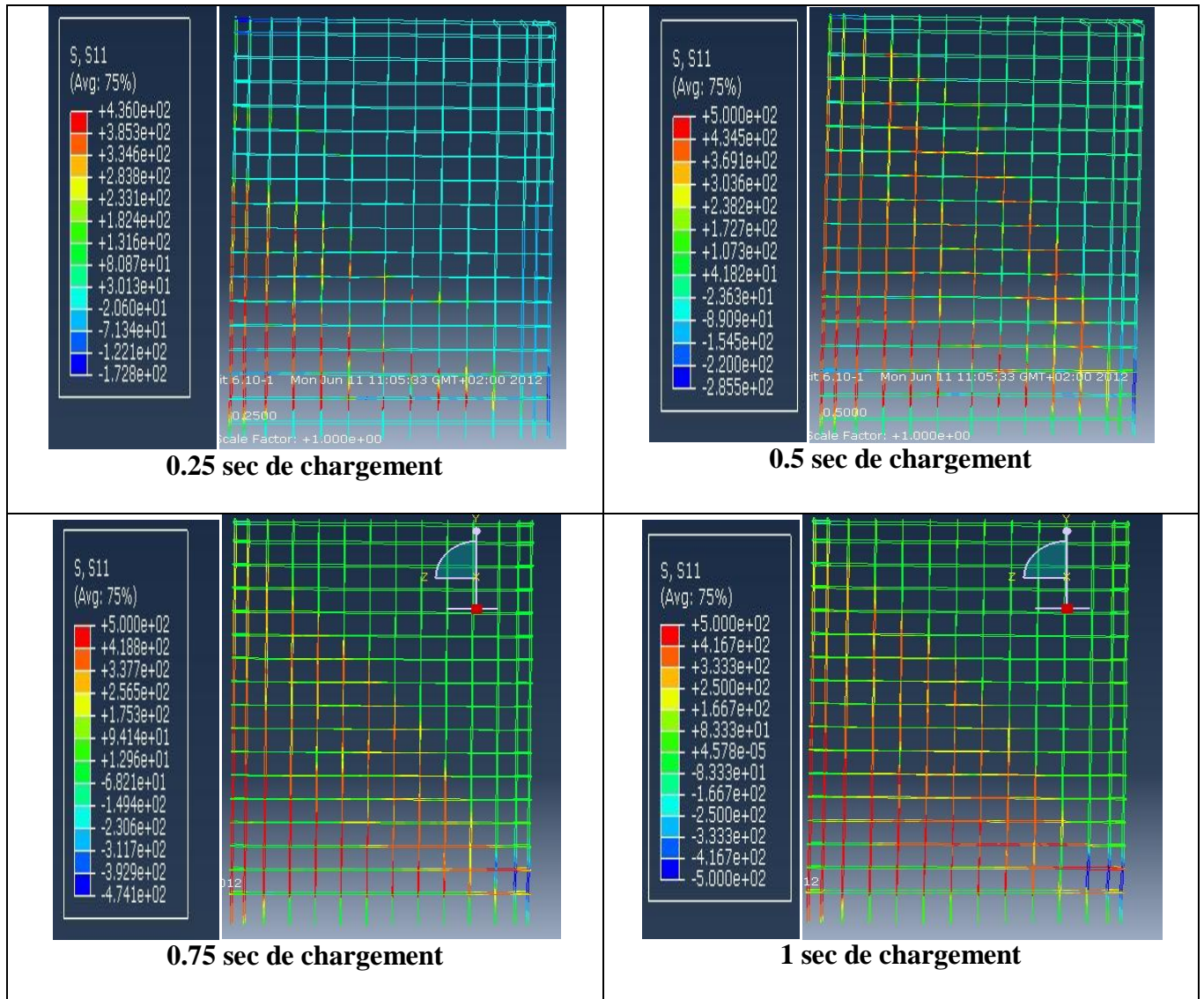


Figure IV.16 : Propagation des contraintes dans les aciers de la méthode classique.

Nous remarquons qu'une grande partie des aciers atteint la contrainte de plasticité au-delà de 400 Mpa dans le cas de la méthode des bandes alors que dans le cas classique elles se localisent en dessous de la bielle de traction.

IV.2.2.2 Déformations plastiques dans les aciers

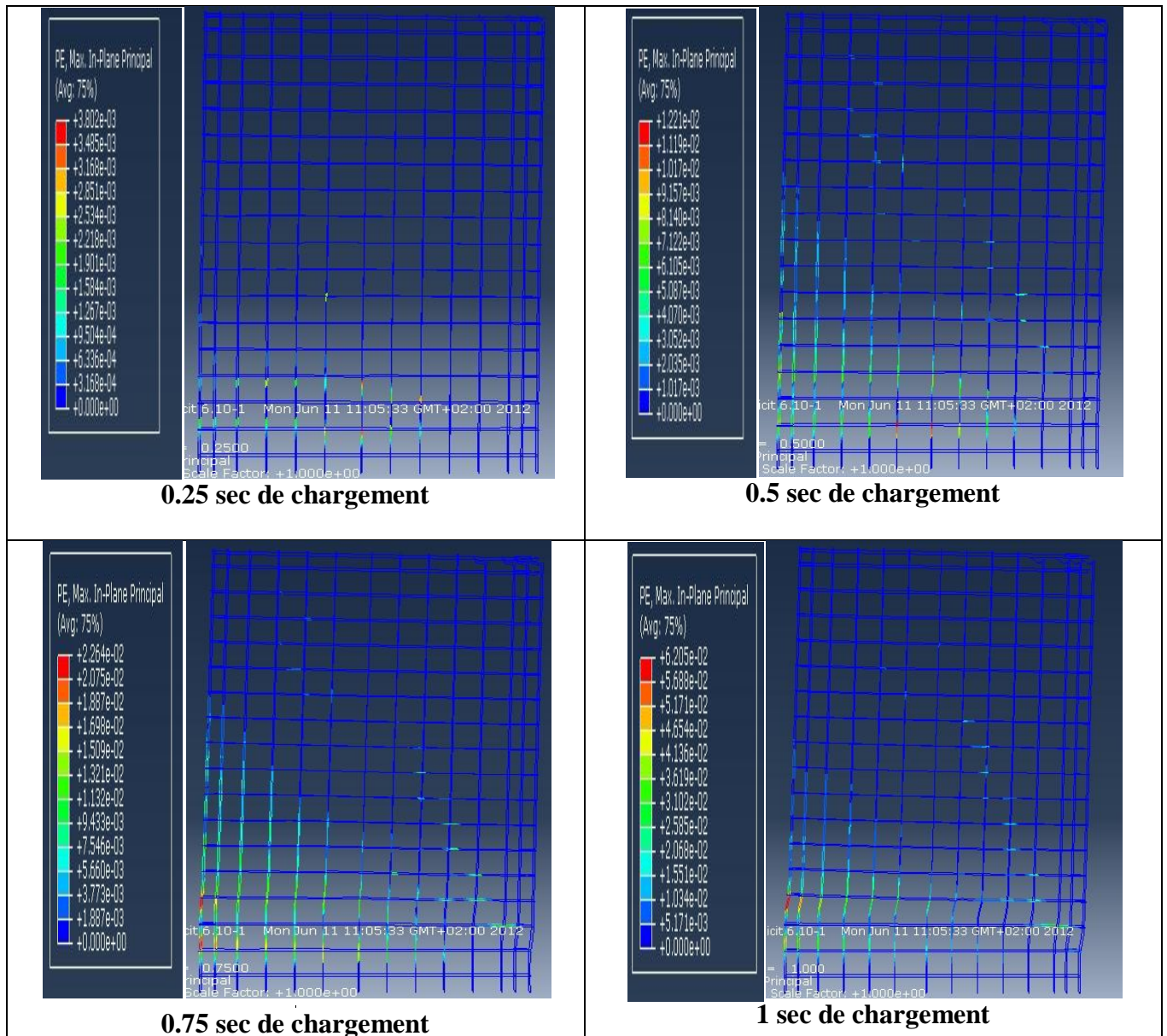


Figure IV.17: Propagation des déformations plastiques dans les aciers de la méthode des bandes.

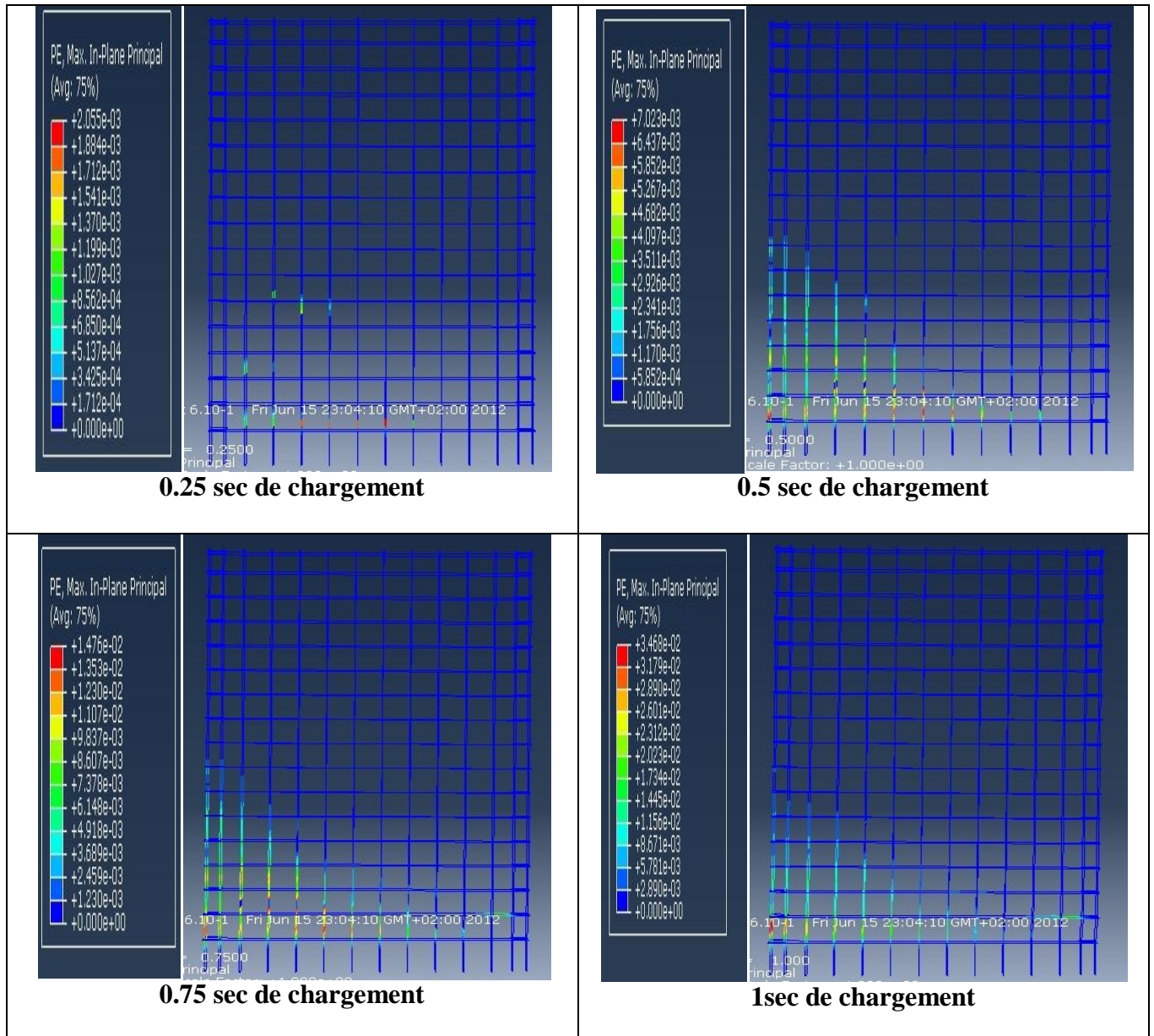


Figure IV.18 : Propagation des déformations plastiques dans les aciers du voile ferrillé par la méthode classique.

Nous observons une déformation plastique maximale de 0.062 mm dans les aciers de la méthode des bandes, alors que dans le cas classique elle ne dépasse pas 0.034 mm.

IV.3.1 Résultats en iso-valeurs avec le « Brittle Cracking » (BC)

IV.3.1.1 Contraintes dans le béton

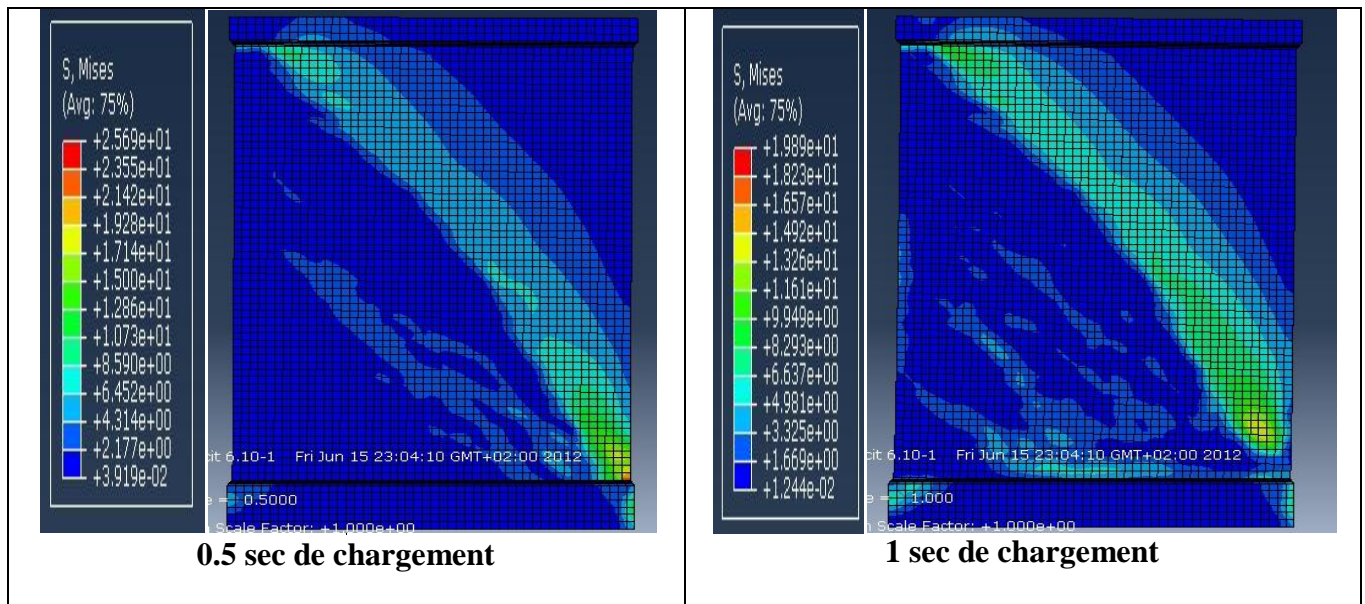


Figure IV.19 : Propagation des contraintes dans le voile de la méthode des bandes.

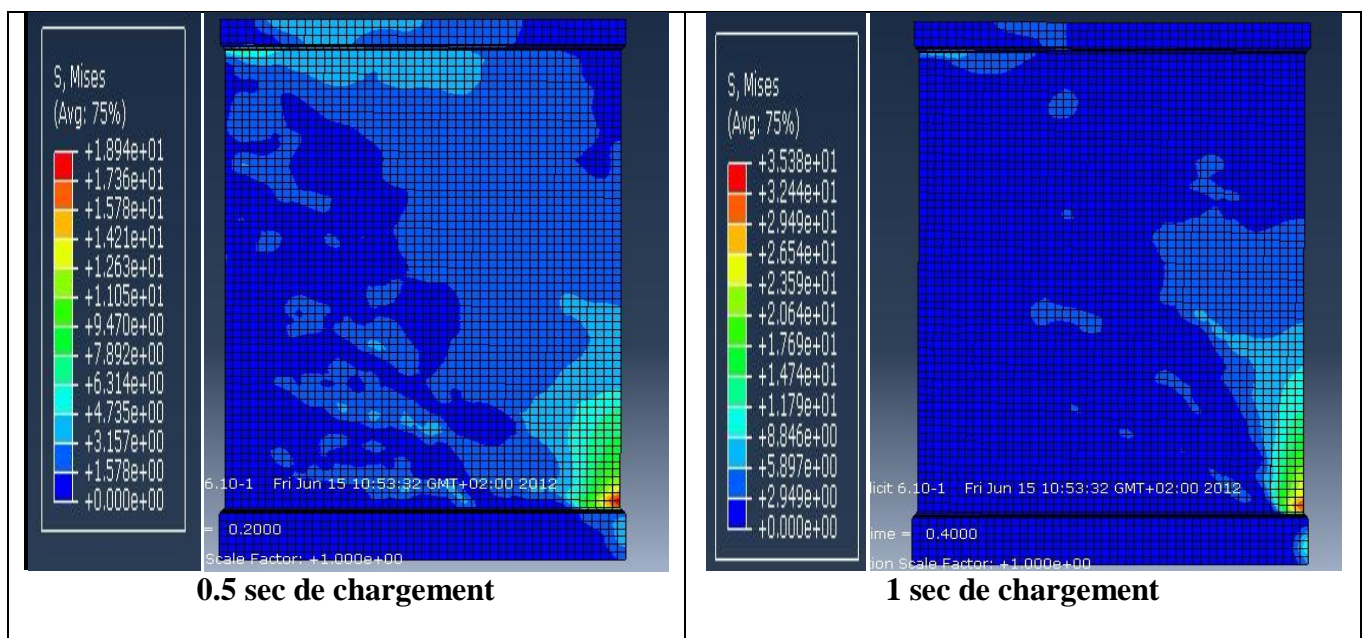


Figure IV.20 : Propagation des contraintes dans le voile ferrailé par les méthode classique.

IV.3.1.2 Déplacements dans les voiles

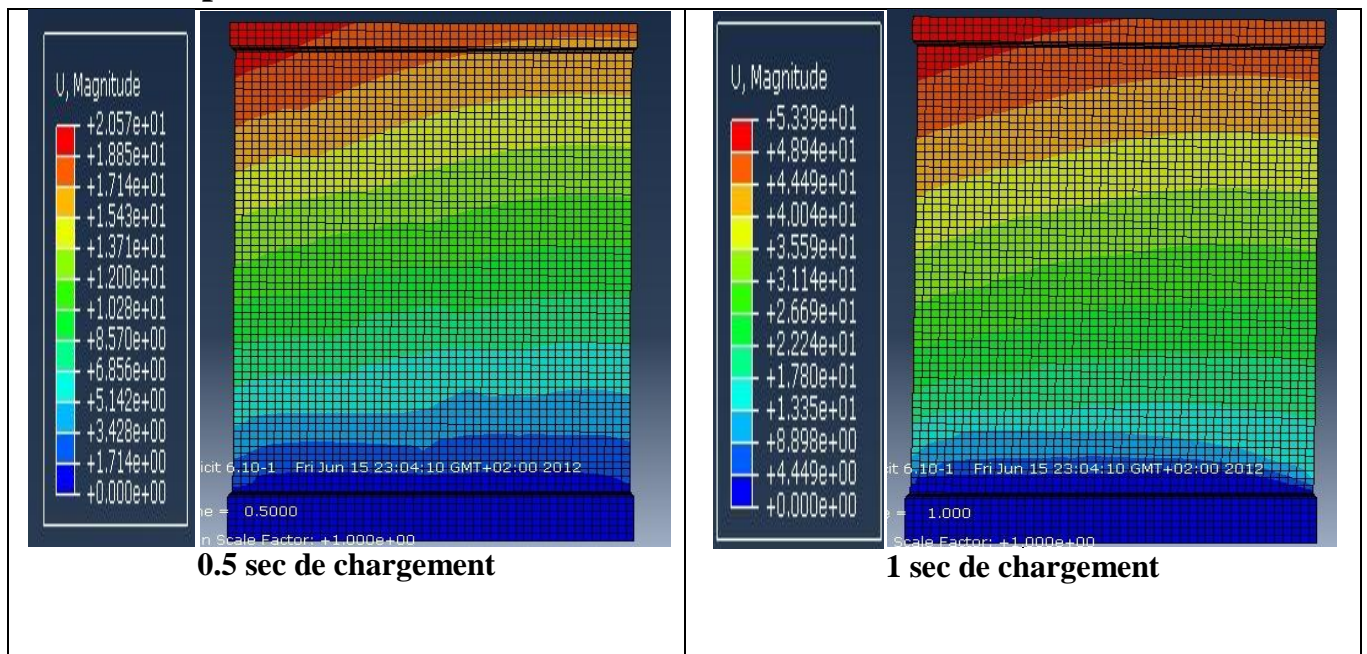


Figure IV.21 : Propagation des déplacements dans le voile ferrailé par la méthode des bandes.

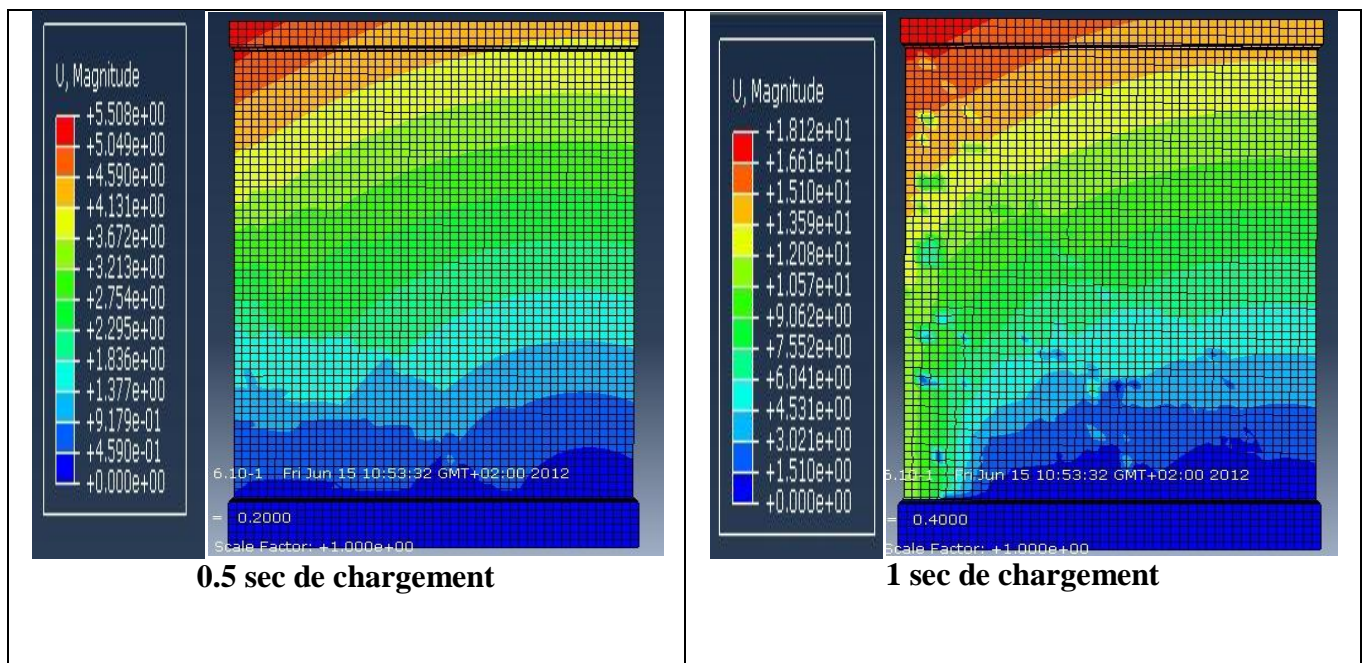


Figure IV.22 : Propagation des déplacements dans le voile ferrailé par la méthode classique.

Les résultats du BC ne font que confirmer ceux observés dans le CDP, mais il se présentent sous des formes propres au modèle de simulation en donnant une idée sur les zones d'initiation et les directions des fissures.

IV.4 Etude locale et comparaison des résultats

Notre étude a pour objectif d'apporter explications et éclaircissements sur le comportement des voiles par des observations et des commentaires sur des courbes présentant les phénomènes suivants :

- Contraintes.
- Déformations.
- Forces.
- Déplacements.

Pour une validation meilleure de nos notions, théories et résultats nous avons considéré deux éléments situés dans des zones différentes du voile.

IV.4.1 Etude d'un élément de la zone tendue

Cet élément nous permettra de mettre en évidence les effets de la traction.

Pour notre étude nous avons un béton de classe de 20 MPa, un module de Young de 32000MPa et un coefficient de poisson de 0.18.

Un acier qui détient une contrainte limite élastique de 400MPa , une contrainte limite plastique de 500 MPa, un module de Young de 210000 MPa et un coefficient de poisson de 0.3 .

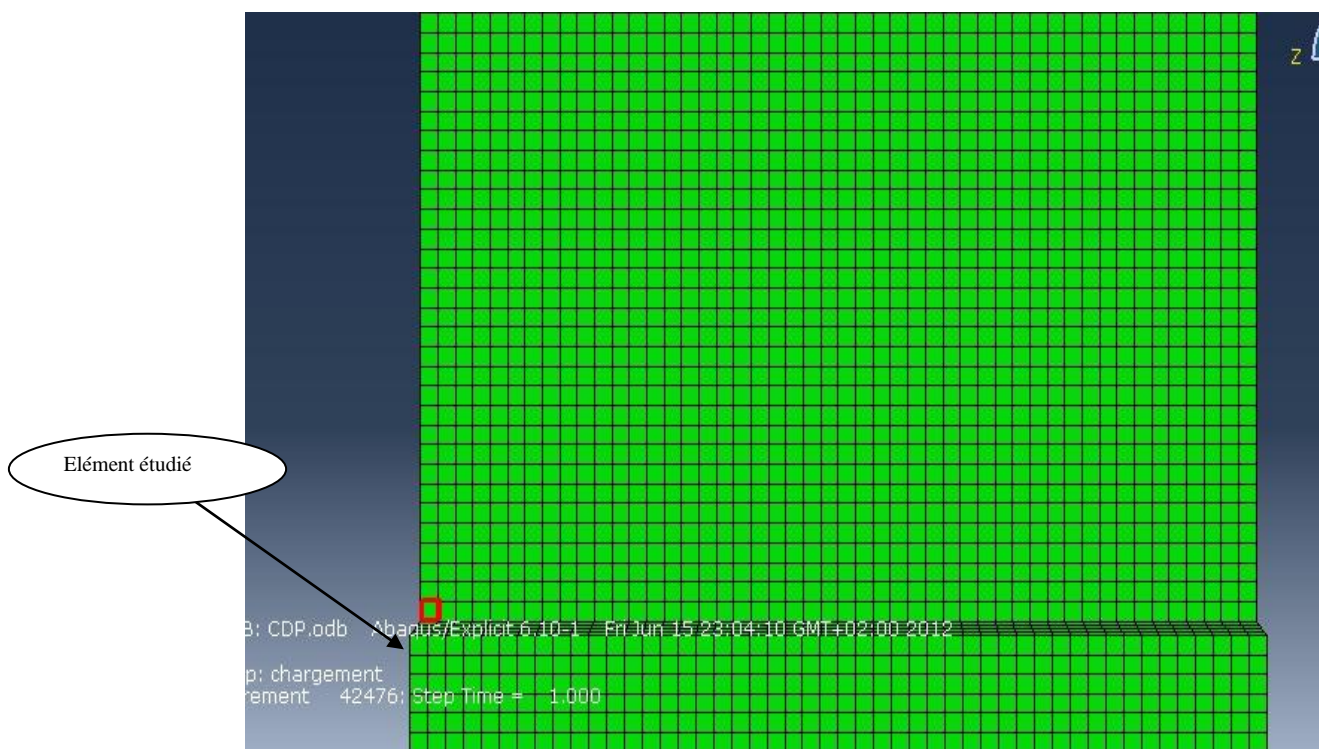


Figure IV.23 : Sélection d'un élément travaillant en traction.

IV.4.1.1 Interprétation des résultats dans le béton avec le « concrete damaged plasticity »

MB CDP : méthode des bandes « concrete damaged plasticity ».

CLASSIQUE CDP : méthode classique « concrete damaged plasticity ».

Contraintes

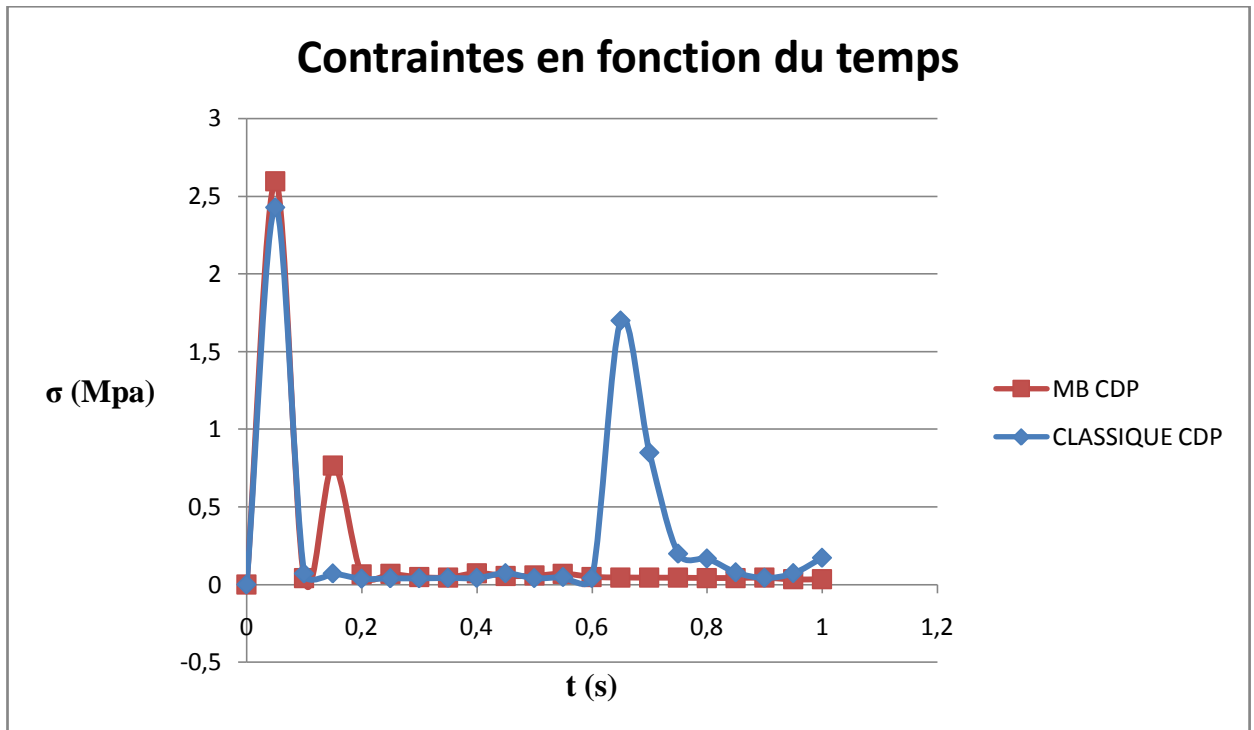


Figure IV. 24: Evolution des contraintes.

Sur la figure (IV.24), il est très facile de diagnostiquer que le béton des deux voiles connaît le point de chute de contrainte (pic) simultanément et en un laps de temps très réduit, à environ 0.05 secondes, mais pas avec la même amplitude. Ce qui explique et confirme que quelque soit la méthode de ferrailage, le béton reste un matériau très fragile en traction

Nous observons que le béton présente une résistance quasi similaire avec 2.7 Mpa (contrainte de rupture en traction) dans le béton des deux voiles modélisés avec le « concrete damaged plasticity » [CDP] qui transmet les efforts aux aciers dès que le béton se rompt.

Déformations

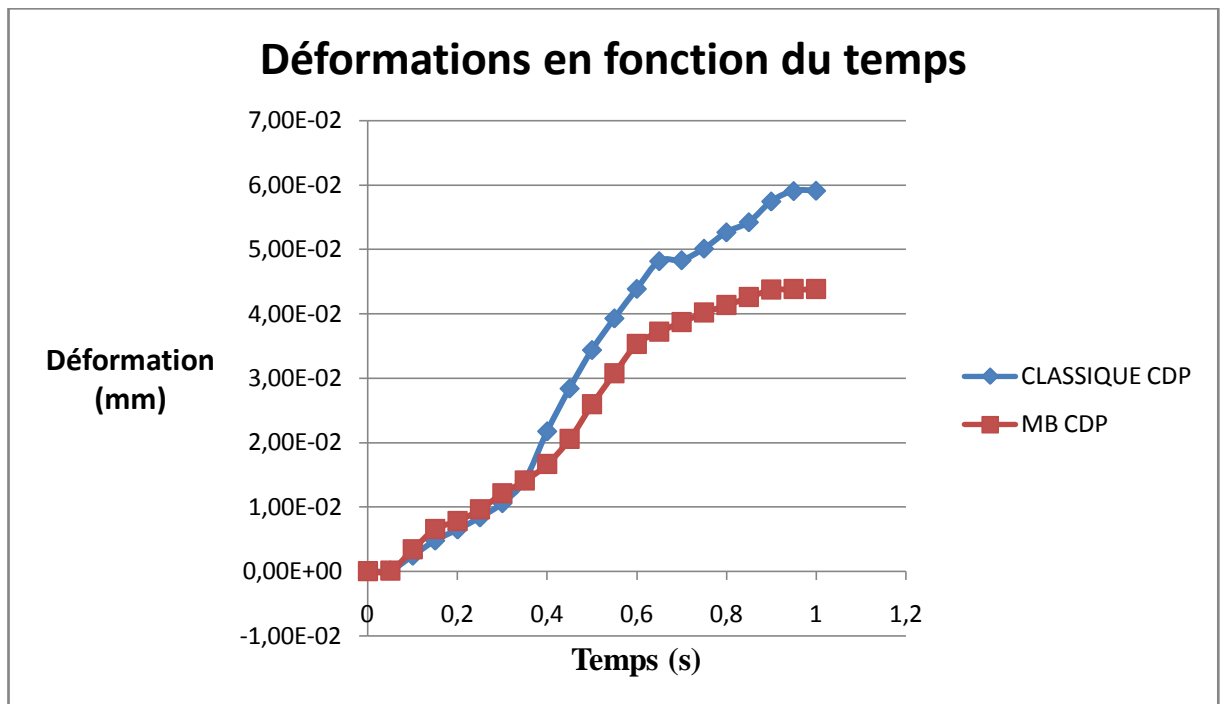


Figure IV.25 : Evolution des déformations.

A travers la figure (IV.25), nous constatons que dans les deux voiles modélisés avec le « CDP » le béton de la méthode classique présente des déformations moins importantes jusqu'à environ 0,35 secondes de chargement. En anticipant les événements, les aciers sont encore dans leur domaine élastique et nous pouvons dire que la méthode classique offre une rigidité plus importante.

Au-delà de ce point, l'inverse se produit et le béton de la méthode classique présente de plus importantes déformations (0,06 mm) qui sont étroitement liées avec la ductilité des aciers.

Les déformations présentées dans les deux voiles avec le modèle du « BC » sont infimes à cause de l'empêchement de ces dernières par une transmission des contraintes vers les aciers. On peut dire que le modèle évite les déformations du béton car il tient compte de sa fragilité.

Contraintes déformations

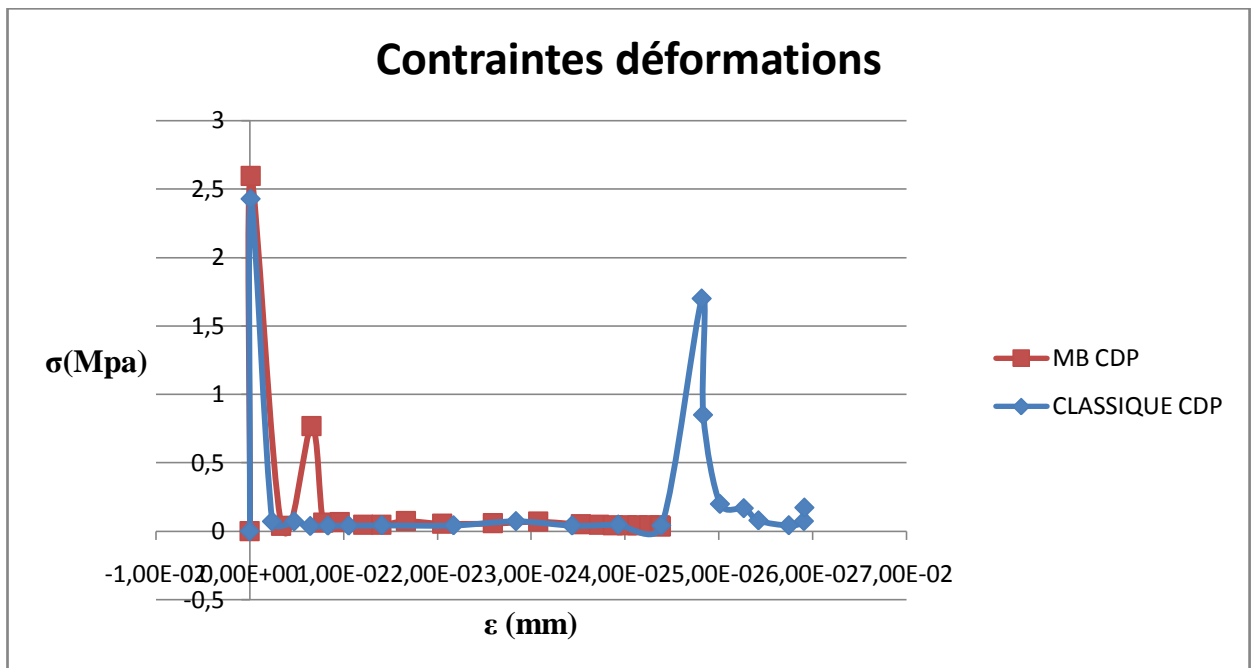


Figure IV.26 : Evolution des Contraintes et déformations.

La figure (IV.26) nous confirme encore une fois ce que nous avons constaté sur les figures (IV.24) et (IV.25). On peut accorder de l'attention aux deux pics (bas sommets) qui apparaissent à des moments très distincts dans le cas des deux voiles modélisés avec le CDP. Pour le cas de la méthode des bandes. Le second pic apparaît après environ 0.007 mm de déformation, ce point témoigne de la restitution partielle de la rigidité lorsque les fissures se referme sous l'effet de la compression. Par contre le point de restitution apparaît plus loin dans le voile classique (0.05 mm), mais la restitution est plus importante. Ceci s'explique par la propagation des dommages (de bas en haut) jusqu'à rupture des éléments qui deviennent un lest qui exerce une compression sur le point que nous avons considéré.

Vu l'apparition précoce du phénomène dans le voile de la méthode des bandes, nous pouvons dire que dans ce cas de figure la propagation des fissures est d'une grande rapidité. Le cas du voile classique met en évidence une certaine résistance qui peut être considéré comme un temps de sécurité.

Contraintes de cisaillement

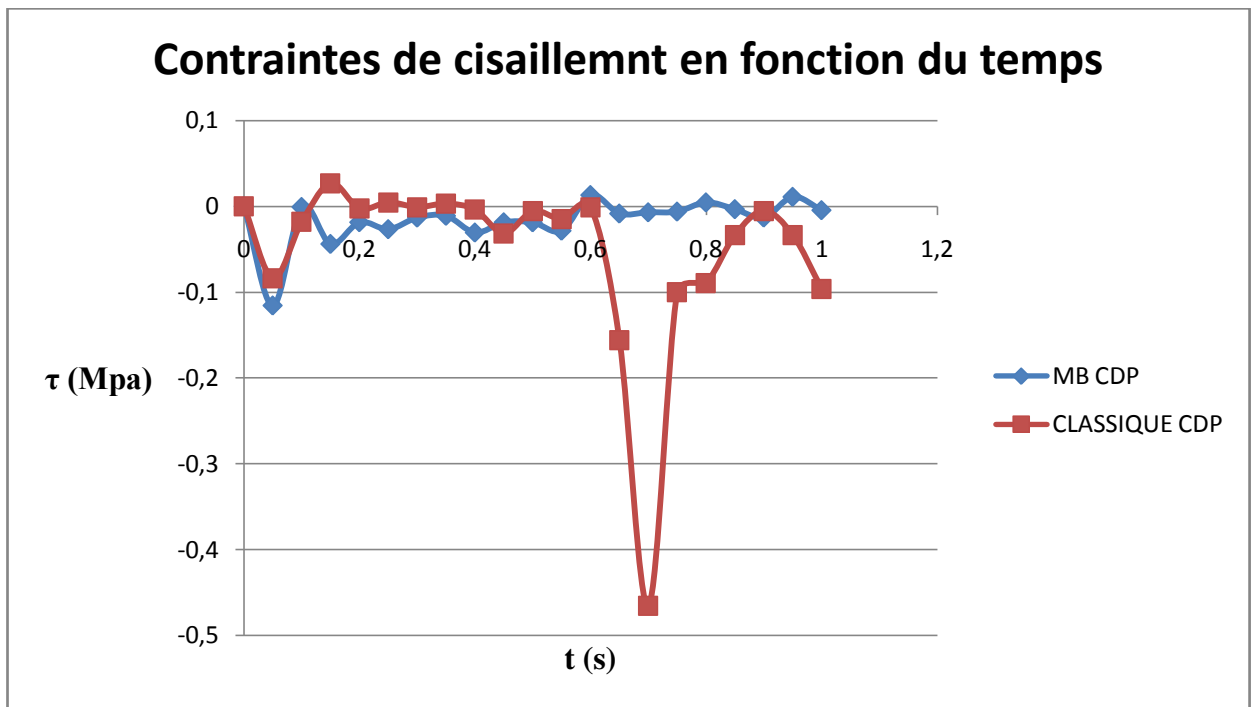


Figure IV.27 : Evolution des contraintes de cisaillement.

La figure (IV.27) montre que le voile de la méthode des bandes résiste au cisaillement jusqu'à 0.1 sec et ne suit quasiment plus par la suite. Le modèle classique résiste jusqu'à 1 sec et enregistre des contraintes plus élevées.

Force déplacement

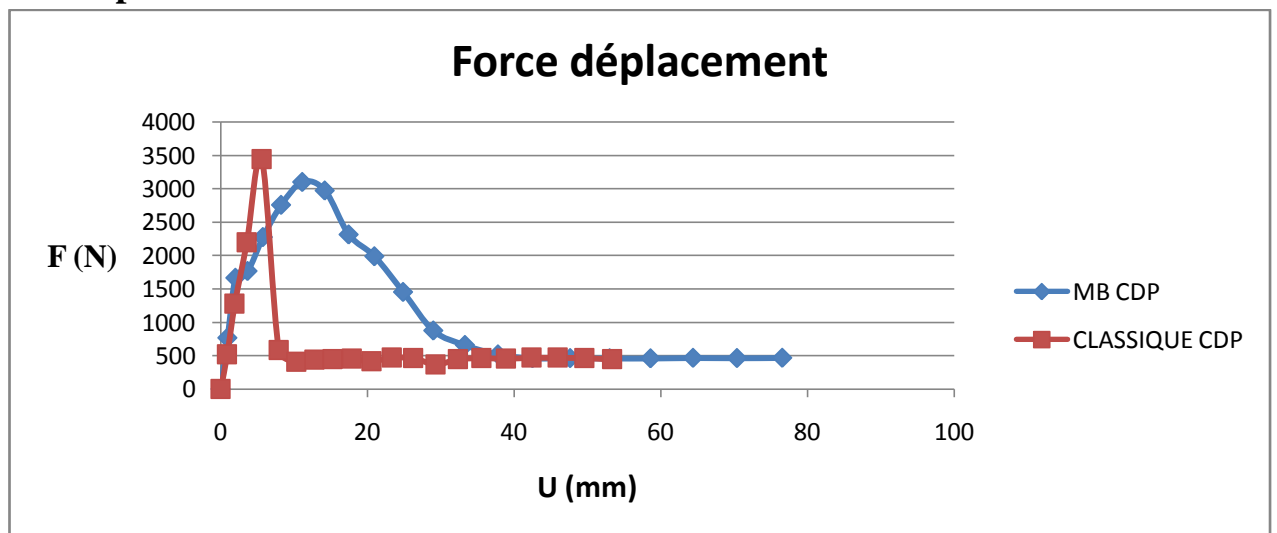


Figure IV.28 : Forces et déplacements.

La figure (IV.28) montre que le voile classique reprend une force plus importante de 3500 N qui engendre des déplacements qui ne dépassent pas les 4.7 cm. Par contre le voile de la méthode des bandes reprend une force légèrement inférieure et enregistre un déplacement de 7.8 cm.

IV.4.1.2 Interprétation des résultats dans les barres d'acier

Nous avons sélectionné un élément qui coïncide avec celui du béton.

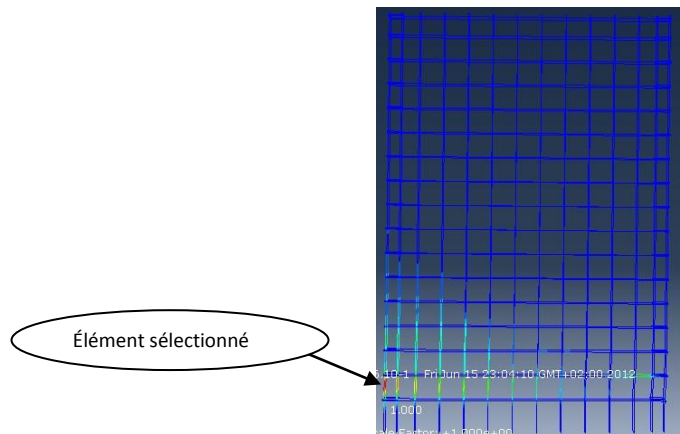


Figure IV.29 : Elément d'acier sélectionné.

Contraintes

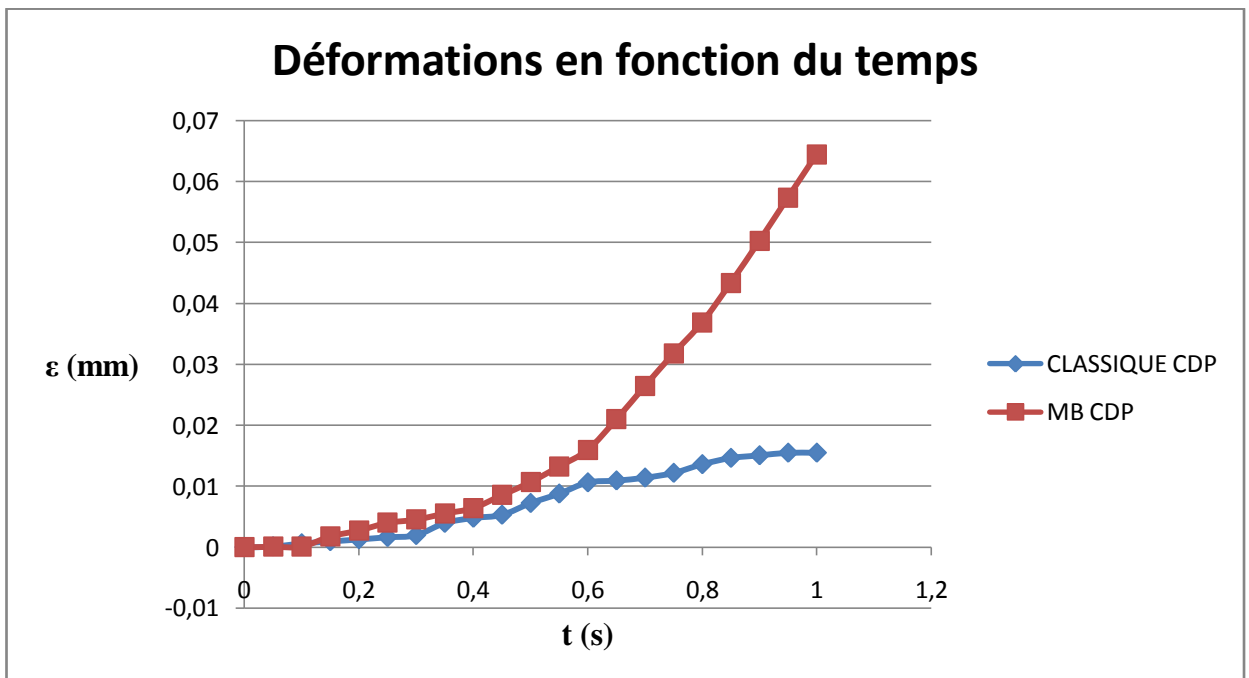


Figure IV.30 : Evolution des Contraintes.

De la figure (IV.30), pour un temps de chargement inférieur à 0.1 seconde, les contraintes dans les barres d'aciers sont quasi nulles pour tous les modèles car les efforts sont repris par le béton dans cet intervalle. A partir de ce point les contraintes dans les barres se voient en augmentation brusque avant

de se stabiliser après environ 0.2 seconde de chargement. Elle atteint des valeurs maximales respectivement pour le voile de la méthode des bandes et de la méthode classique à 500 Mpa.

La pente raide observée sur les graphiques témoigne de la transmission immédiate des contraintes vers les aciers après rupture fragile du béton.

Déformations

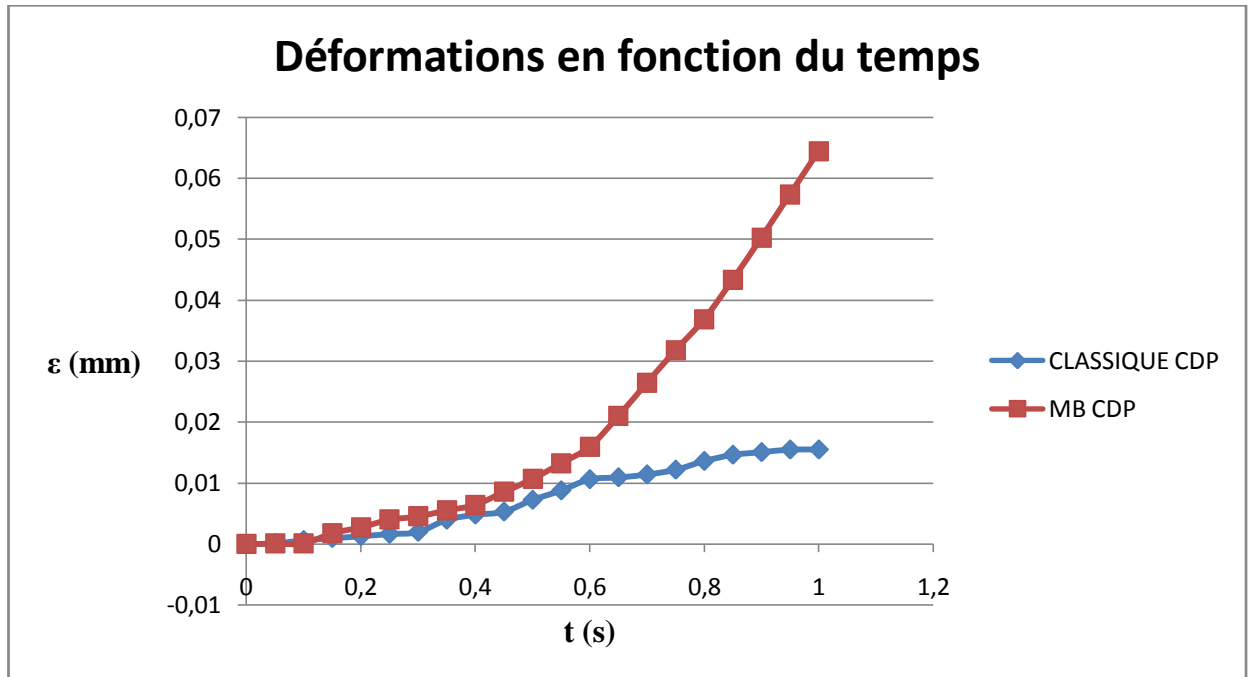


Figure IV.31 : Evolution des déformations.

Nous observons un écart flagrant entre les déformations des deux voiles, le voile ferrillé par la méthode des bandes atteint une valeur maximale de 0.065 mm de déformation, alors que le voile classique ne dépasse pas les 0.015 mm.

Déformations plastiques

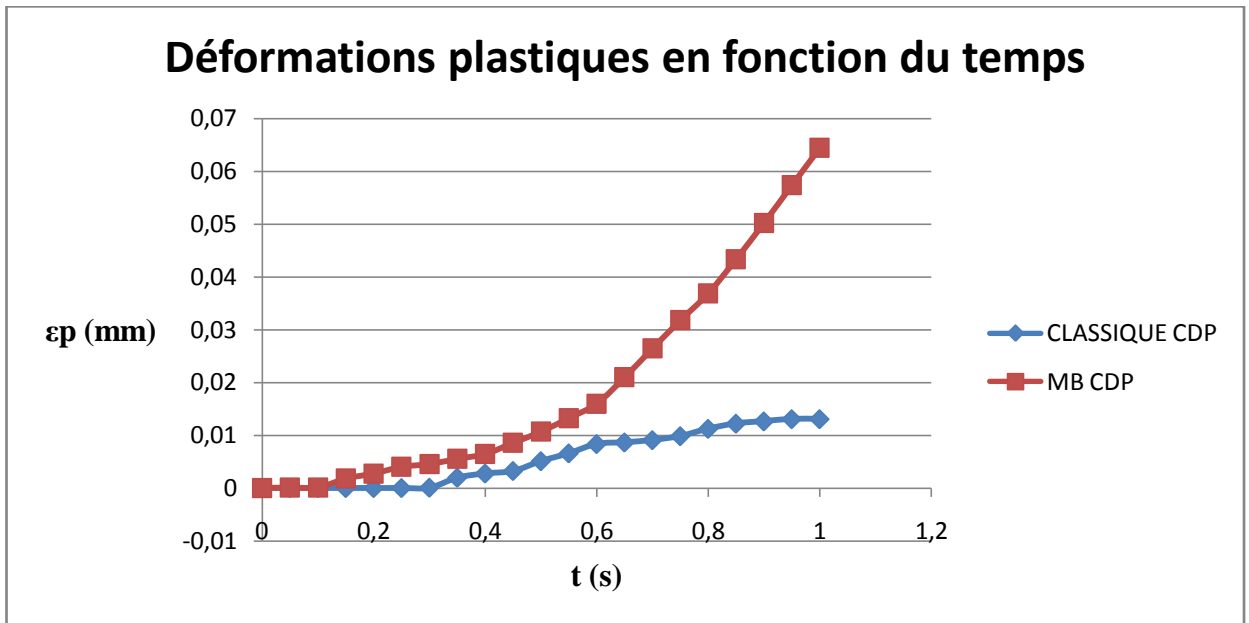


Figure IV.32: Evolution des déformations plastiques.

Bien que le béton ait rompu à 0.0025 seconde, la figure (IV.32) montre que les déformations plastiques commencent à apparaître à partir de 0.2 seconde de chargement ce qui explique que durant ces deux périodes les efforts ont été repris par les aciers à travers leur domaine élastique. Il reste à souligner que les aciers se plastifient rapidement pour le voile de la méthode des bandes, alors que pour son homologue classique la plastification se fait progressivement et lentement offrant ainsi une bonne stabilité de forme et un important temps de sécurité.

Contraintes déformations

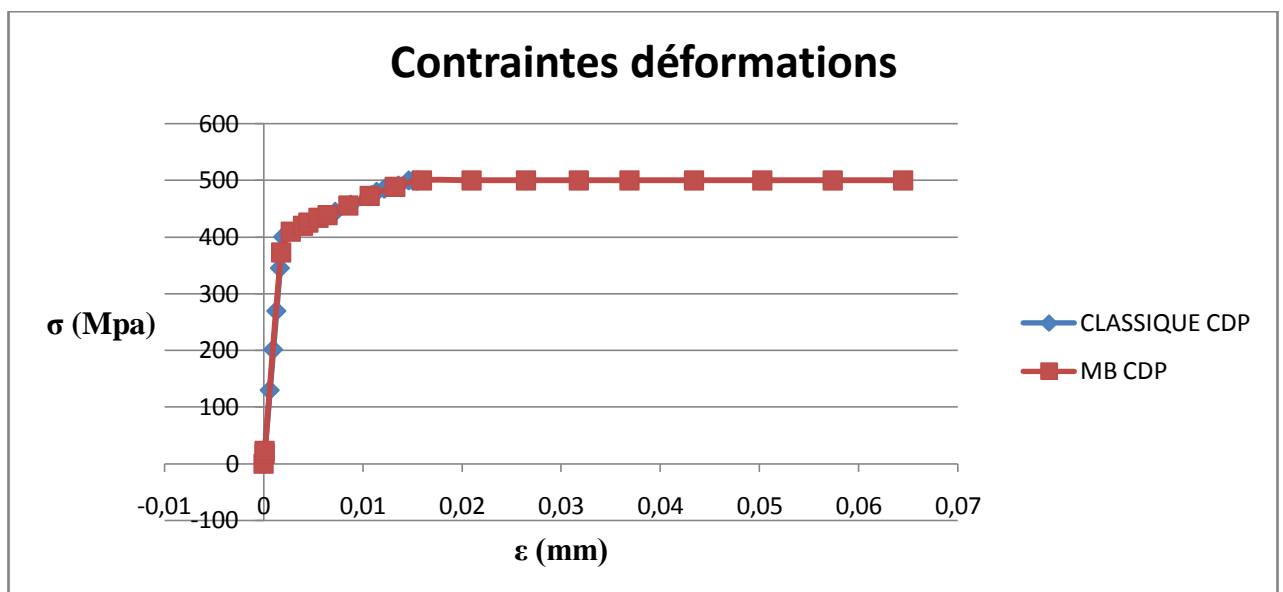


Figure IV.33 : Courbes contraintes-déformations.

Vu la similitude caractéristiques des aciers utilisés dans les différents modèles simulés dans notre travail, cette figure (IV.32) ne peut que témoigner de la contrainte limite élastique et de l'importance du palier plastique dont dispose les aciers et à travers lequel s'étale toutes leurs capacités en terme de ductilité et de dissipation. Et aussi on peut confirmer que pour des contraintes similaires, la plasticité atteinte pour le cas de la méthode des bandes (0.062 mm) est plus importante que pour le cas de la méthode classique (0.015 mm).

IV.4.1.3 Interprétation des résultats dans le béton avec le brittle cracking

Classique BC : voile classique avec le brittle cracking.

MB BC : voile de la méthode des bandes avec le « brittle cracking ».

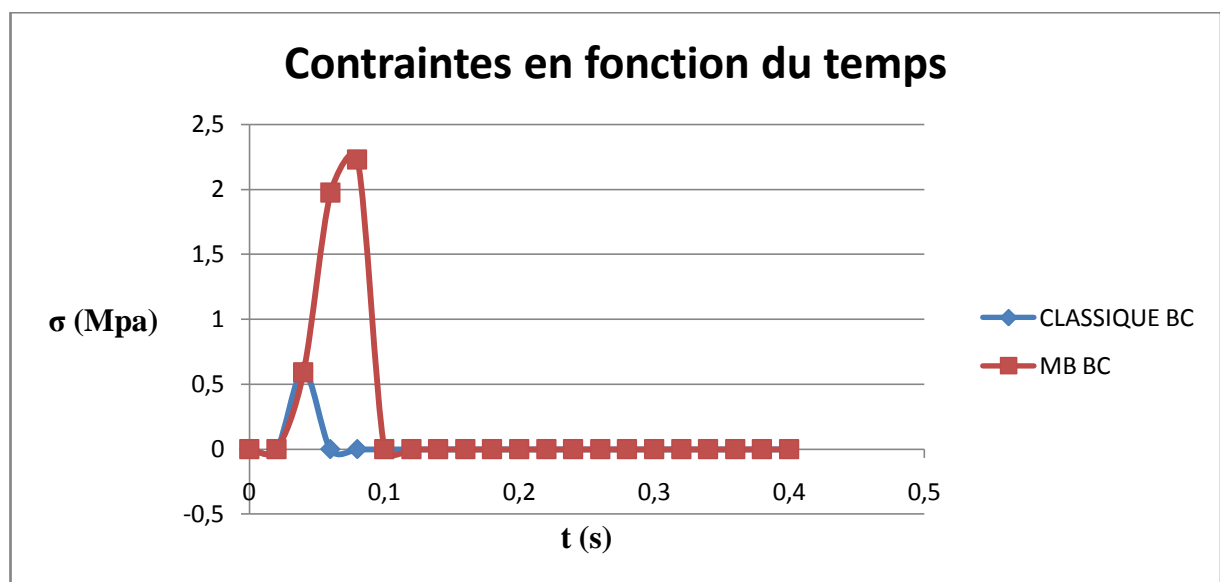


Figure IV.34 : Evolution des contraintes.

D'après la figure (IV.34), la contrainte dans le voile classique ne dépasse pas 0,6 MPa, à 0,05 sec cette contrainte commence à baisser à cause de la transmission des efforts vers les aciers à travers les contraintes initiales. Dans le voile de la méthode des bandes nous observons une contrainte plus importante car les aciers n'ont pas repris une quantité suffisante d'efforts.

Déformations

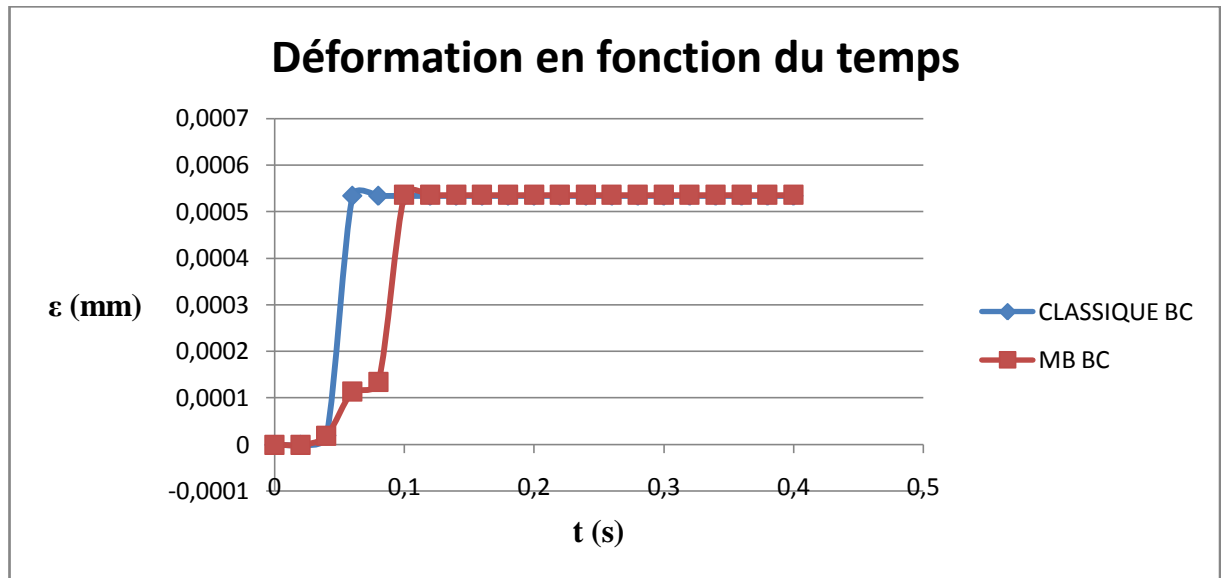


Figure IV.35 : Evolution des déformations.

La figure (IV.35) montre des déformations quasi similaires pour les deux voiles car l'apport des aciers n'est pas entré en jeu. Ceci est du à l'application partielle du chargement.

Contraintes déformations

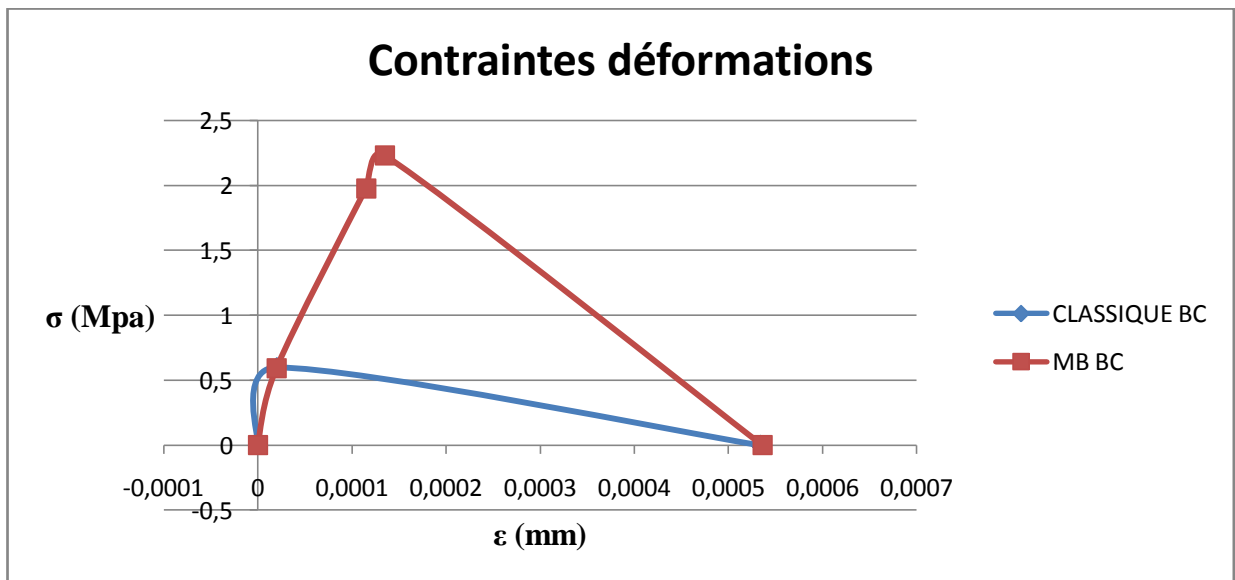


Figure IV.36 : Courbes contraintes-déformations.

La figure (IV.36) montre des états de contraintes élevés dans le voile de la méthode des bandes et que le seuil de déformation atteint est le même pour les deux voiles.

Forces déplacements

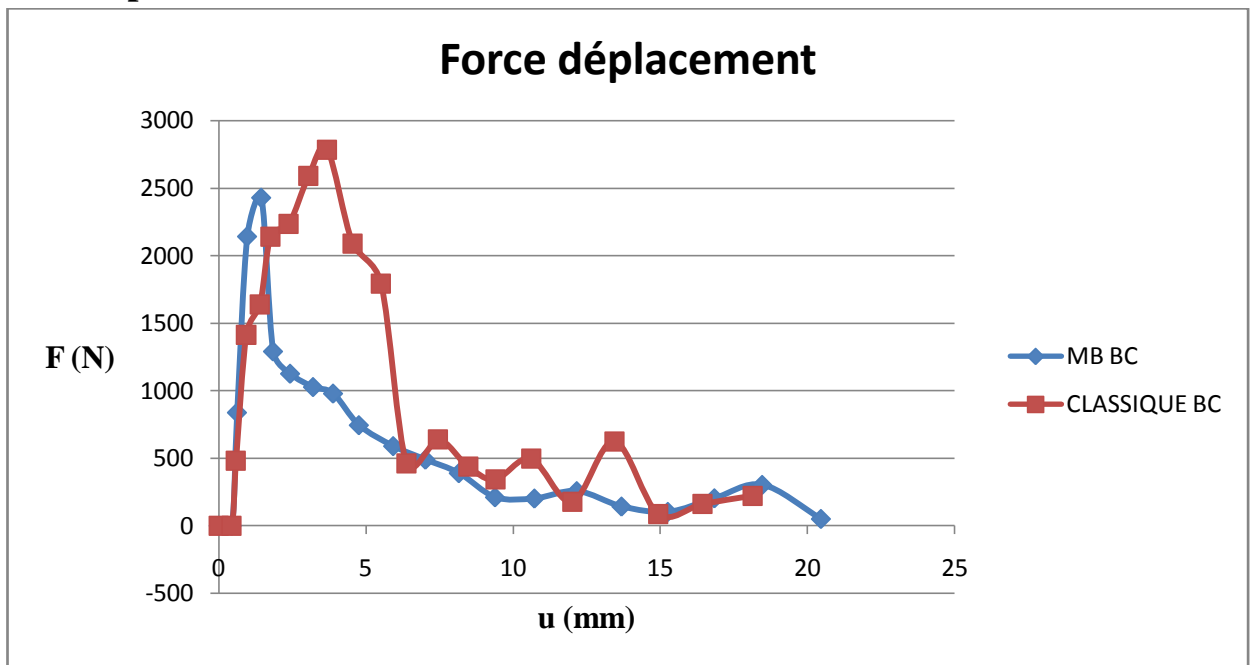


Figure IV.37 : courbes forces-déplacements.

Sur la figure (IV.37), nous observons une force de réaction maximale à la base de 2700 N pour le voile classique qui chute et permet un déplacement de 1.7 cm à la tête. Pour son homologue elle ne chute qu'à 2500 N et le déplacement va jusqu'à 2.1 cm. Les courbes en zigzag témoignent de la propagation de la fissure de souche en souche et du phénomène de transmission vers les armatures.

IV.4.1.4 Interprétation des résultats dans les barres d'acier

Si nous interprétons les aciers, ce n'est pas à cause d'un changement de modèle mais pour mettre l'influence des combines sur les résultats.

Contraintes

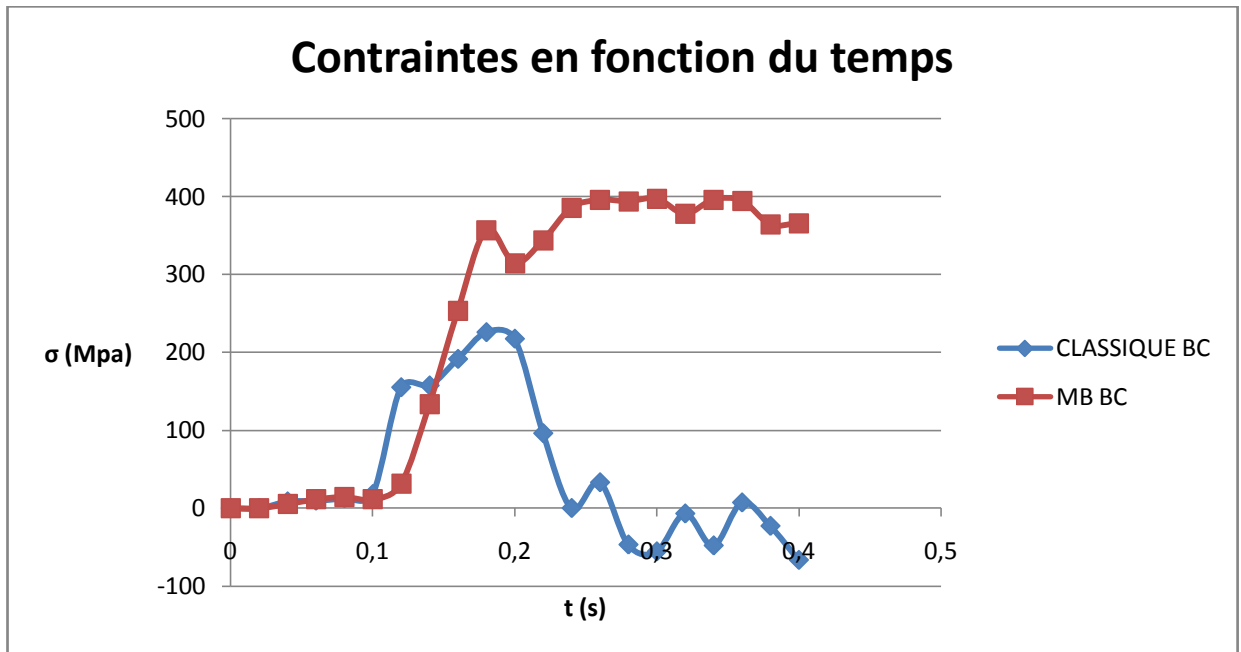


Figure IV.38 : Evolution des contraintes.

La figure (IV.38) montre parfaitement que le point d'initiation de la contrainte dans les aciers coïncide avec le point d'initiation de la fissuration dans le béton à environ 0.1 sec.

Déformations

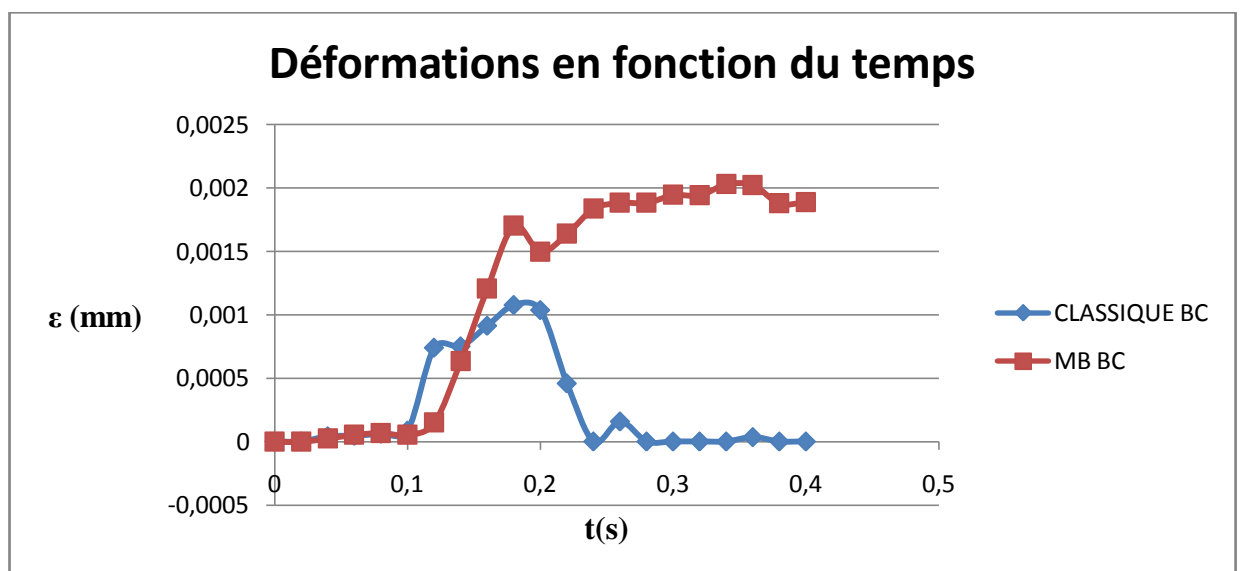


Figure IV.39 : Evolution des déformations.

Nous observons des déformations moins importantes dans les armatures classiques, elles ne dépassent pas les 0.001 mm, alors que celles de la méthode des bandes avoisinent le double. Il est utile que si l'effort venait à être appliqué entièrement l'écart se verra amplifié.

Déformations plastiques

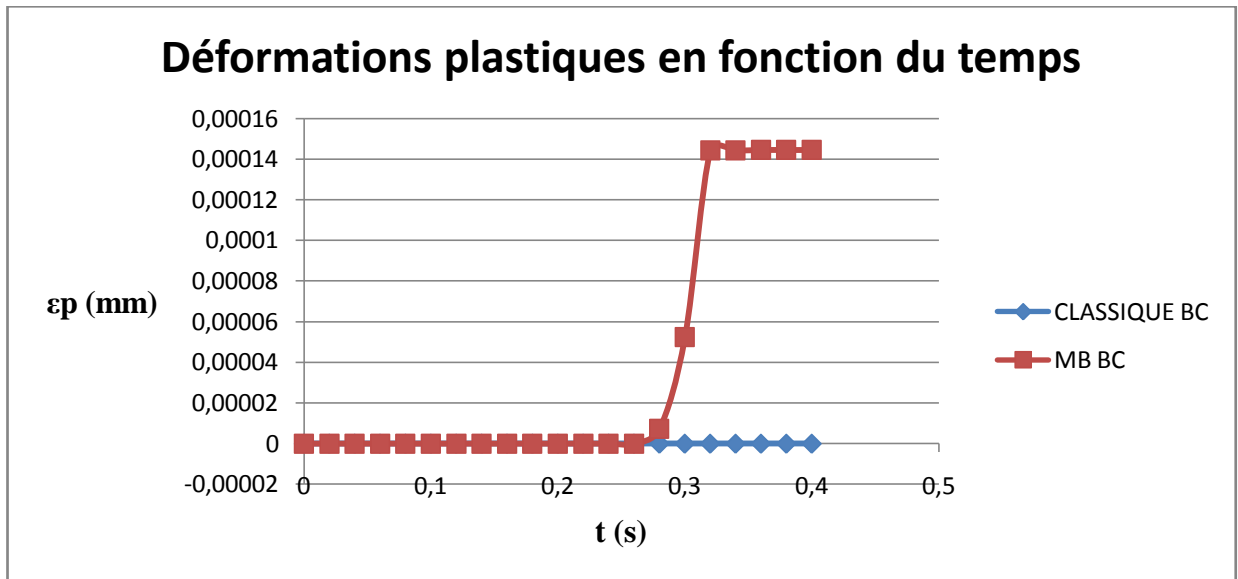


Figure IV.40 : Evolution des déformations plastiques.

La figure (IV.40) montre que les armatures classiques ne sont pas plastifiées, alors que celles de la méthode des bandes présentent une plastification de 0.00014 mm sachant que le chargement n'est que partiellement appliqué.

Contraintes déformations

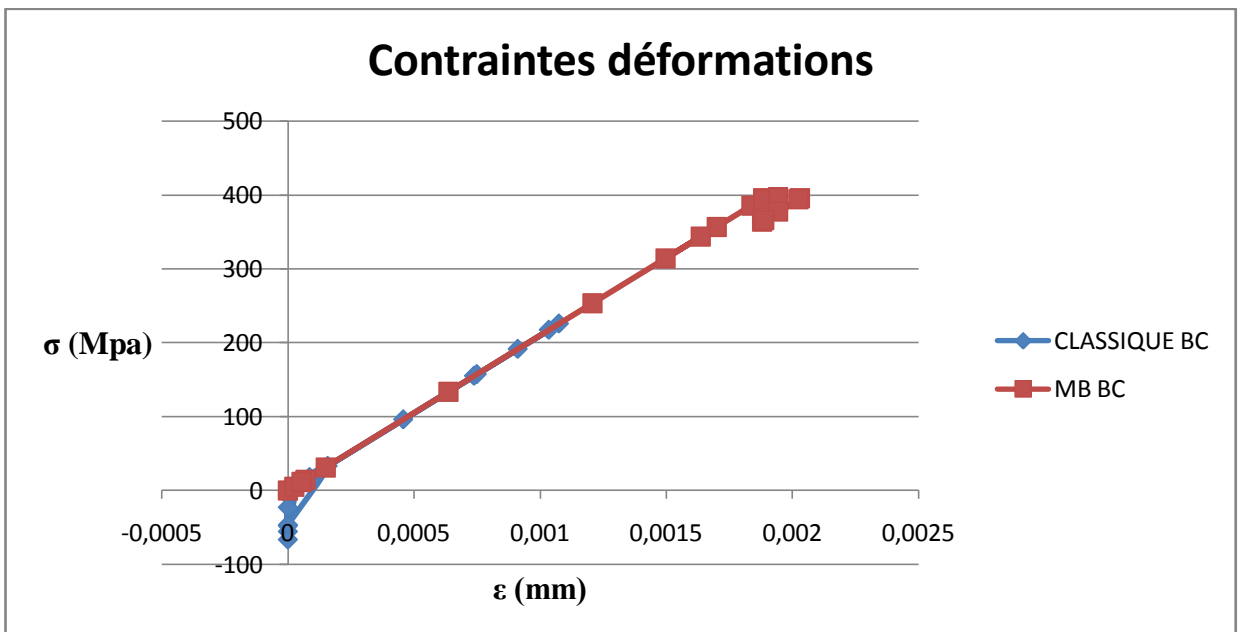


Figure IV.41 : Evolution des contraintes et déformations.

IV.4.2 Etude d'un élément de la zone comprimée

Afin de mettre en évidence la dissymétrie traction-compression du béton, nous avons pris l'initiative de poser quelques résultats de la simulation qui montrent les états de contrainte et de déformation d'un élément de la zone comprimée.

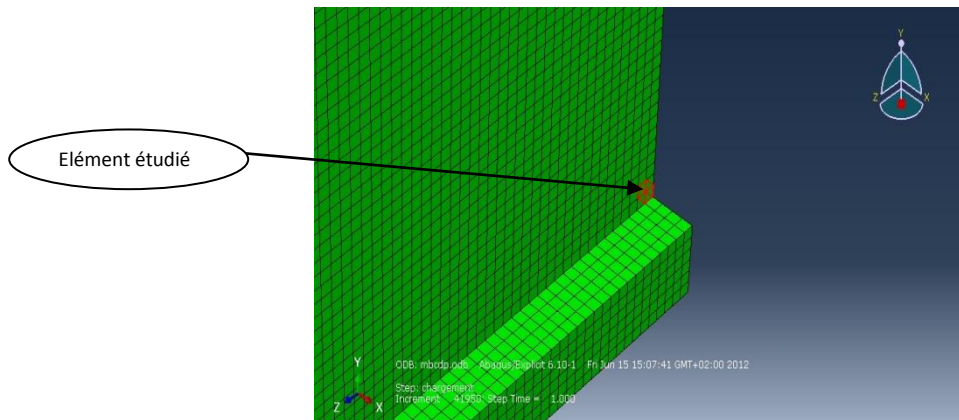


Figure IV.41 : Sélection d'un élément de la zone comprimée.

IV.4.2.1 Interprétation des résultats dans le béton avec le « CDP »

Contraintes

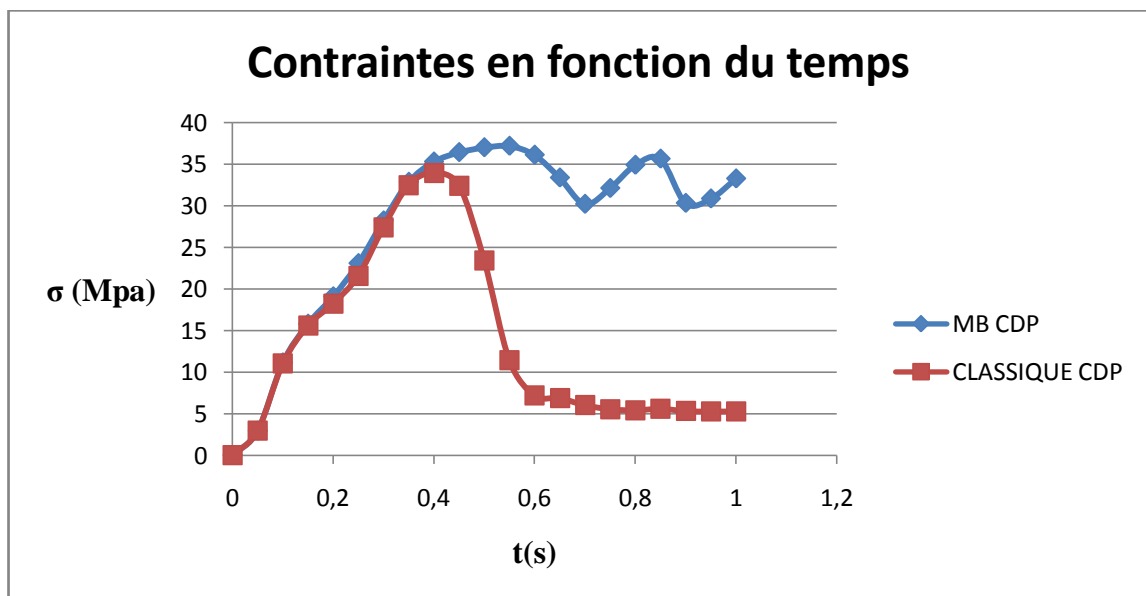


Figure IV.42 : Evolution des contraintes.

La figure (IV.42) témoigne de la supériorité de la résistance qu'offre le béton en compression. Excepté le cas de la méthode des bandes en BC, les contraintes de ruptures en compression sont toutes atteintes au même temps. Nous observons sur la figure une baisse de contrainte brusque à 0.4 seconde dans le cas du voile classique avec le modèle CDP, ceci témoigne de la transmission de des contraintes vers les aciers. Pour le cas de la méthode des bandes la contraintes oscille entre des valeurs élevées qui se situent entre 30 et 35 Mpa.

Déformations

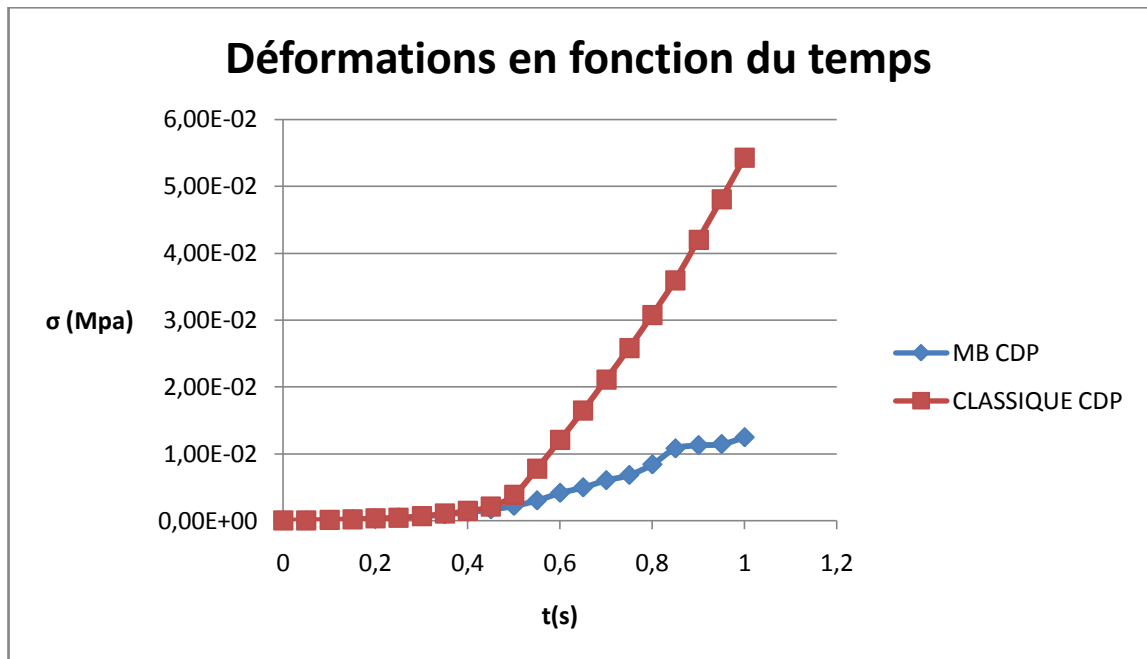


Figure IV.43 : Déformations dans le béton de la zone comprimée.

Nous observons sur la figure (IV.43) que les déformations dans le béton sont plus importantes pour le cas du voile classique où elles atteignent 0.05 mm. Pour le cas du voile de la méthode des bandes elles sont moins importantes avec une valeur de 0.01. Ceci s'explique par l'existence d'une bande de localisation des déformations qui n'est pas la même pour les deux cas de ferrailage. Il existe une interaction considérable entre les fissures, c'est pour cela qu'il faut être méticuleux durant le choix des éléments à étudier. Comme nous pouvons aussi défendre l'hypothèse de la rupture de l'élément béton dans le cas de la méthode des bandes.

Le modèle brittle cracking ne donne quasiment pas de déformation car il considère le béton comme étant élastique en compression, ce qui est loin d'être vrai.

Contraintes déformations

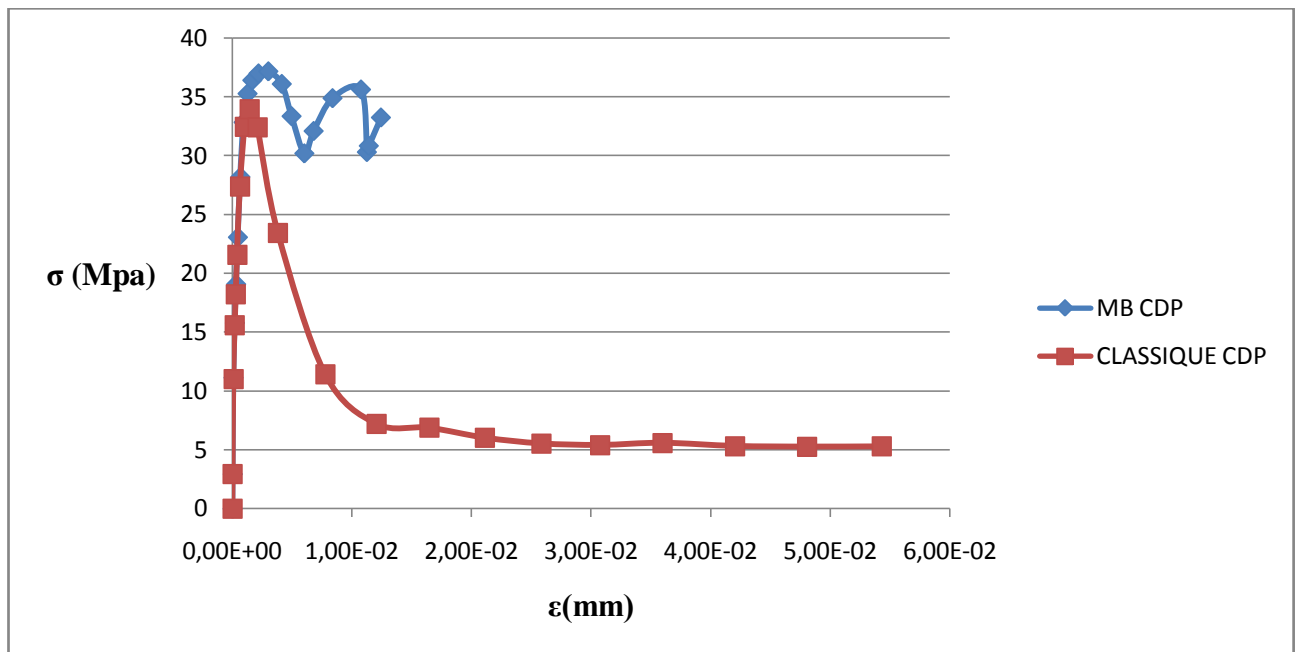


Figure IV.44 : Evolution des contraintes et déformations.

La figure (IV.44) montre que le béton présente un comportement élastique avec une contrainte en compression qui avoisine les 35 Mpa pour les deux modèles de ferrailage et une déformation de 0.002 mm. Au-delà de ces valeurs la contrainte chute pour le cas du ferrailage classique mais demeure maintenue à une valeur de 5 Mpa grâce à un meilleur confinement qui empêche la fragmentation du béton. Et maintenant survient l'explication de la petitesse de la déformation ambiguë sur la figure (IV.43) qui est due à la rupture du béton qui s'est vu écrasé et complètement fragmenté, il ne reste rien qui puisse se déformer. Le confinement offert par la méthode des bandes est faible.

IV.4.2.2 Interprétation des résultats dans les barres d'acier

Nous avons choisi un élément qui coïncide avec l'élément de béton étudié.

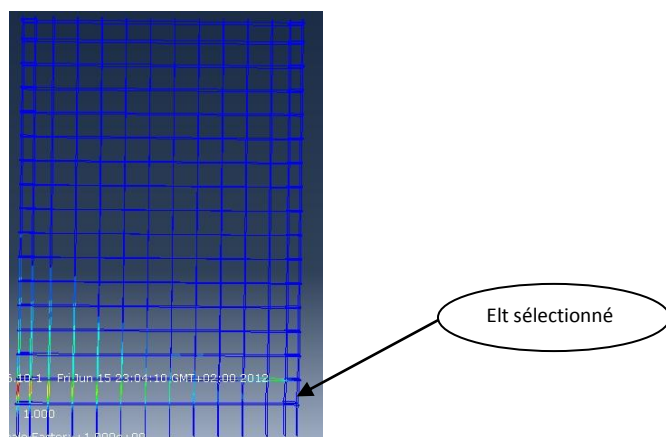


Figure IV.45 : Détermination de l'élément étudié.

Contraintes

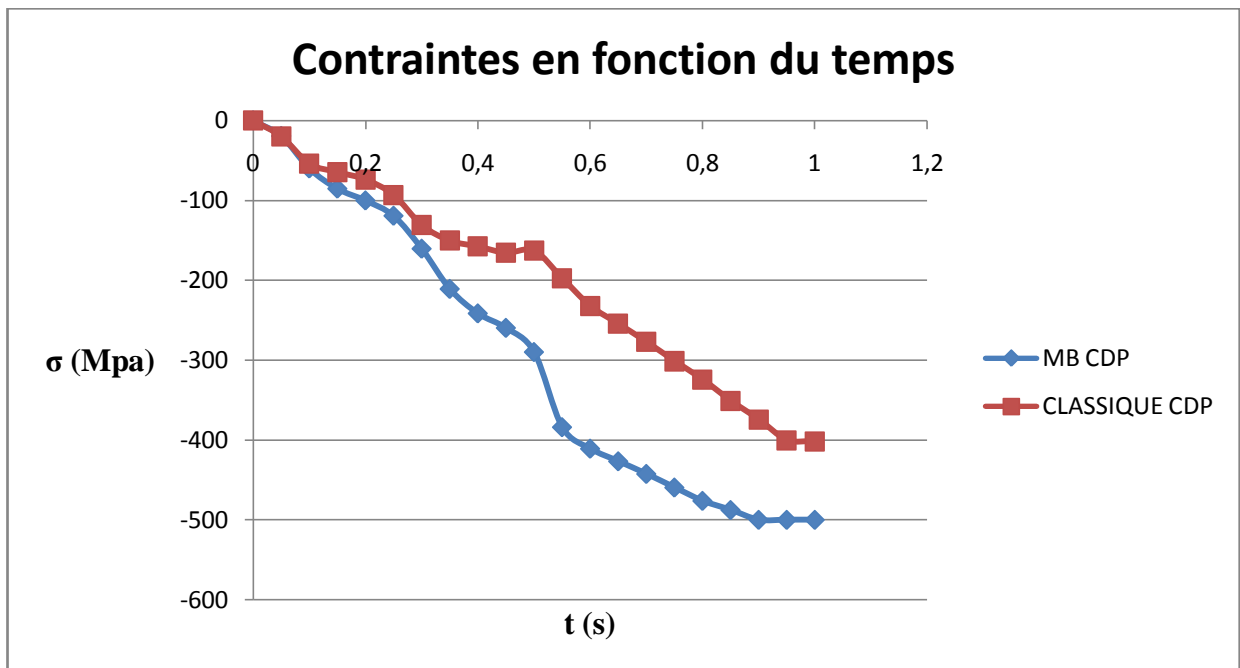


Figure IV.45 : Evolution des contraintes

Il est tout à fait clair à travers la figure (IV.45) que les barres d'acier travaillent en compression. Nous observons que pour le cas du voile de la méthode des bandes, la contrainte plastique (500 Mpa) est atteinte à 0.90 seconde alors que pour le modèle classique ce n'est qu'à 0.95 que le domaine élastique (400 Mpa) se voit consommé. Donc on observe une meilleure rigidité du au transfert de contraintes retardé par un confinement considérable dans le voile classique et on peut dire que le béton a été poussé au bout de ses performances.

De leur part, les résultats du BC sont à écarter car le modèle considère le béton comme étant élastique en compression.

IV.5 Conclusion

A travers ce chapitre, nous sommes parvenus à interpréter nos résultats de manière non exhaustive. Les deux modèles de calcul ont donné des résultats plus ou moins différents. Mais dans l'objectif final, nous sommes parvenus à connaître la différence entre les deux méthodes, mais aussi à mettre en évidence l'influence des modèles sur les résultats. Dans notre travail il est utile de signaler que nous n'avons pas la totalité du chargement dans le cas du « brittle cracking » pour éviter les inconvénients de convergence. Le choix des points lors des études locales est très déterminant.

Conclusion générale

Ce projet mené en utilisant le code de calcul ABAQUS, a été une initiation à la simulation numérique qui nous a permis d'acquérir des notions et perspectives très utiles pour le chercheur.

A travers notre simulation nous sommes arrivés aux conclusions suivantes :

- **Dans le béton**

- Comparé à la méthode des bandes, nous observons une baisse de la contrainte de 40.30% dans le voile classique.
- Une baisse de 44.78% des déformations dans le voile classique grâce au plus de renfort apporté par les armatures.
- Les armatures ne poussent pas le seuil d'endommagement critique du béton qui est de 62 %, mais s'oppose à sa propagation à travers l'élément considéré, et nous observons un endommagement beaucoup moins propagé dans le voile classique.
- Nous observons une baisse de 29.33% des déplacements dans le voile classique qui reflète la stabilité apporté par le ferrailage classique.

- **Dans les aciers**

- Les aciers de la méthode des bandes atteignent leur plasticité avant ceux de la méthode classique.
- Nous observons une baisse de 36.66% des déformations plastiques dans les aciers de la méthode classique.

De là, on peut dire que la méthode du ferrailage classique offre de meilleures résistances aux voiles, ce qui leur procure un plus de stabilité vis-à-vis des séismes. De son côté, la méthode des bandes avec ses sections d'acier moins importantes, montre une supériorité en termes de contraintes, déformations, déplacements, dommages au niveau des voiles, ce qui augmente de leur vulnérabilité lors des séismes.

Les modèles de simulations nous amènent à des résultats qui leur sont propres à cause de la différence de leurs critères et des lois adoucissantes qu'il comprennent, pour remédier à ce problème un modèle parfaitement adapté au béton est nécessaire. Nous sommes arrivé par cette première approche à dire que la méthode de ferrailage classique améliore les performances des voiles en terme de contraintes, déplacements et déformations. Il est très intéressant de pousser les études plus loin afin d'apporter des éclaircissements aux points obscurs tout en soutenant les simulations avec des résultats expérimentaux afin d'arriver à des validations déterminantes.

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI-OUZOU

FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION

DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL



Tutorial ABAQUS

Application :

Voile en béton armé

Proposé par :

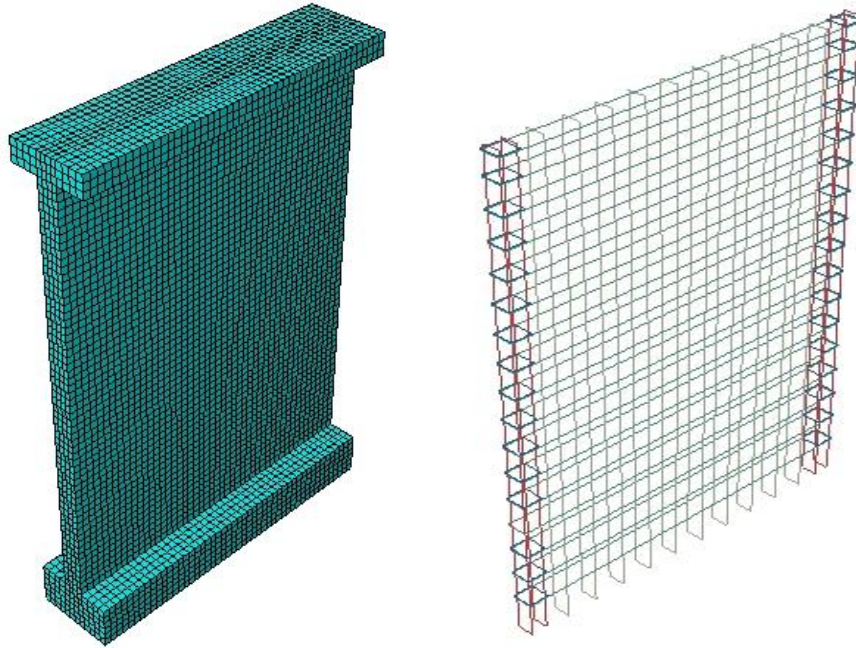
M^r. ALMANSBA Madjid

Réalisé par :

M^r. SOLTANI Aghiles

2011/2012



Voici le modèle que nous voulons créer, ceci est un voile en béton armé.




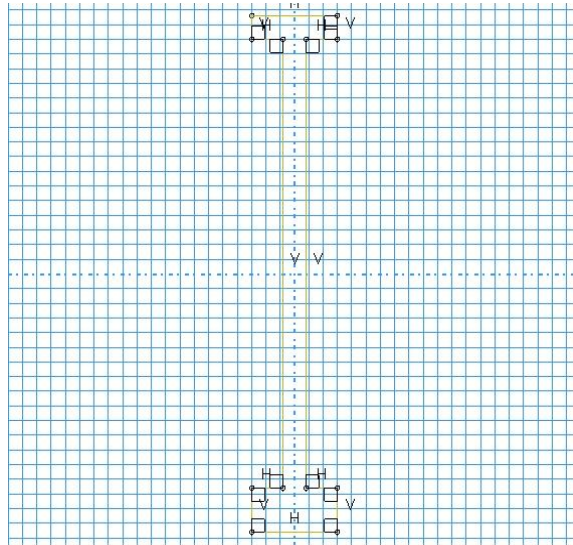
A l'intérieur de ce voile est disposé un ferrailage déterminé selon le RPA.

Créer le voile

Nous allons créer le profil du voile qui générera le voile en 3D par extrusion.

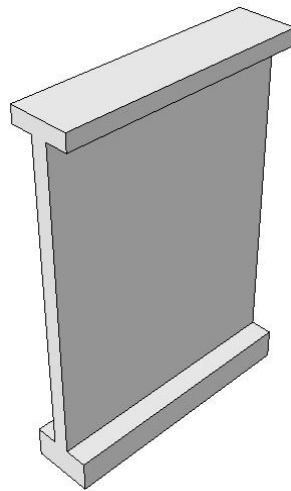
1. Ouvrir le module part et cliquer sur l'onglet .
2. Nous voulons créer un objet déformable que nous nommerons **voile**. Nous allons choisir objet **3D, déformable, solide, extrusion** et une taille approximative de **4000 mm**.
3. Nous allons créer le profil de notre voile. On clique sur l'onglet  et on insère les coordonnées suivantes dans la barre en bas de l'écran : **(-300,1760) ; (300,1760) ;(300,1600) ; (80,1600) ; (80,-1460) ; (300,-1460) ; (300,-1760) ; (-300,-1760) ; (-300,-1460) ; (-80,-1460) ; (-80,1600) ; (-300,1600) : (-300,1760)**. Il existe d'autres méthodes pour dessiner.

Le profil obtenu peut ne pas apparaître entièrement, il suffit de cliquer sur  pour le mettre au milieu de la grille de dessin. Vous obtiendrez la figure suivante :



4. A gauche du bas de l'écran, vous cliquez sur Done et apparaîtra la boîte de dialogue Edit Extrusion. Dans le champ Depth (profondeur), entrez la valeur **2500** puis OK.


Votre voile est créé et s'affiche en blanc comme suit :



C'est anti pédagogique, mais vous sauvegardez maintenant.

Créer le matériau béton

Notre voile est en béton, il faut définir le matériau car ABAQUS ne contient pas de données de matériau.

1. Mettez vous dans le module property (propriété) et cliquez sur  pour ouvrir Edit Material. Nommez le matériau béton.
2. Ensuite nous allons donner les caractéristiques de notre matériau en cliquant sur **Méchanical > Elasticity > Elastic**. Vous pouvez entrer le module de Young (**32000**) et le coefficient de poisson (**0.18**). Pour tenir compte de la plasticité, des dommages et

de la fissuration, des modèles existent. Dans notre cas nous avons choisi le « **Concrete Damaged plasticity** » et le « **Brittle Cracking** ». Les valeurs à insérer sont à déterminer par le biais de formules théorique ou d'essais expérimentaux. Voici quelques valeurs pour le « **Brittle Cracking** » :



| | Direct stress after cracking | Direct cracking strain |
|---|------------------------------|------------------------|
| 1 | 3.17 | 0 |
| 2 | 1.59 | 0.00014 |
| 3 | 0.79 | 0.00062 |
| 4 | 0.4 | 0.00131 |
| 5 | 0 | 0.002 |

Entrez la densité du matériau en cliquant sur **Density** puis enrez la valeur de **2.4 E-06**

3. Cliquer su Ok pour valider le matériau.

Définir et affecter les propriétés de section

Les propriétés des objets sont définies à travers des sections. Un objet peut être constitué de divers matériaux, ce qui nécessite autant de sections pour le définir. Notre voile est constitué d'un seul matériau que nous allons attribuer au voile à travers une seule section.


1. Cliquez sur  pour créer la section.
2. Dans la boîte de dialogue **Create Section**, nommez la section : **Section Voile**. Optez pour **homogène** et **solide** puis cliquez sur continue.
3. Sur la fenêtre qui s'ouvre, sélectionnez **béton** comme matériau puis cliquez sur OK.
4. Il ne reste qu'à affecter la section à notre voile. Il suffit de cliquer sur , sélectionnez le voile, il se délimitera en rouge, puis cliquez sur Done. Sur la fenetre **Edit Section Assignment**, sélectionnez **Section Voile** puis OK.


Le voile se colorie en vert, ce qui signifie que les propriétés du matériau lui sont affectées.

Nous allons maintenant nous occuper du ferrailage



Créer les barres

a) Créer les barres verticales d'extrémités en HA 16



1. Cliquez sur  .
2. Nommez l'objet **HA 16**, sélectionnez **3D**, **Déformable**, **Wire** et une taille approximative de **4000 mm**.

3. Nous dessinerons nos barres par paires. Cliquez sur  puis entrez les coordonnées suivantes : **(-62,1730) ; (62,-1730)**.



b) Créer les barres horizontales en HA 8

1. Cliquez sur  .
2. Nommez l'objet **HA 8 Hor**, sélectionnez **3D, Déformable, Wire** et une taille approximative de **4000 mm**.
3. Nous dessinerons nos barres par paires. Cliquez sur  puis entrez les coordonnées suivantes : **(-62,1162) ; (62,-1162)**.

c) Créer les barres verticales intermédiaires en HA 8


1. Cliquez sur  .
2. Nommez l'objet **HA 8 Ver**, sélectionnez **3D, Déformable, Wire** et une taille approximative de **4000 mm**.
3. Nous dessinerons nos barres par paires. Cliquez sur  puis entrez les coordonnées suivantes : **(-54,1730) ; (54,-1730)**.

d) Créer les cadres en HA 8

1. Cliquez sur  .
2. Nommez l'objet **Cadres**, sélectionnez **3D, Déformable, Wire** et une taille approximative de **4000 mm**.
3. Nous dessinerons nos barres par paires. Cliquez sur  puis entrez les coordonnées suivantes : **(-62,62) ; (62,-62)**.

Créer le matériau Acier

Notre voile est en béton, il faut définir le matériau car ABAQUS ne contient pas de données de matériau.

1. Mettez vous dans le module property (propriété) et cliquez sur  pour ouvrir Edit Material. Nommez le matériau **Acier**.
2. Ensuite nous allons donner les caractéristiques de notre matériau en cliquant sur **Méchanical > Elasticity > Elastic**. Vous pouvez entrer le module de Young (**210000**) et le coefficient de poisson (**0.3**). Pour tenir compte de la plasticité cliquez **Méchanical > Plasticity > Plastic** puis entrez les valeurs suivantes :

| Yield Stress | Plastic Strain |
|---------------------|-----------------------|
| 400 | 0 |
| 403.4 | 0.000447 |
| 408.1 | 0.000894 |
| 412.3 | 0.0013 |
| 417.6 | 0.00179 |
| 422.8 | 0.00223 |
| 427.3 | 0.00268 |
| 431.7 | 0.00313 |
| 435.49 | 0.00358 |
| 439.33 | 0.00447 |
| 443.12 | 0.00492 |
| 446.91 | 0.00536 |
| 450.7 | 0.00581 |
| 454.49 | 0.00626 |
| 458.29 | 0.00671 |
| 462.08 | 0.00715 |
| 465.77 | 0.0076 |
| 469.66 | 0.00805 |
| 473.25 | 0.0085 |
| 477.55 | 0.0089 |
| 481.04 | 0.0092 |
| 484.43 | 0.0096 |
| 488.62 | 0.011 |
| 492.418 | 0.0114 |
| 496.21 | 0.01185 |
| 500 | 0.012 |

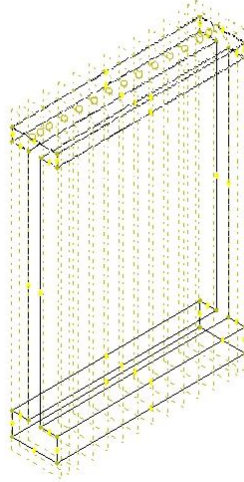
Entrez la densité du matériau en cliquant sur **Density** puis entrez la valeur de **7.85 E-06**


3. Cliquer sur Ok pour valider le matériau.

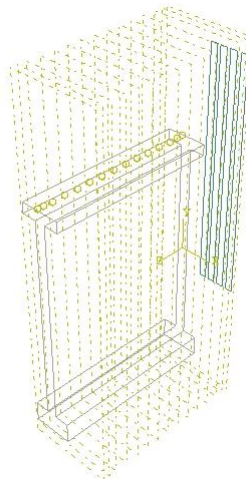
Définir et affecter les propriétés de section






Procéder de la même manière que le voile pour chaque type de barres. Quelques changements sont requis.

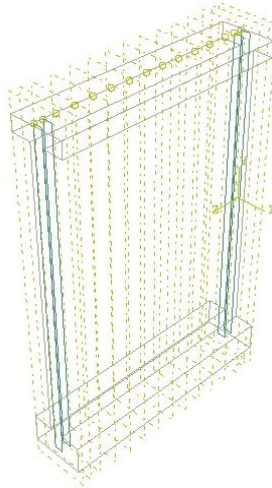
5. Nous allons maintenant créer les points d'assemblage à partir d'un seul point que nous projeterons sur les plans que nous avons créé. Cliquez sur **Tools > Datum**.
6. Dans la fenêtre **Create Datum** cliquez sur **Offset from 2 Edges**, sélectionnez le plan au sommet du voile, il s'affichera en rouge puis cliquez sur la petite arête gauche. Entrez la valeur **25**. Ensuite cliquez sur la grande arête à l'arrière du plan et entrez la valeur **245** et un point s'affichera. Dans la fenêtre **Create Datum**, Cliquez sur **Project point on face/plane**, sélectionnez le point et cliquez sur le plan de projection. Répétez jusqu'à ce que le voile soit projeté sur tous les plans créés auparavant. On aura la figure suivante :



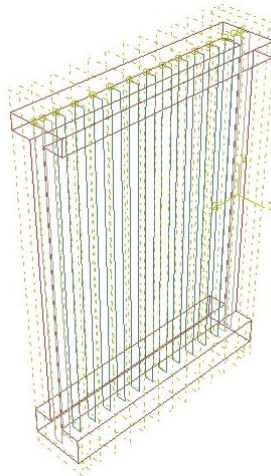
7. Nous allons créer les instances en cliquant sur . Une fenêtre s'affichera. Cochez la case **Auto-offset from other instances**. Double-cliquez sur voile pour créer l'instance voile. Il s'affichera avec les points (**Datums**) que nous avons créé. Double-cliquez maintenant 4 fois sur **HA 16** pour créer 4 instances que nous allons translater par paires vers les extrémités du voile. Nous obtiendrons la figure suivante :



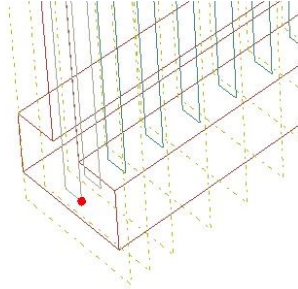
8. On clique maintenant sur  pour translater les **instances HA 16** vers l'**instance voile**. On utilise le zoom , on sélectionne l'instance à translater et on clique sur **Done**, elle s'affichera en rouge. On clique maintenant sur le point du coin supérieur gauche de l'instance **HA 16** puis sur le **Datum** vers lequel on veut faire translater. On clique sur **OK** et la translation est observée immédiatement. On répète l'opération pour chaque instance, on clique sur  pour restaurer la vue d'ensemble, on sélectionne part  Parts  pour différencier les couleurs des objets et on obtient :



Il reste maintenant à créer les **instances HA 8 ver** et les faire translater vers les points restants. On procédera de la même manière que pour les **instances HA 16**. On obtient la figure suivante :



9. Nous allons créer les points (**Datums**) vers lesquels translater les armatures horizontales. Pour cela, nous allons cliquer sur le volet déroulant **Tools > Datum**. Dans la fenêtre **Create Datum**, cliquez sur **point** et sur **offset from point**.
10. Nous allons zoomer sur le bas de l'extrémité gauche du voile et sélectionner le point situé sur le coin droit, en bas de l'armature d'extrémité (le point est en rouge). Suivez la figure suivante :



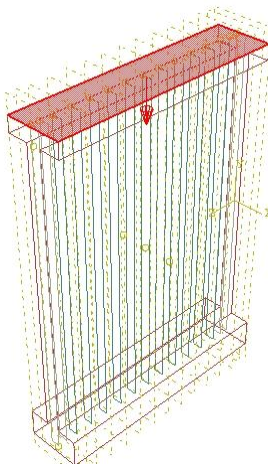
11. A partir du point que nous avons sélectionné plus haut, nous allons créer un autre point en insérant les valeurs suivantes dans le champ de coordonnées qui s'affiche en bas de l'écran :

Offset (X, Y, Z):


(Attention au repère)

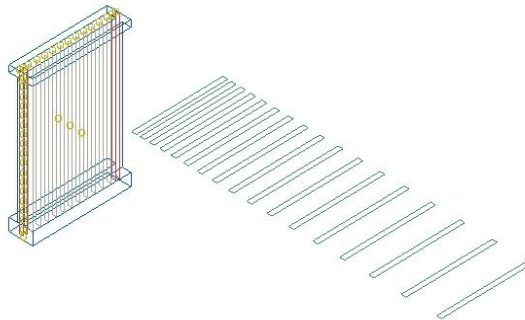
Tapez entrer et un point **Datum** apparaîtra ; alors que celui en rouge disparaît.

12. Nous allons créer maintenant les plans de projection comme nous l'avons fait pour les **HA16**. Cliquez sur **Tools > Datum** et sur la fenêtre **Crear Datum** sélectionnez **plane** et **offset from plane**. Sélectionnez le plan au sommet du voile comme suit :

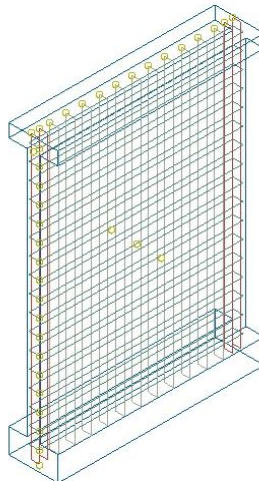


Cliquez sur **OK**.

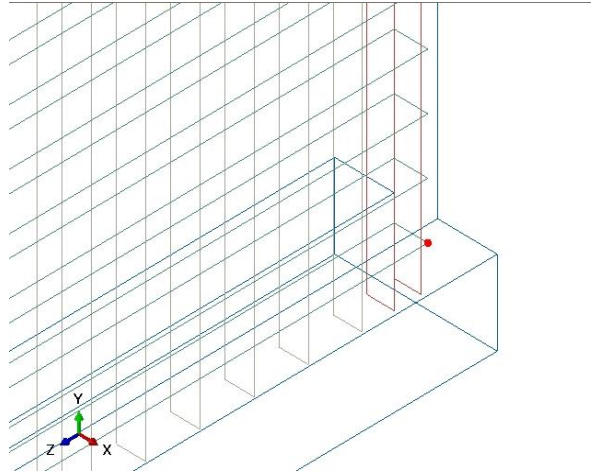
13. Maintenant, vous allez créer chaque plan à partir de celui qui le précède en respectant les intervalles suivants que vous allez entrer dans le champ **offset** : **100 et 16 fois la valeur 200**. Ces valeurs représentent les espacements entre les armatures horizontales.
14. Maintenant il faut projeter le point créé en bas de l'armature **HA16** sur tous les plans horizontaux que nous avons aussi créé. Cliquez sur **Tools > Datum**, sur la fenêtre sélectionnez **Point** et **Project point on face/plane**. Sélectionnez le point puis le plan sur lequel vous voulez le projeter. Répétez l'opération jusqu'à l'avoir projeté sur les plans requis.
15. Nous n'avons plus besoin des plans maintenant, nous pouvons les faire disparaître de l'écran. Cliquez sur le volet **View > Assembly Display Options > Datum** puis désélectionnez la case **Show Datum Planes** puis **OK**.
16. Nous allons maintenant créer les instances des **HA 8 hor** en nombre (17) égale à celui des points. Procédez de même que pour les **HA 16** et les **HA 8 ver**.
17. Les armatures apparaissent dans une position embarrassante. Pour les mettre en position horizontale cliquez sur  , sélectionnez les instances et cliquez sur **Done**. **Abaqus** vous demandera de sélectionner l'axe de rotation, sélectionnez les deux points des coins à la base de l'armature et choisissez **90°** comme angle de rotation. La figure suivante s'affichera sur l'écran :



18. Il ne reste maintenant qu'à assembler et obtenir la figure suivante :



19. On passe maintenant aux cadres, il faut créer les points d'assemblage «Datum». On commence par créer les points d'assemblage de l'extrémité droite du voile. Cliquez sur **Tools > Datum**. Dans la fenêtre **Create Datum**, sélectionnez **Point** et **Offset from point**. Zoomez et sélectionnez le point (en rouge) sur les barres horizontales en bas du voile comme le montre la figure suivante :



Entrez maintenant les valeurs suivantes dans le champ **offset** :

Offset (X, Y, Z):

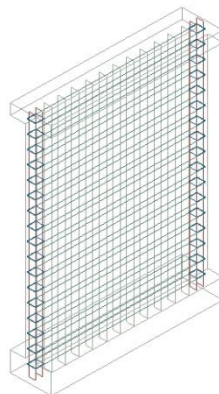
Appuyez sur entrer et apparaîtra le premier point d'assemblage. A partir de ce point nous allons créer les autres restants. Optez de même que le premier et entrez la valeur suivante :

Offset (X, Y, Z):


Répétez l'opération à partir du dernier point créé jusqu'à en avoir **17 points**. La valeur **200** représente l'espacement entre les **cadres**.

Pour créer les points de l'extrémité gauche, suivez le même cheminement.

20. Il reste maintenant à créer les **instances cadres**, les tourner de 90° puis les assembler. Vous aurez votre **ferrailage** comme suit :





21. Vérifiez votre ferrailage et effectuez les ajustages si nécessaire. Pour vous aider, un ajustage est nécessaire au niveau des **HA 8 ver**, il suffit de les translater de **4 mm**.


Vous pouvez faire afficher le ferrailage seul. Cliquez sur . Dans la fenêtre **Create Display Group**, sélectionnez **part instances**, cliquez sur voile puis la touche **Remove**.

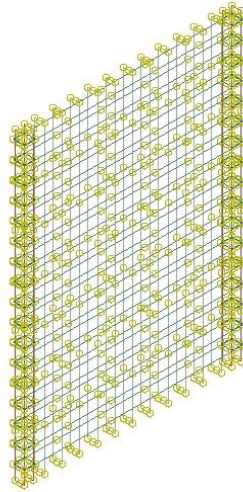
Définir les pas d'analyse

Maintenant que l'objet est créé, nous allons définir deux pas d'analyse :

- Un pas initial
 - Un pas **Dynamique Explicit**, dans lequel on appliquera un chargement progressif pendant une seconde.
1. Mettez vous dans le module « **Step** ». Cliquez sur  et nommez ce pas **Chargement**. Choisissez un pas **Dynamique Explicit** puis cliquez sur **Continue**. La fenêtre **Edit Step** apparaît.
 2. Dans le champ description, entrez **Chargement horizontal sur la tête du voile**. Dans le champ **time period**, il s'affiche 1. Vous pouvez la diminuer (mettez 0.1) afin d'obtenir des résultats pour un chargement partiel. Ceci vous permet une obtention rapide de résultats. Vous aurez une idée sur l'initiation des contraintes et des déformations. Faites un tour dans les autres menus puis cliquez sur **OK**.
 3. Pour chaque pas créé, vous pouvez demander à **ABAQUS** de faire les calculs uniquement pour les variables dont vous avez besoin (gain de temps). Pour ce faire cliquez sur l'onglet **Field Output Manager** . Dans la fenêtre qui s'affichera, cliquez sur **Edit**. Une boîte de dialogue comprenant une liste de variables apparaît ; sélectionnez celles dont vous avez besoin. Vous pouvez opter pour d'autres choix plus tard dans le travail.


Créer l'interaction ferrailage-voile


1. Passez au module interaction et cliquez sur **Create Constraint** . Sélectionnez **Embedded region (région encastrée)** sur la fenêtre et cliquez sur **Continue**. Sélectionnez tout le ferrailage (sans le voile). Il se colorie en rouge puis cliquez sur **Done**. Deux petits onglets s'afficheront en bas de l'écran ; cliquez sur **Whole model**. Une fenêtre apparaît ; gardez les valeurs telles qu'elles et cliquez sur **OK**. L'interaction est maintenant créée et vous aurez la figure suivante sur votre écran :

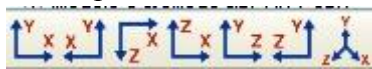


Appliquer une condition aux limites et un chargement pour le modèle

Les conditions aux limites et les chargements sont intimement liés aux pas d'analyse.

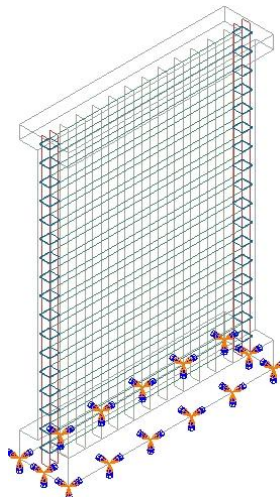
1. Mettez vous dans le module « **Load** ». Nous allons commencer par créer la condition aux limites qui se résume à l'encastrement à la base du voile. Pour cela cliquez sur **Create Boundary Condition** , nommez la condition **Encastrement**. Dans la liste **Steps**, choisissez **Initial** comme pas d'activité de la condition.
2. Dans la liste des catégories choisissez **Méchanical** et dans **Type for Selected Step**, choisissez **Symmetry / Antisymmetry / Encastre** puis cliquez sur **Continue**.
3. Maintenant vous réaffichez le voile sur l'écran en utilisant l'option **Create Display Group**. Cliquez sur **All** puis sur l'onglet **Remove**. Cliquez maintenant sur la face de la base du voile pour lui attribuer la condition **Encastrement** puis **Done**. Une fenetre apparait, sélectionnez **Encastre** puis **OK**.

Vous pouvez utiliser l'outil **rotation de vue**  ou les outils de vue



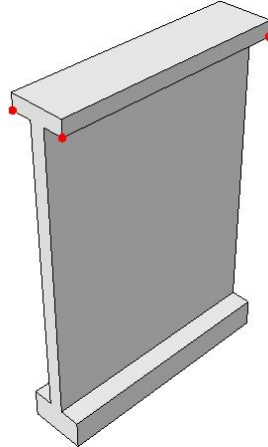
pour faire apparaître le dessous du voile.

Une fois la condition attribuée, vous aurez la figure suivante :




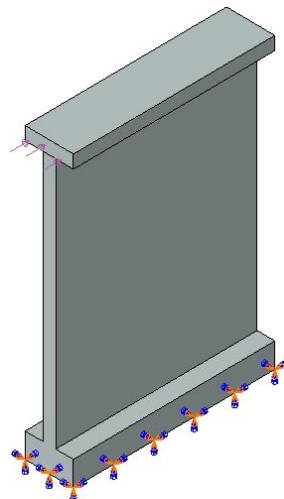
Maintenant nous allons nous occuper du chargement horizontal à la tête du voile.

4. Il faut avant tout créer la face sur laquelle appliquer le chargement, en l'occurrence la face latérale en tête du voile. Pour créer cette surface nous allons retourner au module **Part**. on sélectionne le voile, cliquez sur le menu déroulant **Tools > Partition**. Dans la boîte **Create Partition** cliquez sur **Define Cutting plane**. Cliquez sur **3 points** et sélectionnez les points suivants :



Cliquez sur **Create Partition** et vous aurez un petit rectangle sur le coté latéral de la tête du voile. C'est ce petit rectangle qui sera la surface d'application du chargement.

5. Cliquez sur  pour créer un chargement. Nommez le **Chargement Horizontal**. Sélectionnez le pas **Chargement** comme pas de création du **Chargement Horizontal**.
6. Dans le menu **Category**, sélectionnez **Mechanical** et dans **Types for Selected Step**, cliquez sur **Pressure** et enfin **Continue**. Il est possible de choisir un nombre important de chargement.
7. Sélectionnez maintenant la face sur laquelle appliquer le chargement, en l'occurrence le petit rectangle en tête du voile. Validez votre choix et apparaîtra la boîte de dialogue **Edit Load**.
8. Dans la boîte entrez une magnitude de **50** puis **OK**. Vous aurez le chargement représenté avec des flèches comme suit :







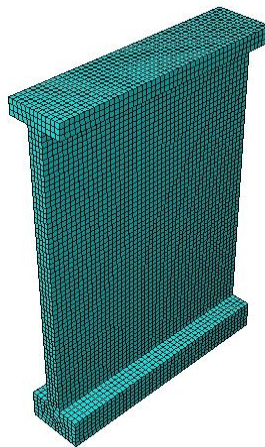
Vous pouvez examiner le **Load Manager** pour vérifier les options.

Maintenant que les conditions et les chargements créés, il nous reste le maillage du modèle

Maillage du modèle

Nous allons maintenant créer un maillage élément fini. Il est possible de choisir la technique de maillage, le type d'éléments et leur forme. Si le modèle à mailler est en vert, le maillage s'effectue sans problème en mode **structured**. S'il se présente en jaune, il se maillera en mode **swept (balayé)**. S'il est en rouge, il est impossible de le mailler. Il faut cependant le partitionner en éléments simples jusqu'à ce qu'il devienne jaune ou vert.

1. Pour commencer le maillage, mettez vous dans le module **Mesh**, sélectionnez le voile et cliquez sur **Assign Mesh Controls** . Le voile comprend deux parties, une verte et une jaune.
2. Choisissez des mailles **Hex** (hexaédriques) et optez pour la technique **As is** puis cliquez sur **OK**.
3. Pour choisir le type d'éléments cliquez sur **Assign Element Type** , sélectionnez le voile puis cliquez sur **Done**. Dans la boîte de dialogue qui s'ouvre, choisissez **Standard** pour la **bibliothèque d'éléments (element library)**, **Linéar** comme ordre géométrique et **3 D Stress** comme famille d'éléments. Enfin, cliquez sur **OK**.
4. Pour déterminer la taille des éléments du maillage du voile cliquez sur **Seed Part** . Dans le champ **approximate global size** entrez la valeur **52**.
5. Maintenant cliquez sur **Mesh Part**  pour mailler le voile. Cliquez sur **Yes** et s'affichera sur l'écran la figure suivante :



Pour le maillage des armatures, suivez le même cheminement. Vous choisissez des éléments **Tet (tétraédriques)** et insérez les tailles approximatives des éléments comme suit :

58.94 pour les armatures verticales HA 16.

58.94 pour les armatures verticales HA 8.



41.6 pour les armatures horizontales HA 8.

4.16 pour les cadres.

Les tailles des éléments n'ont été adoptées de manière définitive, qu'après une étude de convergence du maillage.




Tous les éléments sont maillés.

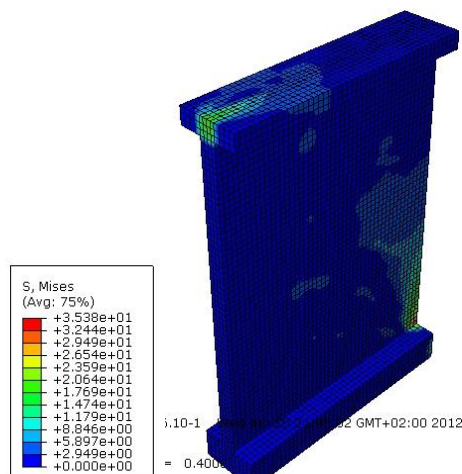
Créer et soumettre un travail d'analyse


1. Mettez vous dans le module **JOB**, cliquez sur **Create Job** . Nommez le **Tutorial d'un voile en béton armé**. La fenêtre **Edit Job** apparait. Dans le champ description, écrivez **Comportement du voile**, gardez les valeurs par défaut (**full analysis, Background, immediately**) puis **OK**.
2. Cliquez maintenant sur **Job Manager** . Sur la fenetre, cliquez sur **Submit (soumettre)**.
3. Pour suivre l'évolution du travail cliquez sur **Monitor**. A la fin de l'analyse du modèle **ABAQUS** marque **Completed** à coté du travail demandé. Une fois le travail accompli, cliquez sur **Results**. **ABAQUS** rentre en mode visualisation.

Visualisation des résultats

Il est possible de visualiser plusieurs résultats dans ce module

1. On peut visualiser la forme non déformée du modèle en cliquant sur **Plot Undeformed Shape**  ou la forme déformée en cliquant sur **Plot Deformed Shape** .
2. Il est possible de visualiser les contraintes de Von Mises en cliquant sur **Plot Contour** .



3. Pour choisir des options de visualisation cliquez sur **Contour Options**  .
4. Pour voir tous les résultats possibles allez dans **Result > Field Output**.

Voilà, notre tutorial est terminé.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] RPA 99 ver 2003 ; « règlement parasismique algérien, 1999 version 2003 »
- [2] Nicolae ILE, « Contribution à la compression du fonctionnement des voiles en béton armé sous sollicitation sismique ». Thèse de l'INSA de Lyon, 2000
- [3] Victor DAVIDOVICI et AL. « Génie parasismique ». Presse de l'école nationale des ponts et chaussées, 1985.
- [4] FOURE, « Prise en compte du comportement du béton en cas particulier des voiles plan ». Génieparasismiquepresse de l'ENPC, 1985
- [5] PAULAY « Seism design of reinforced concrete and masonry buildings », New York Willy & Sons. 1992
- [6] “Structures in seismic regions, design, part, general and building” report EUR 12266, Bruxelles: office for official publications of European communities, 1988
- [7]Patricia BALANDIER, document d'information à l'usage du constructeur volume 4 “Le séisme et les constructions en béton armé “ 1993
- [8] PS92 « Règles de construction parasismiques » Règles PS applicables aux bâtiments, norme française, AFNOR, P217
- [9] Milan ZASEK « Construire parasismique » ed parenthèse, 1995
- [10] Document ABAQUS. « Logiciel de calculs numériques »
- [11] J.MAZARS. « Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure »
- [12] LE MAITRE ET CHABOCHE « Mécanique des matériaux solides » Ed Dunod PARIS 1995
- [13] W.F. »CHEN.« Plasticity in reinforced concrete ». New York;McGraw Hill
- [14] KARSAN et AL “Behavior of concrete under compressive loading”. Journal of structure, Div. vol95. 1969
- [15] Richard et Al 1928, “The concrete” US laboratory, Los Angeles.1987
- [16] Balmer 1949. “Etude du confinement” US laboratory ,Los Angeles, 19987
- [17] Jamet et Al 1984 [17]. « Comportement triaxial du béton » US laboratory ,Los Angeles, 19987

Références bibliographiques

- [18] S.RAMITANI et AL. « Contribution à la modélisation multiaxiale du béton endommagé avec description du caractère unilatéral ». Thèse doctorat, université Paris
- [19] M.Terrien « Emission acoustique et comportement postcritique, n°106.
- [20] Reinhard et Corneillesen 1984 « comportement gelique du béton »
- [21] Le chatelier « Réactions chimiques dans le béton » Revue planète sciences, 1983
- [22] L.PENNAZI, premier pas d'un utilisateur ABAQUS Ecole des mines d'ALBI CARAUX, 1999
- [23] kashanov, time of rupture process under creep conditions, Tzv. Nauk. SSR OTd, n°8.
- [24] BAEL 90, « Béton armé aux Etats limites ».
- [25] Von Mises., Mécanique du solide et du matériau élastoplastique
- [26] Eric Andrieu., Plasticité et viscoplasticité macro et microscopique. Mai 2007
- [27] Alain Cornet., Françoise Hlawka., Métallurgie mécanique . Ellipses, ed Marketing S.A, 2006.