

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE  
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE  
SCIENTIFIQUE

UNIVERSITE MOULOUD MAMMERI DE TIZI OUZOU  
FACULTE DE GENIE DE LA CONSTRUCTION  
DEPARTEMENT DE GENIE CIVIL

## Mémoire de master académique

*En vue de l'obtention du diplôme de Master académique en  
Génie civil  
Spécialité: Structures*

*Thème*

**Optimisation des performances de dalles en  
micro béton de classe C50**

Proposé et dirigé par :

**M<sup>me</sup> Ourdia BELAIDI**

**M. Mohand OULD OUALI**

Présenté par :

**M<sup>elle</sup> OUAREZKI Nawal**

Promotion 2014 - 2015

# *Remerciements*

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

*Je tiens à exprimer mes remerciements à ma promotrice Docteur BELAIDI Ourdia pour sa disponibilité permanente, son orientation, sa modestie et son soutien durant toute la période de réalisation de ce travail.*

*Que, mon co-promoteur Mr OULD OUALI Mohand, professeur au département de génie mécanique, trouve ici l'expression de ma profonde reconnaissance ses précieux conseils et sa disponibilité. Il m'a en plus apporté toute son aide en mettant à ma disposition tous les moyens nécessaires pour mener à bien ce travail.*

*Mes vifs remerciements iront aussi aux membres de jury qui me feront l'honneur de juger et d'enrichir ce travail par leurs propositions.*

*Je remercie M<sup>lle</sup> KHEDACHE Lynda pour son soutien, ses encouragements et sa simplicité.*

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



# *Dédicace*



*Je dédie ce modeste travail :  
Aux deux êtres les plus chers à mon cœur,*

*Mes parents*

*Pour leur amour, leurs sacrifices, leurs conseils et leurs  
encouragements.*

*Que dieu leur procure santé, prospérité et longue vie.*

*A ma sœur Ryma.*

*A mes frères Sofiane, Ghiles et Yanis.*

*A toute ma famille.*

*A une personne qui m'est chère, Hocine qui était toujours à mes côtés,  
et qui m'a toujours encouragé.*

*A mes chers amis, Hayat, Lillia, Chahra, Lydia, Celia, Meliza, Massi  
et Yacine.*

*A tous mes amis (es).*



*Nawal*



# Résumé

*Le béton est un matériau dont le comportement est complexe, notamment dans le cas de sollicitations extrêmes. L'objectif de ce travail porte sur l'étude des dalles en béton armé soumises à l'impact de projectiles dur pour évaluer l'influence du renforcement sur la résistance de perforation. Dans la première partie de ce travail, une étude paramétrique sur un micro béton "C50" est réalisée. Différents tests (essai de compression simple et l'essai de traction simple) ont été simulés sur le logiciel de calcul par éléments finis "Abaqus". Les paramètres retenus donnent une réponse très proche des résultats expérimentaux. Dans le but de valider les paramètres identifiés, deux autres simulations ont été réalisées. Il s'agit d'une application sur une éprouvette en compression simple et d'un essai oedométrique. Le modèle numérique utilisé pour la modélisation du béton est le modèle concret damage plasticity "CDP" d'ABAQUS qui permet de visualiser les dommages et de déterminer le mode de rupture. Par contre, pour les aciers, le modèle numérique utilisé pour la simulation est le modèle élasto-plastique-endommageable de Johnson Cook. Le choix de ce modèle revient à la possibilité de prendre en compte les effets des déformations de l'acier à des vitesses importantes lors d'un impact. Dans la deuxième partie de travail, une simulation numérique d'un autre type d'essai est réalisée. Il s'agit d'un essai de perforation d'une dalle en béton armé "essai d'impact" à l'aide d'un projectile dur indéformable. Trois modèles de dalles, avec trois modèles de ferraillements sont simulés numériquement sur "Abaqus". Le comportement des dalles en béton armé, leur mode de défaillance et les dommages causés, sont évalués en fonction du déplacement du projectile. La conclusion est que le renforcement améliore considérablement la capacité de perforation des dalles en béton armé sous l'impact d'un projectile dur.*

**Mots clés :** *Simulation, dalles en BA, projectile, renforcement, ferraillement, endommagement.*

# TABLE DES MATIERES

|                                    |     |
|------------------------------------|-----|
| <b>Remerciements</b> .....         | i   |
| <b>Résumé</b> .....                | ii  |
| <b>Table des matières</b> .....    | iii |
| <b>Liste des figures</b> .....     | vi  |
| <b>Liste des tableaux</b> .....    | vii |
| <b>Introduction générale</b> ..... | 1   |

## Chapitre 1 :Etude de comportement des matériaux

|   |    |
|---|----|
| Introduction .....  | 3  |
| 1. Le béton.....  | 3  |
| 1.1 Généralités.....  | 3  |
| 1.2 Composition du matériau béton .....                                   | 3  |
| 1.2.1 Le ciment.....  | 4  |
| 1.2.2 L'eau de gâchage.....   | 4  |
| 1.2.3 Les granulats .....   | 5  |
| 1.2.4 Les adjuvants.....  | 5  |
| 1.3 Comportement du béton .....   | 5  |
| 1.3.1 Comportement mécanique.....   | 6  |
| 1.3.1.1 Compression uniaxiale .....                                       | 6  |
| 1.3.1.2 Traction directe .....  | 7  |
| 1.3.1.3 Traction par flexion .....  | 8  |
| 1.3.1.4 Comportement multiaxial.....                                      | 10 |
| 1.3.2 Comportement dynamique .....  | 10 |
| 1.3.2.1 En compression .....  | 10 |
| 1.3.1.2 En traction .....   | 12 |
| 1.4 Le micro béton.....   | 12 |
| 2. Comportement de l'acier.....   | 13 |
| 2.1 Les caractéristiques mécaniques .....                                 | 13 |
| 2.2 Comportement en traction.....   | 14 |
| 3. Interface Acier-béton.....   | 15 |
| 3.1 Béton armé .....  | 15 |
| 3.2 Caractérisation de la liaison entre l'acier et le béton.....          | 16 |
| 3.2.1 Essais d'arrachement d'armature .....                               | 16 |
| 3.3 Effets sur la résistance de la liaison sous chargement cyclique ..... | 18 |
| 3.4 Influences des paramètres sur la résistance de la liaison .....       | 19 |
| 4. Comportement du béton armé sous impact.....                            | 20 |
| 4.1 Classification d'impact.....  | 20 |

|  |    |
|--|----|
| 4.2 Essais d'impact sur dalles en béton armé.....            | 22 |
| 5.3 Comportement d'une dalle en béton armé sous impact ..... | 23 |
| Conclusion.....  | 25 |

## Chapitre 2 : Modélisation du béton et de l'acier

|   |    |
|---|----|
| Introduction .....  | 26 |
| 1. La mécanique de l'endommagement.....   | 26 |
| 1.1 Définition de l'endommagement au sens de Kachanov .....                                       | 26 |
| 1.2 Concept de la contrainte effective .....  | 27 |
| 2. Les modèles de comportement.....   | 27 |
| 2.1 Les modèles de comportement du béton.....   | 27 |
| 2.1.1 Comportement du béton selon la loi élastique .....  | 27 |
| 2.1.2 Comportement du béton selon la loi de rupture .....   | 28 |
| 2.1.3. Comportement du béton selon la loi élasto-plastique .....                                  | 30 |
| 2.1.4 Comportement du béton selon la loi de couplage endommagement-plasticité. 31                 |    |
| 2.1.5 Les modèles couplés élasto-endommageable-plastique .....                                    | 32 |
| 2.1.6 Modèle Micro-plan.....  | 33 |
| 2.2 Les modèles de comportement de l'acier.....   | 34 |
| 2.2.1 Modèles Elastoplastiques .....  | 34 |
| 2.2.1.1 Formulation générale des modèles de plasticité.....                                       | 34 |
| 3. Présentation du logiciel ABAQUS.....   | 38 |
| 3.2 ABAQUS/Explicit.....  | 41 |
| 3.3 ABAQUS/cae .....  | 41 |
| 3.3.1 L'interface du modèle .....   | 41 |
| 3.3.2 Les Modules .....   | 42 |
| 3.3.3 L'arbre du modèle :.....  | 43 |
| 4. Modèles de comportement utilisés pour la simulation.....                                       | 44 |
| 4.1 Modèle d'endommagement pour le béton « Concrete Damaged Plasticity» « (CDP) »....             | 44 |
| 4.1.1 Comportement uniaxial en traction .....   | 44 |
| 4.1.2 Comportement uniaxial en compression.....   | 45 |
| 4.1.3 Procédure d'Identification des paramètres du model « concrete damaged<br>plasticity » ..... | 47 |
| 4.2 Loi élasto-plastique endommageable de Johnson-cook pour les aciers.....                       | 49 |
| 4.2.1 Critère d'endommagement de Johnson-Cook .....   | 50 |
| Conclusion.....   | 51 |

## Chapitre 3 : Simulation et résultats

|                                   |    |
|-----------------------------------|----|
| Introduction .....                | 52 |
| 1. Les matériaux de l'étude ..... | 52 |
| 1.1. Le micro béton "C50" .....   | 52 |

|  |    |
|--|----|
| 1.1.1 Composition du micro béton "C50" .....   | 52 |
| 1.1.2 Etude de l'influence des paramètres du modèle "CDP" sur le comportement du béton en compression..... | 53 |
| 1.1.2.1 Variation de l'angle de dilatation .....   | 53 |
| 1.1.2.2 Variation du paramètre k.....  | 54 |
| 1.1.2.3. Variation du rapport des contraintes f.....   | 54 |
| 1.1.2.4 Variation de l'excentricité m.....   | 55 |
| 1.1.3 Identification sur un élément de volume .....  | 55 |
| 1.1.3.1 Calibrage sur un élément finit en traction .....   | 56 |
| 1.1.3.2 Calibrage sur un élément finit en compression .....  | 57 |
| 1.2 Modélisation des aciers .....  | 58 |
| 2. Etude de l'essai de compression simple sur éprouvette .....   | 59 |
| 2.1 Etude de convergence de maillage .....   | 59 |
| 2.2 Application sur une éprouvette en compression simple.....  | 60 |
| 3. Application à l'essai œdométrique .....   | 62 |
| 4. Application à l'essai de perforation d'une dalle en béton armé "essai d'impact" .....                   | 63 |
| 4.1 Définition du modèle expérimental.....   | 63 |
| 4.2 Description des modèles simulés .....  | 63 |
| 4.2.1 Géométrie de la dalle.....   | 64 |
| 4.2.2 Géométrie du projectile .....  | 64 |
| 4.2.3 Ferrailage.....  | 64 |
| 4.3 Résultats et discussions .....   | 64 |
| 4.3.1 Distribution de l'endommagement dans le béton .....  | 64 |
| 4.3.2 Distribution de des déformations et des contraintes dans les aciers .....                            | 68 |
| 4.3.3 Courbe de capacité pour les trois modèles .....  | 74 |
| 4.3.4 Interprétation des résultats .....   | 76 |
| Conclusion.....  | 77 |

|  |           |
|--|-----------|
| <b>Conclusion générale et perspectives .....</b> | <b>78</b> |
|--|-----------|

## **Références bibliographiques**

## **Annexes**

# Liste des figures

## Chapitre 1 : Etude de comportement des matériaux

|  |    |
|--|----|
| Figure 1.1 : Microstructure du béton.....  | 3  |
| Figure 1.2 : Phases du comportement en compression du béton. ....  | 5  |
| Figure 1.3 : Boucles d'hystérésis sous charge cyclique.....  | 6  |
| Figure 1.4 : Comportement en traction direct du béton .....  | 7  |
| Figure 1.5 : (a)_Essai de traction par flexion 3 points. (b)_Relation entre la charge P et la flèche V accompagnant les phases de comportement ..... | 7  |
| Figure 1.6 : Comportement en traction par flexion sous charge cyclique.....  | 8  |
| Figure 1.7 : Comportement multiaxial du béton: (a) Traction bi axiale , (b) Compression sous confinement isotrope .....                              | 9  |
| Figure 1.8 : Compilation des résultats de tests de compression dynamique .....   | 10 |
| Figure 1.9 : Système de barres Hopkinson pour la compression dynamique .....   | 11 |
| Figure 1.10 : Courbe typique contrainte-déformation pour les aciers.....   | 12 |
| Figure 1.11 : Diagramme contrainte-déformation d'un acier de construction .....  | 13 |
| Figure 1.12 : Essai d'arrachement d'armature .....   | 15 |
| Figure 1.13 : Résultats typique de l'essai d'arrachement.....  | 16 |
| Figure 1.14 : Phase d'adhérence parfaite et apparition des micro-fissures radiales.....  | 16 |
| Figure 1.15 : Apparition et coalescence des fissures cylindriques.....   | 16 |
| Figure 1.16 : Dégradation post-pic de la liaison et frottement .....   | 17 |
| Figure 1.17 : Décharge de l'interface acier-béton en phase .....   | 17 |
| Figure 1.18 : Décharge de l'interface acier-béton en phase 2.....  | 18 |
| Figure 1.19 : Influence de la pression de confinement d'après.....   | 19 |
| Figure 1.20 : Impact mou .....   | 20 |
| Figure 1.21 : Impact dur.....  | 20 |
| Figure 1.22 : Classification des impacts.....  | 21 |
| Figure 1.23 : Processus de perforation selon les essais Meppen.....  | 23 |

## Chapitre 2 : Modélisation du béton et de l'acier

|  |    |
|--|----|
| Figure 2.1 : Elément endommagé en unidimensionnel .....  | 25 |
| Figure 2.2 : champ de contraintes selon LEFM.....  | 27 |
| Figure 2.3 : les modèles non linéaires de fissuration .....  | 28 |
| Figure 2.4 : Loi plastique de Drucker-Prager (A), loi de rupture de Rankine (B) .....                          | 29 |
| Figure 2.5 : Représentation de la loi de couplage du béton .....   | 30 |
| Figure 2.6: Comportement du béton sous a) la traction uniaxiale et b) la compression uniaxiale .....           | 31 |
| Figure 2.7 : comparaison entre résultats expérimentaux et de simulation pour un mortier sous compression ..... | 32 |
| Figure 2.8 : Modèle Microplane .....   | 33 |

|  |    |
|--|----|
| Figure 2.9 : Représentation de l'écroissage isotrope dans le plan des contraintes en traction /compression uni-axiales ..... | 35 |
| Figure 2.10 : Ecroissage cinématique : représentation dans l'espace des contraintes traction-compression.....                | 36 |
| Figure 2.11 : Modèle élastoplastique écroissable .....   | 37 |
| Figure 2.12 : L'interface ABAQUS /CAE .....  | 42 |
| Figure 2.13 : Réponse du modèle « CDP » à la traction simple .....   | 44 |
| Figure 2.14 : Réponse du modèle à la compression simple .....  | 45 |

## Chapitre 3 : Simulation et résultats

|  |    |
|--|----|
| Introduction .....   | 51 |
| Figure 3.1 : Courbe contraintes-déformations en variant l'angle de dilatation.....                         | 52 |
| Figure 3.2: Courbe contraintes-déformations en variant le paramètre k.....                                 | 53 |
| Figure 3.3 : Courbe contraintes-déformations en variant le rapport des contraintes f.....                  | 54 |
| Figure 3.4: Courbe contraintes-déformations en variant l'excentricité m. ....                              | 54 |
| Figure 3.5: Élément finit soumis à une traction simple.....  | 55 |
| Figure 3.6: Réponse d'un élément en micro béton "C50" en traction simple.....                              | 56 |
| Figure 3.7: Élément cubique C3D8R soumis à la compression simple. ....                                     | 56 |
| Figure 3.8 : Courbe Contraintes –déformations en compression simple. ....                                  | 57 |
| Figure 3.9 : Courbe contraintes- déformations de l'essai de traction d'une barre d'armature. 58            |    |
| Figure 3.10: Variation de la force maximale en fonction de la taille d'élément.....                        | 59 |
| Figure 3.11: Simulation d'une éprouvette pour un essai en compression simple. ....                         | 60 |
| Figure 3.12: Réponse en compression simple du micro béton "C50" .....                                      | 61 |
| Figure 3.13: Simulation de l'éprouvette de l'essai œdométrique.....  | 61 |
| Figure 3.14 : Réponse du micro béton "C50" pour l'essai œdométrique.....                                   | 62 |
| Figure 3.15 : Géométrie et dimensions de la dalle.....   | 62 |
| Figure 3.16 : Géométrie et dimensions du projectile.....   | 62 |
| Figure 1.17 : chargement et conditions aux limites.....  | 63 |
| Figure 1.18 : ferrailage du modèle 1 « MC ».....   | 64 |
| Figure 1.19 : ferrailage du modèle 2 « MCD ».....  | 64 |
| Figure 1.20 : ferrailage du modèle 3 « MCDC ».....   | 65 |
| Figure 3.21: Propagation des dommages en traction et en compression dans la dalle le modèle 1(MC).....     | 66 |
| Figure 3.22: Propagation des dommages en traction et en compression dans la dalle du modèle 2 (MCD). ....  | 67 |
| Figure 3.23 : Propagation des dommages en traction et en compression dans la dalle de modèle 3 (MCDC)..... | 68 |
| Figure 3.24: Propagation des déformations dans les aciers de la dalle du modèle 1 (MC). ...                | 69 |
| Figure 3.25: Propagation des contraintes dans la dalle du modèle 1 (MC). ....                              | 70 |
| Figure 3.22 : Propagation des déformations dans la dalle du modèle 2 (MCD). ....                           | 71 |
| Figure 3.22 : Propagation des contraintes dans la dalle du modèle 2 (MCD).....                             | 72 |

|  |    |
|--|----|
| Figure 3.24 : Propagation des déformations dans la dalle du modèle 3 (MCDC). ..... | 73 |
| Figure 3.25: Propagation des contraintes dans la dalle du modèle 3 (MCDC).....     | 74 |
| Figure 3.26: Courbe forces - déplacements dans la dalle du modèle 1 (MC).....      | 75 |
| Figure 3.27 : Courbe forces-déplacements pour la dalle du modèle 2 (MCD).....      | 76 |
| Figure 3.28: Courbe forces-déplacements pour la dalle du modèle 3(MCDC).....       | 76 |
| Figure 3.29 : Courbe forces-déplacements dans la dalle pour les trois modèles..... | 77 |

### Liste des tableaux :

|   |    |
|---|----|
| Tableau 3.1 : composition et propriétés mécanique du béton testé.....         | 51 |
| Tableau 3.2 : Valeurs des paramètres .....                                    | 54 |
| Tableau 3.3 : Données du modèle Johnson Cook pour les aciers d'armatures..... | 61 |



# *Introduction générale*

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé dans le monde entier. Il est notamment utilisé dans la construction d'infrastructures hautement sensibles (ouvrages de génie civil, barrages, centrales nucléaires, etc.). Cependant, son comportement mécanique est encore assez mal compris, en particulier sous les charges extrêmes. La modélisation du comportement du béton doit prendre en compte les phénomènes de fragilité, les dommages irréversibles et la fissuration, et nécessite des procédures expérimentales capables de reproduire des chemins de chargement complexes [1].

De nos jours, de nouvelles approches dans l'analyse de la résistance des structures en béton s'avèrent nécessaires pour augmenter la précision, la fiabilité des calculs et la durabilité des ouvrages. Le comportement et les modèles constitutifs du béton sont l'objet de nombreuses recherches durant ces dernières années, avec un objectif principal qui est l'obtention de simulations fournissant des réponses les plus proches possibles du comportement réel du béton sous différents types d'excitation [2].

L'objectif de ce travail est de modéliser le comportement d'un micro béton de classe C50 soumis à différents types de chargement. Pour réaliser notre travail, nous avons utilisé le modèle Concrete Damage Plasticity (CDP) ou modèle de plasticité endommagable pour le béton. Nous avons d'abord identifié les différents paramètres du modèle CDP en calibrant les prédictions numériques obtenues sur un élément finis avec les résultats expérimentaux [13]. Puis, cette identification a été validée en réalisant des simulations sur une éprouvette en compression, après avoir réalisé une étude de convergence du maillage. Deux applications ont été choisies, la première est un test œdométrique d'une éprouvette en béton C50, la deuxième est une simulation de la perforation d'une dalle, cette fois-ci en béton armé. Les armatures sont modélisées par la loi de Johnson Cook. Conforté par le bon accord entre les prédictions numériques et les résultats expérimentaux disponibles [13]. Nous avons entamé une étude afin d'augmenter les performances de la dalle en micro béton C50 utilisé dans les constructions de sécurité. Deux nouvelles configurations de ferrailage ont été choisies à partir de la distribution de l'endommagement observée lors de la simulation avec le ferrailage initial.

Dans le but d'atteindre les objectifs suscités, le présent mémoire est organisé comme suit :

Une Introduction générale,

Le premier chapitre porte sur des généralités sur les matériaux béton et acier, et sur leur comportement sous différents types de chargement. L'interface entre ces deux matériaux a été présentée. Enfin une étude sur le comportement du béton armé sous un chargement dynamique. La classification d'impact et les essais sur des dalles en béton armé ont été introduits pour terminer avec le comportement des dalles sous ce type de chargement.

Le deuxième chapitre repose sur la présentation de la mécanique de l'endommagement et les différents modèles de comportement du béton et de l'acier. Dans ce chapitre, le logiciel

de calcul ABAQUS a été présenté, ainsi que les modèles numériques choisis pour la modélisation du comportement béton et de l'acier.

Le troisième chapitre se divise en deux parties :

Dans la première partie de ce chapitre, une étude paramétrique sur un micro béton "C50" est réalisée. Différents tests (essai de compression simple et l'essai œdométrique) ont été simulés sur le logiciel de calcul par éléments finis "Abaqus".

Dans la deuxième partie de travail, une simulation numérique d'un autre type d'essai est réalisée. Il s'agit d'un essai de perforation d'une dalle en béton armé "essai d'impact" à l'aide d'un projectile dur indéformable. Trois modèles de dalles, avec trois modèles de ferraillements sont simulés numériquement sur "Abaqus". Et enfin, une étude comparative entre les différents modèles de ferraillements est développée.

Nous terminons ce travail par une conclusion générale qui nous amène à fournir des éléments de perspectives.

# **Chapitre 1 :**

## **Etude du comportement des matériaux**

## Introduction

Les deux matériaux qui constituent le composite béton armé sont bels et biens l'acier et le béton. Il est plus que nécessaire de connaître le comportement de ces deux matériaux sous différentes sollicitations avant de passer à la modélisation et à la simulation des structures que ce soit simples ou complexes. 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 pour passer par la suite aux comportements des structures en béton armé.

### 1. Le béton

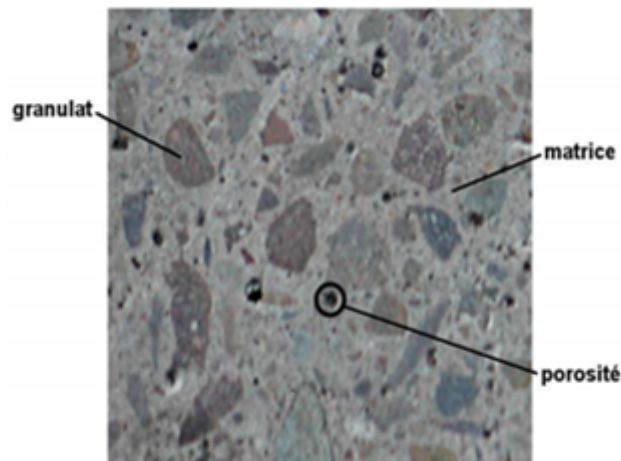
#### 1.1 Généralités

Le béton est un matériau du quotidien, utilisé dans de nombreux ouvrages depuis des siècles. On attribue les premiers bétons aux égyptiens et aux romains. Ils étaient constitués de mélanges de chaux, d'argile, de sable et d'eau. Certainement, le béton moderne est plus évolué; il est composé d'un mélange de ciment, d'eau, de sable et de granulats mais la technique reste la même. Les plus importantes évolutions ont eu lieu depuis le milieu des années 1800 et se poursuivent aujourd'hui. Le béton a toujours fait l'objet de recherches importantes pour améliorer ses performances. On est passé des bétons ordinaires, à des bétons Hautes-Performances (BHP), et aujourd'hui, on voit apparaître des bétons à Ultra-Hautes-Performances (BUHP). Diverses techniques d'amélioration du comportement du béton existent [3].

On peut citer les bétons fibrés avec l'ajout de fibres métalliques ou synthétiques, ou les bétons autoplacants qui n'ont pas besoin de vibrations pour se mettre en place. Ils existent donc de très nombreuses sortes de béton et même au sein d'un même groupe, les caractéristiques des granulats, du sable ou du ciment utilisés peuvent être très diverses. Le comportement de la microstructure du béton est directement responsable du comportement macroscopique du béton. Le béton est donc un matériau hétérogène et malgré tout, ce matériau peut être considéré comme homogène et continu si l'échelle d'observation est assez grande. Il existe de nombreux essais expérimentaux qui permettent de le caractériser.

#### 1.2 Composition du matériau béton

Le béton est un mélange de ciment, granulats, d'eau et des ajouts [4]. Chaque constituant a un rôle bien défini, celui de liant pour la pâte de ciment, qui représente environ 30% du volume total du béton. Les granulats jouent le rôle de remplissage atténuateur de variation volumique, ils sont choisis de manière à avoir un béton moins poreux et plus compact. La microstructure d'un béton est montrée sur la figure 1.1.



**Figure 1.1 : Microstructure du béton [3].**

### 1.2.1 Le ciment

Le ciment joue le rôle de liant hydraulique qui se présente sous forme d'une poudre minérale fine. Il est lui-même composé de Clinker, forme une pâte faisant prise qui durcit progressivement à l'air ou dans l'eau. C'est le constituant fondamental du béton, puisqu'il permet la transformation d'un mélange sans cohésion en un corps solide, il est aussi associé à des constituants secondaires qui modifient les propriétés du ciment grâce à leurs caractéristiques chimiques ou physiques [5], tels que le laitier de haut fourneau.

On trouve sur le marché cinq types de ciments :

- Le ciment portland.
- Le ciment portland Composé.
- Le ciment de haut fourneau.
- Le ciment de haut-fourneau à haute teneur en Laitier.
- Le ciment aux laitiers.

### 1.2.2 L'eau de gâchage

Dès que l'eau rentre en contact avec les grains de ciment anhydre, elle réagit pour se combiner peu à peu avec les grains et, conduit au cours de la réaction d'hydratation, au ciment hydraté. Il est très important de respecter la proportion d'eau, car trop d'eau augmente la porosité du béton, et modifie ses propriétés mécaniques et sa durabilité. L'association ciment-eau génère des réactions extrêmement complexes.

Silicates et aluminates se développent pendant la phase d'hydratation. Ils forment alors un gel cristallin qui marque le début du phénomène de prise. Les mécanismes d'hydratation du

ciment créent au sein du béton un espace poreux. La structure des pores a une grande influence sur les propriétés mécaniques du béton.

### 1.2.3 Les granulats

Les granulats occupent 60 à 75 % du volume du béton, ils sont de compositions ou nature minéralogique (dureté, porosité, réactivité), de formes et de tailles très variées, au gré des carrières proches des ouvrages à construire. On distingue trois types de granulats dans les bétons :

- Le sable, ce sont des particules de diamètre inférieur à 5 mm.
- Les gravillons de diamètre compris entre 5 à 10 mm.
- Les cailloux dont le diamètre est compris entre 10 et 40 mm.

Les granulats naturels proviennent de dépôts de matériaux alluvionnaires roulés ou de roches concassées de natures très différentes. On caractérise un granulats par sa courbe granulométrique qui donne en fonction de la dimension moyenne de grain, le pourcentage des grains de dimensions inférieurs à une valeur donnée [5].

### 1.2.4 Les adjuvants

Ils sont des produits chimiques incorporés au béton frais en faibles quantités (en général moins de 3% du poids de ciment, donc moins de 0.4% du poids du béton) afin d'améliorer certaines propriétés. Leur efficacité est liée à l'homogénéité de leur répartition dans la masse du béton, ils permettent de faciliter la mise en œuvre et maintenir la fluidité du béton ou encore accélérer sa prise, modifier la consistance du béton, son étanchéité ou sa résistance au gel, en fonction des besoins [6]. Voici quelques exemples des adjuvants les plus utilisés couramment :

- Les réducteurs d'eau
- Les super plastifiants
- Les retardateurs de prise
- Les accélérateurs de prise
- Les accélérateurs de durcissement
- Les entraîneurs d'air.

## 1.3 Comportement du béton

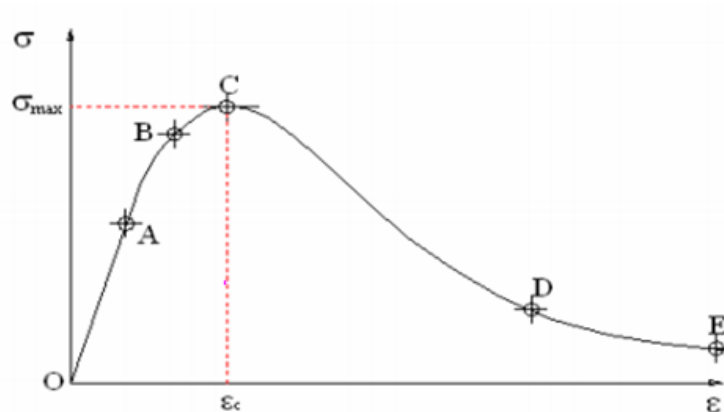
Les bétons couramment utilisés dans la construction des ouvrages de génie civil tels que les ponts, les murs de soutènement, le soutènement des tunnels... présentent des résistances à la compression  $f_c$  variant de 20 à 50 MPa. Les structures, qui doivent supporter des charges extérieures importantes telles que les grands ouvrages, les enceintes de confinements des centrales nucléaires, doivent être fabriquées avec des bétons de très grande résistance. Par contre, pour des structures secondaires, des bétons avec des résistances à la compression simple  $f_c$  de l'ordre de 25MPa sont suffisants. Dans ce qui suit, un résumé des

caractéristiques principales du comportement mécanique, et dynamique du béton sera présenté, basé sur des expériences au laboratoire et les résultats publiés par différents auteurs dans la littérature [2].

### 1.3.1 Comportement mécanique

#### 1.3.1.1 Compression uniaxiale

L'essai de résistance en compression uniaxiale sur des éprouvettes de béton est l'expérience la plus répandue pour l'estimation des caractéristiques générales de résistance du béton car sa réalisation est simple et facile. Plusieurs études ont mis en évidence différentes phases de comportement du béton en compression uniaxiale en fonction du niveau de la contrainte appliquée [2]. On observe sur la Figure 1.2 les différentes phases de comportement du béton en compression.



**Figure 1.2 : Phases du comportement en compression du béton [2].**

- ❖ Phase de comportement linéaire ou quasi-linéaire (OA), jusqu'à ce que la contrainte soit égale à (0.4-0.5) de la contrainte maximale. Cette phase est caractérisée par les valeurs du module d'élasticité  $E$  et du coefficient de Poisson  $\nu$  du béton. La déformation résiduelle du béton est nulle durant cette phase de chargement.

- ❖ Phase d'apparition de microfissures (AB) : On considère que cette phase correspond à  $\sigma = (0.5- 0.8) \sigma_{max}$ . Le coefficient de Poisson reste constant, tandis que le module d'élasticité diminue légèrement. La déformation résiduelle longitudinale augmente, tandis que la déformation latérale reste nulle. L'endommagement débute par des dégradations diffuses du béton.

- ❖ Phase de développement rapide des microfissures (BC) : pour  $\sigma = (0.8- 1.0)\sigma_{max}$ . Le coefficient de Poisson et les déformations résiduelles augmentent rapidement, alors que l'on constate une forte diminution du module d'élasticité.

- ❖ Phase d'apparition et de propagation de macrofissures due à la localisation de la déformation (CD) : La déformation augmente fortement, tandis que le module d'élasticité diminue jusqu'à s'annuler.

❖ Phase d'augmentation très rapide de la déformation, tandis que la contrainte diminue lentement (DE) : La vitesse de propagation des fissures diminue suite à la friction entre les granulats. Cette friction transmet une résistance aux lèvres des fissures et empêche par conséquent la diminution de la contrainte.

Les essais de compression du béton sous charge cyclique ont montré la présence de boucles d'hystérésis assez importantes durant le processus de chargement – déchargement (Figure 1.3). L'amplitude de ces hystérésis influence considérablement le comportement à la rupture du béton. Cette hystérésis peut être expliquée par l'importante friction existant entre les fissures lors de leurs ouvertures – fermetures. Cette friction produit des effets visco plastiques [7].

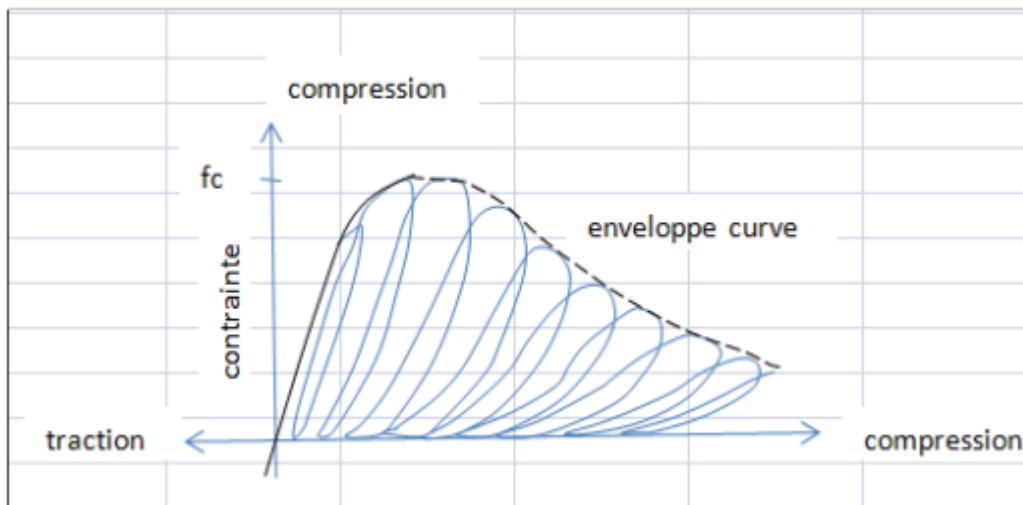
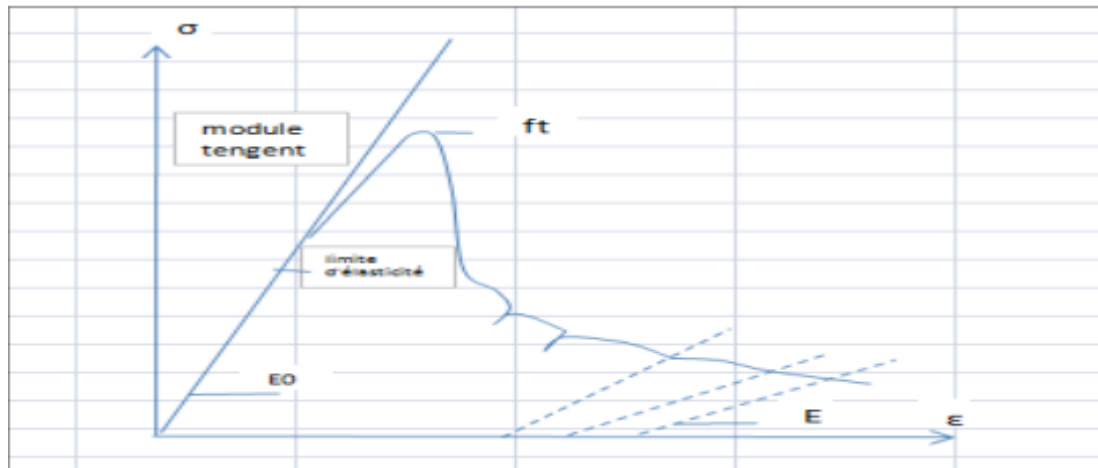


Figure 1.3 : Boucles d'hystérésis sous charge cyclique en compression [7].

### 1.3.1.2 Traction directe

Les essais de traction directe du béton sont difficiles à réaliser vu la faible résistance en traction de ce matériau. Les résultats d'essais réalisés par [8, 9] ont démontré qu'un comportement presque élastique linéaire du béton dans la phase pré-pic peut être considéré, avant une rupture brusque dans la phase post-pic comme on l'observe sur la Figure 1.4. Le module d'élasticité diminue fortement dans cette phase post-pic.



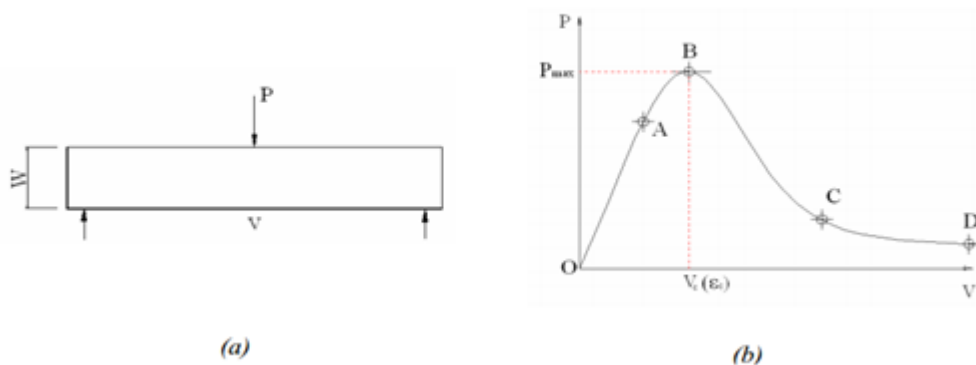
**Figure 1.4 : Comportement en traction direct du béton [8].**

Les essais de traction directe du béton sont assez peu réalisés et les résultats obtenus dépendent fortement de la méthode d'essai [2].

### 1.3.1.3 Traction par flexion

Les essais de traction par flexion sont utilisés très couramment au laboratoire pour déterminer la résistance en traction du béton, en raison de la simplicité de ces essais et de leur capacité à représenter presque exactement le comportement réel du béton dans des structures de génie civil. Les éprouvettes peuvent être fléchies sur trois ou quatre points.

Sur la Figure 1.5, les résultats d'un essai de traction par flexion sur 3 points sont présentés sous la forme charge  $P$  en fonction de la flèche de l'éprouvette  $V$ .



**Figure 1.5 : (a) Essai de traction par flexion 3 points. (b) Relation entre la charge  $P$  et la flèche  $V$  accompagnant les phases de comportement [2].**

Le comportement du béton en flexion peut être décomposé en plusieurs phases [10], comme il est montré sur la figure 1.5. Les phases sont les suivantes :

- ❖ Comportement linéaire (OA), tant que quand  $P < (0.7-0.8)P_{max}$ . Présence de microfissures superficielles sur l'éprouvette, mais le module d'élasticité (E) reste constant.
- ❖ Apparition de microfissures à l'intérieur de l'éprouvette, caractérisé par un comportement non linéaire pré-pic (AB). On considère que cette phase s'étend pour  $P = (0.75-1)P_{max}$ . La propagation des microfissures engendre un endommagement diffus du béton. Le module d'élasticité diminue légèrement et des déformations résiduelles apparaissent.
- ❖ Accumulation de microfissures (autour du point B). Ces microfissures tendent vers des fissures concentrées. La localisation de la déformation provoquant un endommagement important apparaît.
- ❖ Déformation d'adoucissement (BC). Les zones de localisation de la déformation apparaissent clairement avec plusieurs microfissures concentrées. Le module d'élasticité diminue fortement. Des macrofissures sont créées par l'accumulation des microfissures, tandis que les granulats empêchent la propagation des macrofissures.
- ❖ Augmentation très rapide de la déformation d'adoucissement, tandis que la charge diminue lentement (CD). La vitesse de propagation des fissures diminue vu la friction existant entre les granulats. Cette friction transmet une résistance entre les lèvres des fissures et empêche par conséquent la diminution de la charge.

Les essais de traction par flexion sous charge cyclique de Reinhardt [11] ont montré une augmentation considérable de la déformation résiduelle, tandis que les boucles d'hystérésis observées sont plus petites que celles obtenues lors de l'essai en compression. La figure 1.6 montre le comportement en traction sous charge cyclique.

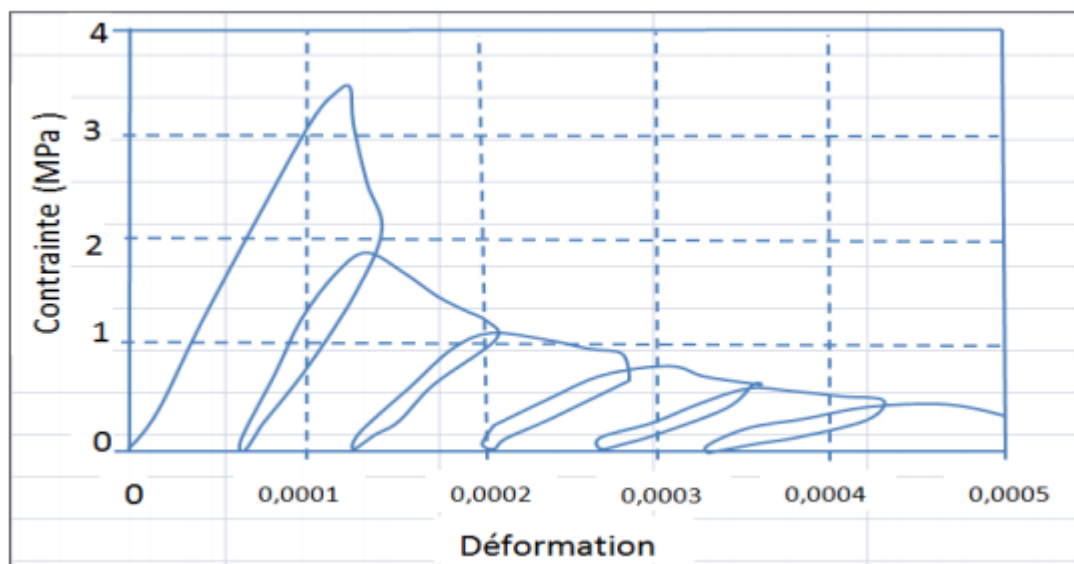
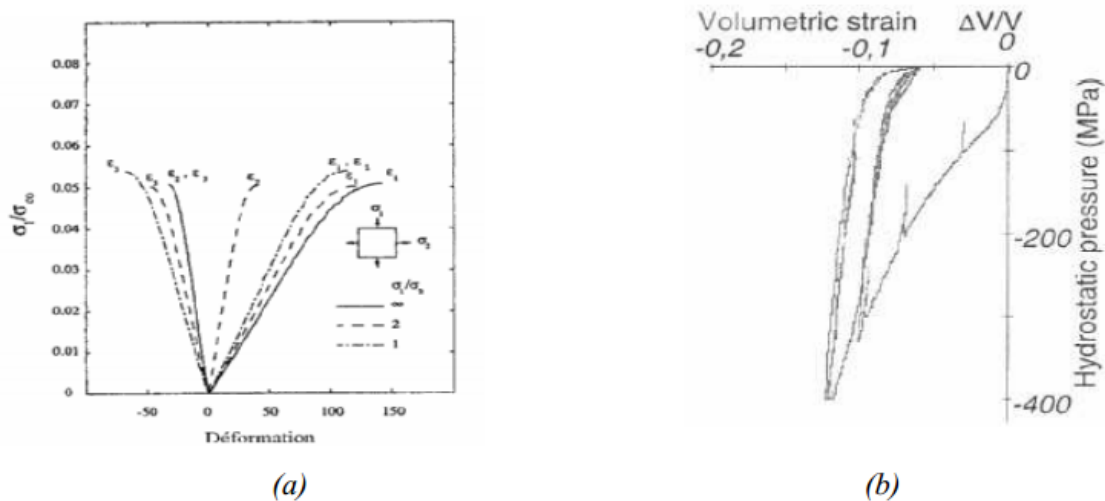


Figure 1.6 : Comportement en traction par flexion sous charge cyclique [11].

### 1.3.1.4 Comportement multiaxial

Le comportement multiaxial du béton est assez complexe. Plusieurs essais ont été réalisés, mettant en évidence le comportement biaxial ou comportement triaxial du béton [12]. Les résultats de l'essai biaxial de traction réalisé par [11] (Figure 1.7(a)) ont montré une faible différence entre les résistances obtenues dans chacune des directions. Cependant, une différence considérable entre les déformations dans ces deux directions a été observée.

Les essais multiaxiaux ont permis de montrer l'entrée en plasticité du béton sous pression hydrostatique [11] (Figure 1.7(b)). Cette observation est intéressante et permet de différencier le comportement du béton de celui d'autres matériaux comme l'acier qui maintiennent un comportement élastique sous un confinement isotrope. Cette démonstration est la base pour tenir compte du deuxième invariant du tenseur de contrainte dans la formule représentant la surface de plasticité du béton.



**Figure 1.7 : Comportement multiaxial du béton:**  
(a) Traction biaxiale, (b) Compression sous confinement isotrope [11]

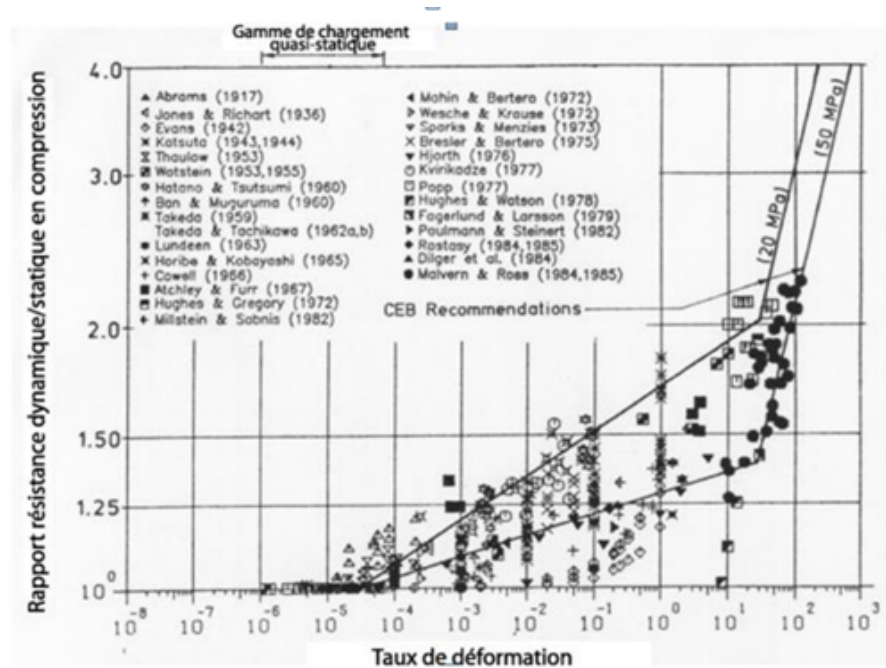
## 1.3.2 Comportement dynamique

### 1.3.2.1 En compression

Afin d'étudier le comportement du béton en compression dynamique, plusieurs méthodes ont été proposées, on peut citer, la technique « drop – hammer », la technique utilisant les presses rapides hydraulique – pneumatique, et aussi l'impact...etc, [13].

En compression dynamique, la résistance du béton augmente avec la vitesse de déformation. Cette observation est commune à différents chercheurs, dont les résultats sont compilés dans l'article de Bischoff & Perry [14], La figure 1.11, montre alors le rapport de résistance dynamique/statique en compression en fonction de taux de déformation [14].

Il reste à comprendre si ce phénomène est intrinsèque aux matériaux ou il est lié au comportement de la structure.



**Figure 1.8 : Compilation des résultats de tests de compression dynamique [14].**

Bischoff et Perry [14] ont affirmé que l'augmentation de la résistance du béton observée par les différents chercheurs dans la zone de faible vitesse ( $< 10^1$ ), devait être considérée avec précaution en raison des conditions différentes de réalisation des tests (bétons différents, techniques différentes, erreurs expérimentales pour chaque technique, différentes conditions limites, ...).

Dans un autre article, Rossi a constaté que la présence de l'eau libre dans le béton est un facteur dominant dans l'augmentation de la résistance du béton sous effet dynamique, en raison de l'effet des forces capillaires proportionnelles à la vitesse de séparation des particules du squelette reliées par l'eau [15]. Cette explication est raisonnable et en accord avec les résultats trouvés par d'autres chercheurs, par exemple [16]. Cependant, cette explication n'est pas applicable pour les vitesses de déformation plus importantes dans les échantillons secs. Au-delà du point de transition ( $10^1$  s<sup>-1</sup>), le facteur dynamique augmente considérablement avec la vitesse de déformation.

Les tests dynamiques dans cette gamme de vitesse sont réalisés grâce au dispositif des barres de Hopkinson [13]. Cette méthode a d'abord été développée pour caractériser le comportement dynamique des métaux [17].

Pour réaliser un essai de compression dynamique avec cette technique, un petit échantillon est placé entre deux longues barres de limite élastique élevée par rapport à celle du matériau à tester, le dispositif présenté sur la figure 1.9, est composé d'un projectile, d'une barre d'entrée, de l'éprouvette à tester et d'une barre de sortie. Les barres sont coaxiales et couissent librement. Des jauges de déformation, montées en pont, sont placées sur les barres. Une onde longitudinale de compression est induite dans la barre entrante après

l'impact du projectile. Une partie de cette onde se réfléchit à l'interface barre-échantillon, une autre partie se transmet à l'échantillon puis induit une onde de déformation élastique dans la barre sortante.

L'avantage de cette méthode par rapport aux autres, est qu'elle offre la possibilité d'étudier le comportement dynamique du béton à très grande vitesse de déformation (entre  $10^1$  et  $10^3 \text{ s}^{-1}$ ). Alors qu'il est difficile d'obtenir une bonne précision de mesures des résultats, surtout dans la gamme de vitesses supérieures à  $10^2 \text{ s}^{-1}$  à cause des défauts d'alignement, dispersion d'ondes dans les barres, vitesse de déformation non-constante, et la présence du frottement à l'interface des barres avec l'échantillon...etc.

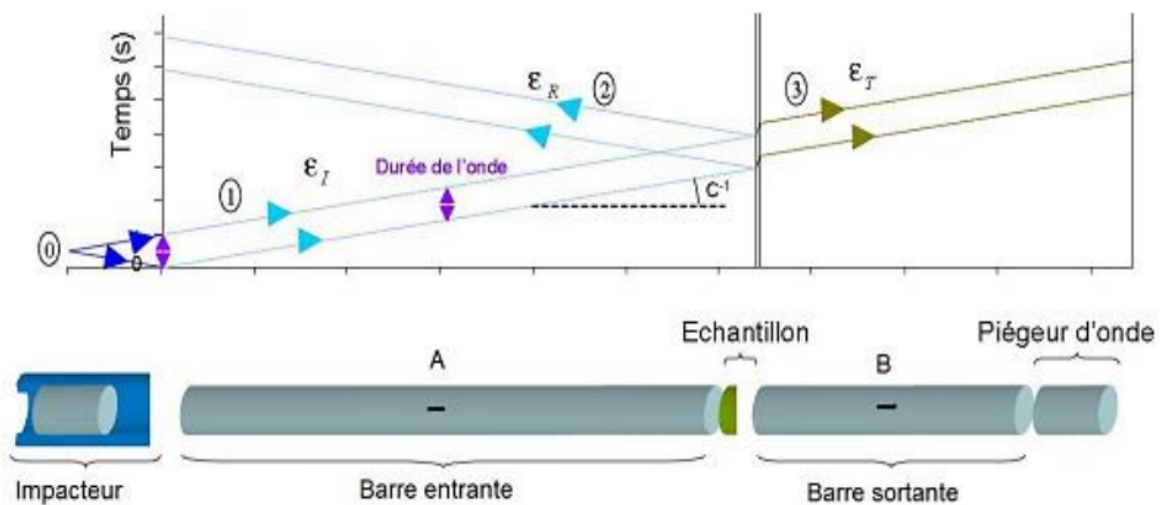


Figure 1.9 : Système de barres Hopkinson pour la compression dynamique [13].

### 1.3.1.2 En traction

La connaissance du comportement du béton en traction dynamique est très importante, cependant, les données expérimentales dans ce domaine restent limitées. La méthode la plus classique pour l'étudier est la traction directe avec une machine hydraulique, mais la vitesse de déformation du matériau obtenue avec cette méthode n'est pas importante.

Toulemonde [18] a réalisé des tests dans lesquels la vitesse de déformation varie de  $10^{-6} \text{ s}^{-1}$  à  $1 \text{ s}^{-1}$ . Il a observé une faible influence de la taille des granulats et du rapport eau/ciment sur l'augmentation de la résistance en traction avec la vitesse de déformation du béton. Comme pour la compression dynamique la présence de l'eau peut générer l'effet des forces capillaires proportionnelles à la vitesse de séparation des particules du squelette reliées par l'eau [15]; La force de capillarité augmente avec la vitesse de déformation du béton.

Des hypothèses sur les processus de création et de propagation des micro-fissures ainsi que des macro-fissures sous chargement uniaxial, sont avancées par Rossi [19] pour expliquer cet effet de vitesse. Sous un chargement uniaxial, les micro-fissures se développent

pour former les macro-fissures. Si le chargement est dynamique à vitesse importante, une force d'inertie apparaît pour s'opposer à l'ouverture de ces macro-fissures, ce qui génère l'augmentation de résistance du matériau.

#### 1.4 Le micro béton

Le micro-béton est un type de béton composite, constitué d'un liant et de granulats fins (différents sables et des fines), le micro-béton possède un aspect très semblable au béton ordinaire.

Les Avantages du micro-béton

- Retrait compensé, haute résistance à l'abrasion
- Hautes performances,
- Haute résistance aux milieux agressifs
- Contient des fibres pour limiter le risque de fissuration,
- Auto plaçant.

#### 2. Comportement de l'acier

L'acier est introduit sous forme de barres d'armatures avant bétonnage de l'élément d'où l'appellation du matériau résultant béton armé. A cet effet la résistance uniaxiale de l'armature est prédominante, d'où l'inutilité d'introduire la complexité d'une relation constitutive multiaxiale pour l'acier. Donc, une loi uniaxiale suffit largement pour décrire le comportement des armatures. Généralement deux types d'aciers sont utilisés pour le renforcement du béton : acier à haute résistance et acier doux (basses résistances). Les aciers de hautes résistances présentent un plateau de plasticité plus petit que les aciers de basses résistances (Figure 1.10). Le module d'élasticité de l'acier est donné par la pente de la partie linéaire de la courbe contraintes-déformations. De plus, les aciers présentent le même comportement en traction et en compression [20].

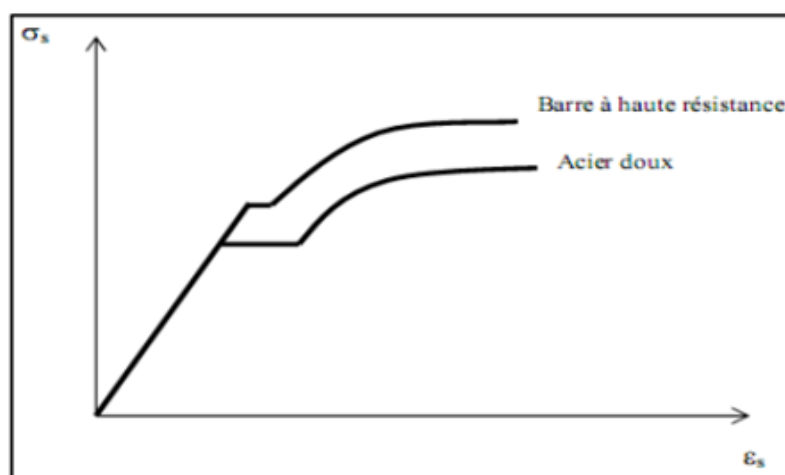


Figure 1.10 : Courbe typique contrainte-déformation pour les aciers [21]

## 2.1 Les caractéristiques mécaniques

La limite d'élasticité  $f_e$  est le caractère mécanique qui sert de base aux justifications, elle varie en fonction du type d'acier. Le module d'élasticité longitudinale  $E_s$  est pratiquement constant quel que soit l'acier utilisé et il est pris égal à :  $E_s = 200\ 000\ \text{MPa}$ .

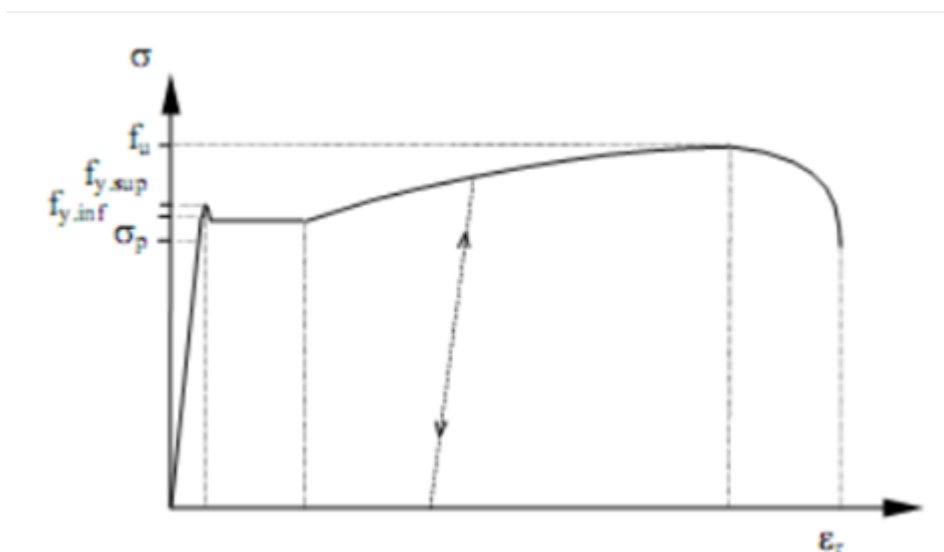
- Ces caractéristiques mécaniques sont :
- La limite d'élasticité à 20 °C,  $ReH$  exprimée en  $\text{N/mm}^2$
- La résistance à la traction à 20 °C,  $Rm$  exprimée en  $\text{N/m}$ .
- L'allongement à rupture à 20 °C,  $A$  exprimé en %.
- L'énergie de rupture en flexion par choc exprimée en Joule.

Le niveau des propriétés peut varier d'un point à un autre et suivant l'orientation considérée. L'utilisateur doit être attentif à ces risques afin de ne pas généraliser des mesures moins représentatifs. Les aciers de construction présentent une résistance importante et permettent la réduction des sections du béton grâce à son effet compensatoire. Ce sont des matériaux ductiles. En outre, ils sont sensibles à la corrosion, et au changement de température ceci présente leurs inconvénients.

## 2.2 Comportement en traction

La plupart des propriétés mécaniques d'un acier de construction sont déterminées à partir d'un essai de traction sur éprouvette normalisée de section  $A$ , au cours duquel on relève la relation obtenue entre l'effort de traction appliqué  $N$  et l'allongement  $\Delta L$  d'une base de mesure donnée de longueur  $L$ . On peut en déduire le diagramme reliant la contrainte  $\sigma = \frac{N}{A}$  à la déformation  $\epsilon = \frac{\Delta L}{L}$ .

La Figure 1.11 donne un exemple de tel diagramme pour un acier au carbone de construction.



**Figure 1.11 : Diagramme contrainte-déformation d'un acier de construction [21].**

Dans une première phase de l'essai, l'éprouvette s'allonge élastiquement d'une quantité proportionnelle à la sollicitation, jusqu'à une valeur  $\sigma$  égale à la limite proportionnelle  $\sigma_P$ . Dans ce domaine, les déformations sont linéaires et réversibles ; c'est le domaine de la déformation élastique défini par la loi de Hooke :

$$\sigma = E \varepsilon \quad [1.1]$$

Où : E est le module d'élasticité, aussi appelé module de Young. Ce dernier est sensiblement le même pour tous les aciers, et vaut environ 210 000 Pa.

Pour des contraintes supérieures à  $\sigma_P$  le diagramme  $\sigma$ - $\varepsilon$  s'incurve légèrement, atteint un pic, donné par la limite supérieure d'élasticité  $f_{y-sup}$  où l'acier commence soudain à se plastifier de manière discontinue (Figure 1.11). Dès lors, pour une contrainte  $f_{y-inf}$  légèrement inférieure à  $f_{y-sup}$ , appelée limite inférieure d'élasticité, l'éprouvette continue à se plastifier et à s'allonger sous une sollicitation constante jusqu'à atteindre une élongation de l'ordre de 1,5% de la longueur initiale, soit plus de 10 fois l'élongation maximum atteinte avant le début de la plastification.

Si l'éprouvette est encore davantage étirée, le métal se durcit et un accroissement de sollicitation est nécessaire pour engendrer une déformation supplémentaire.

Ce phénomène de consolidation, appelé écrouissage, se développe jusqu'à ce que l'éprouvette atteigne sa charge maximale (contrainte ultime  $f_u$ ), connue sous le nom de résistance à la traction. Au-delà du domaine élastique, tout déchargement se fait suivant une droite de déchargement parallèle à la droite de Hooke, et il subsiste une déformation irréversible et permanente appelée déformation plastique. Le rechargement s'effectue en suivant d'abord, en sens inverse, la droite de déchargement, puis selon la suite du diagramme  $\sigma$ - $\varepsilon$ . Au-delà du point où la courbe de traction atteint son maximum, le métal continue à s'allonger mais sa résistance diminue. Il se rompt après avoir vu sa section transversale se réduire localement dans une zone de striction. L'élongation à la rupture  $\varepsilon_R$  est en général supérieure à 20 %.

Il est courant de considérer que le domaine des déformations élastiques réversibles s'étend jusqu'à la sollicitation associée au palier plastique. Ceci revient donc à assimiler la limite d'élasticité inférieure  $f_{y-inf}$  à la limite proportionnelle  $\sigma_P$ .

L'essai de traction permet donc de déterminer :

- La résistance à la traction ou contrainte ultime  $f_u$ , qui indique si le matériau est résistant ou faible.
- La limite d'élasticité  $f_y$ , qui indique si le matériau est dur ou doux, et détermine le domaine dans lequel les déformations sont réversibles.

- Le module d'élasticité  $E$ , qui gouverne l'amplitude des déformations dans les conditions de service, celui-ci correspondant normalement au domaine élastique d'utilisation de l'acier.
- La capacité de déformation plastique avant rupture ou l'allongement à la rupture  $\epsilon_r$ , qui témoigne de la ductilité ou de la fragilité de l'acier.

### 3. Interface Acier-béton

#### 3.1 Béton armé

Jusqu'ici, nous n'avons abordé les caractéristiques et le comportement des deux matériaux, béton seul et l'acier seul, pourtant la plupart des bâtiments qui nous intéressent sont en béton armé.

Il s'agit d'ajouter des armatures en acier dans le béton pour renforcer le comportement en traction et en flexion qui sont les points faibles du béton. Lors de sollicitations en traction, le béton peut toujours se fissurer, mais une bonne adhérence entre le béton et l'acier permet aux armatures de reprendre une grande partie des efforts. Il est donc important de bien représenter les phénomènes présents à l'interface entre béton et acier afin de caractériser la liaison entre ces deux derniers [3].

#### 3.2 Caractérisation de la liaison entre l'acier et le béton

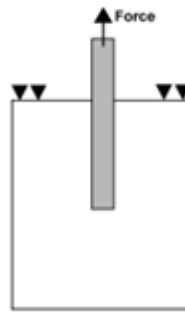
La performance de tout composite réside dans la qualité de l'interface entre les différents matériaux. Le béton armé n'échappe pas à la règle et les propriétés de l'interface acier-béton doivent être étudiées de près.

Pour mieux comprendre cette interface, il est intéressant de regarder les différents essais expérimentaux effectués couramment pour caractériser la liaison. Une liste assez exhaustive de ces différents essais a été faite par Dominguez [22]. On peut citer trois principaux essais: le pull-out ou essai d'arrachement d'armature, les tirants soumis à la traction et les essais de flexion trois ou quatre points.

Ces trois différents tests de la liaison acier-béton semblent apporter tous les trois des informations importantes et différentes. Une brève présentation de l'essai d'arrachement sera présentée ainsi que le résultat obtenu en terme de force et de déplacement.

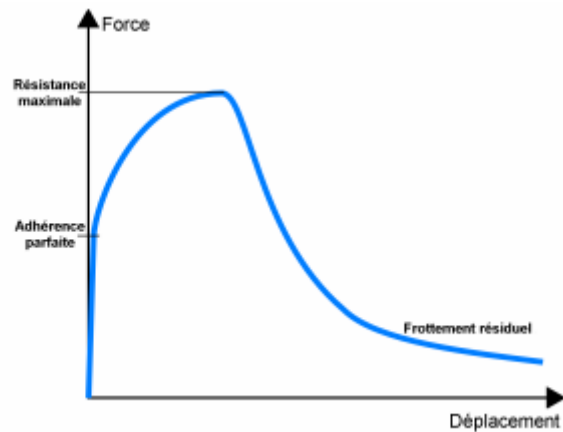
##### 3.2.1 Essais d'arrachement d'armature

Le pull-out consiste généralement en une barre en acier ancrée dans un échantillon de béton. La barre est soumise à la traction de façon à l'extraire du béton (Figure 1.12). Cet essai est très facile à mettre en œuvre et très économique. Il permet de s'affranchir de toute autre sollicitation pour se concentrer sur le comportement de l'interface. Il permet d'observer les trois principaux modes de ruines qui sont : la rupture d'adhérence (la barre est extraite du béton), la rupture de la barre d'acier, ou la propagation de fissures dans le béton, longitudinales ou coniques.



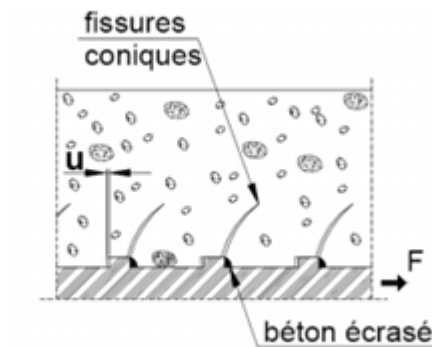
**Figure 1.12 : Essai d'arrachement d'armature [22].**

La Figure 1.13 présente le résultat d'un essai d'arrachement d'armature, la force en fonction de déplacement. Cette courbe peut être décomposée en trois phases.



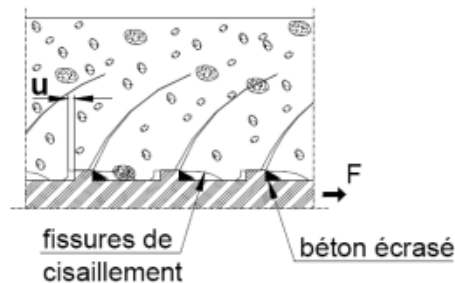
**Figure 1.13 – Résultats typique de l'essai d'arrachement [22].**

La première traduit l'adhérence parfaite entre le béton et l'acier. Le glissement est quasi-nul. Pendant cette phase, des micro-fissures radiales commencent à apparaître à l'interface dans le béton (Figure 1.14). L'effort atteint à la fin de cette phase est le seuil d'adhérence parfaite.



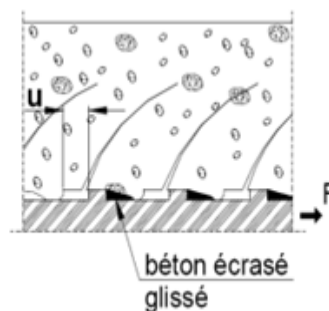
**Figure 1.14 : Phase d'adhérence parfaite et apparition des micro-fissures radiales [22].**

Pendant la deuxième phase, le béton est fortement écrasé entre les nervures de l'armature; et des fissures cylindriques le long de la barre d'acier apparaissent et coalescent (Figure 1.15). Les déplacements sont plus importants et l'effort atteint un pic qui correspond à la résistance de l'interface.



**Figure 1.15 : Apparition et coalescence des fissures cylindriques [22].**

La troisième phase correspond à un frottement béton contre béton. En effet, le béton emprisonné entre les nervures reste lié à l'armature et glisse contre le béton voisin (Figure 1.16). L'effort diminue jusqu'à ce que la barre se soit déplacée de l'espace entre deux nervures. Ensuite, il existe un effort résiduel de frottement.

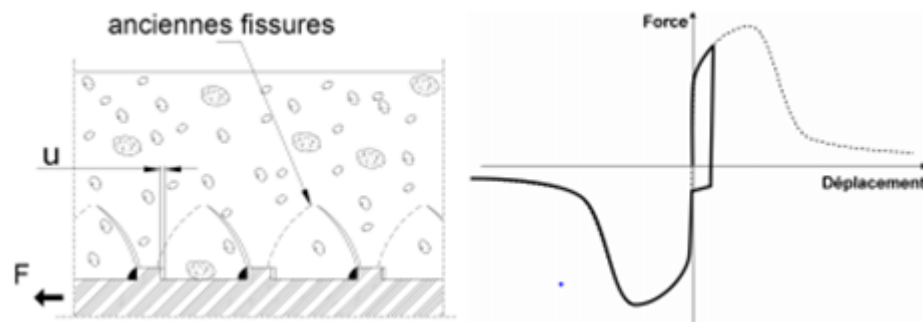


**Figure 1.16 : Dégradation post-pic de la liaison et frottement [22].**

### 3.3 Effets sur la résistance de la liaison sous chargement cyclique

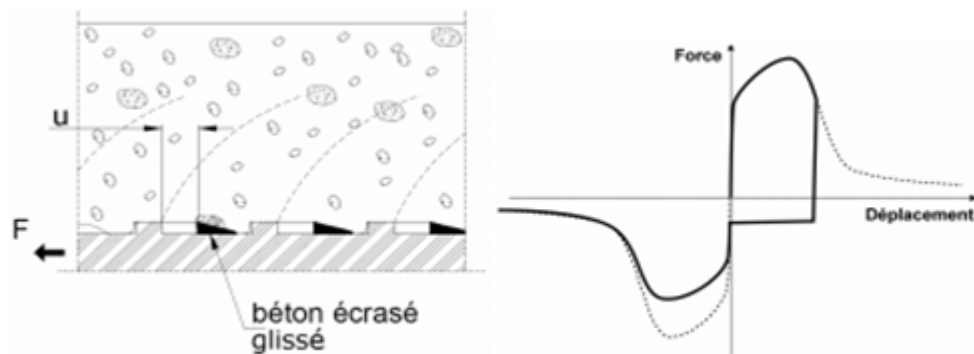
Certains essais d'arrachement ont été proposés pour étudier les effets sur la résistance de la liaison lors d'un chargement cyclique. En effet, si on diminue l'effort imposé sur la barre d'acier, suivant la phase dans laquelle l'interface se trouve, son état de dégradation, les effets sur la résistance seront différents. En général, plus la décharge a lieu tard, plus l'interface est endommagée entraînant donc une perte de résistance plus importante. Lorsque la décharge a lieu lors de la première phase c'est-à-dire avant coalescence des fissures; on observe d'abord un retour élastique avec une pente très raide. Puis l'acier frotte contre le béton jusqu'à ce que les nervures reviennent en contact avec le béton de l'autre côté. Les

fissures n'étant pas très développées dans le béton, elles n'influencent que très peu la résistance de l'interface, cela est montré sur la figure 1.27, [22].



**Figure 1.17 : Décharge de l'interface acier-béton en phase 1 [22].**

Lors d'une décharge post-pic, on observe d'abord la même perte de résistance rapide puis le frottement béton-acier jusqu'à ce que les nervures rencontrent de nouveau du béton. Cependant les fissures sont maintenant suffisantes pour diminuer la résistance de l'interface (Figure 1.28).



**Figure 1.18 : Décharge de l'interface acier-béton en phase 2 [22].**

### 3.4 Influences des paramètres sur la résistance de la liaison

Différents paramètres peuvent influencer sur la résistance maximale :

Le premier d'entre eux concerne la géométrie de la barre d'acier. Une barre lisse aura une résistance plus faible qu'une barre nervurée. Suivant la forme de la tige, le faciès de ruine peut être différent du simple décollement de la barre. Dans le cas d'acier haute-adhérence, un cône de béton peut rester solidaire de la barre [23]

Ensuite, les caractéristiques du béton sont aussi des paramètres influents. En effet, c'est dans le béton que les fissures apparaissent. Sa résistance à la traction détermine, en général, le seuil d'adhérence parfaite alors que la résistance à la compression détermine la résistance de la liaison (le béton est comprimé entre les nervures). La nature plus ou moins hétérogène du béton et les épaisseurs d'enrobage peuvent aussi agir sur les capacités de la liaison.

De plus, le confinement est un phénomène qui fait varier la résistance de l'interface de façon significative (Figure 1.19). En effet, plus le confinement est important plus la résistance de la liaison sera grande. L'existence d'une pression latérale ou de renforcements transversaux peut induire un confinement et une meilleure interface [22].

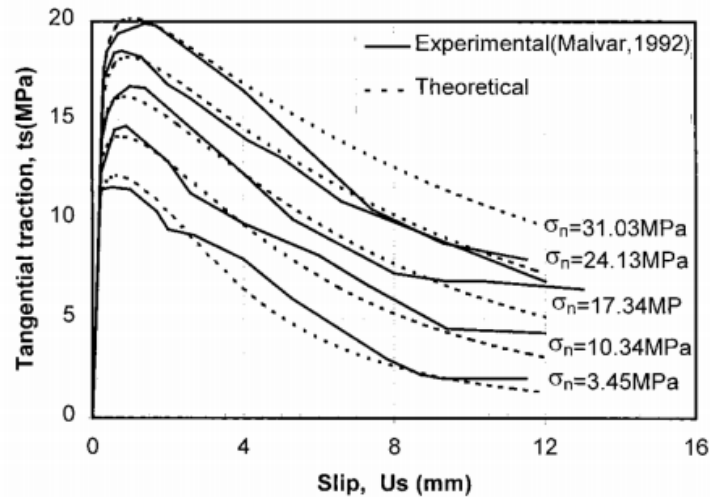


Figure 1.19 : Influence de la pression de confinement d'après [24].

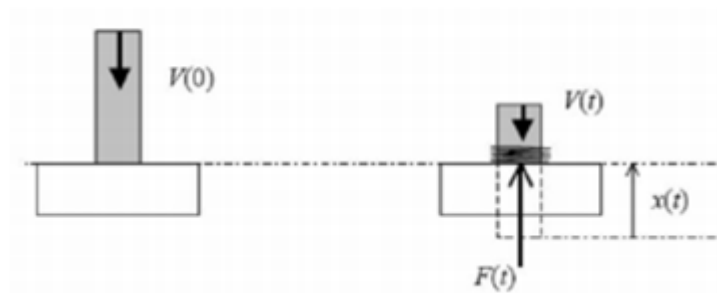
#### 4. Comportement du béton armé sous impact

##### 4.1 Classification d'impact

Au cours d'un impact entre un projectile et une dalle en béton, la structure cible est soumise à différents trajets de chargement, complexes et difficiles à examiner, dépendent du type d'impact. Dans la littérature, la complication des effets d'un tel impact, conduit à considérer deux cas limites, impact mou et impact dur, pour rechercher des différents phénomènes physiques liés à chaque type d'impact.

Une fois le type d'impact déterminé, les modes de rupture correspondant de la structure peuvent être prédits pour le dimensionnement de la structure. La classification des types d'impacts n'est pas facile, et il n'y a pas assez de travaux de recherche concernant ce problème malgré l'importance du sujet. Les résultats diffusés dans la littérature sont parfois contradictoires.

Une définition qualitative des impacts mous et durs a été donnée par Eibl [25] et CEB [26]. L'impact étudié résulte de la collision de deux corps, l'un avec une vitesse initiale vient frapper un autre étant au repos. L'objet soumis à l'impact est généralement une structure qui doit être conçue contre les chocs. Il résulte deux cas, le premier est lorsque la structure résistante reste indéformée après l'impact. Par conséquent, l'énergie cinétique de l'impacteur déformable est complètement transférée en énergie de déformation de l'impacteur. Ce cas est appelé impact mou, et un schéma représentatif est sur la figure 1.20.



**Figure 1.20 : Impact mou [26].**

Le deuxième cas est quand le projectile soit rigide, ce cas est appelé l'impact dur par Eibl [25]. L'énergie cinétique du projectile est complètement ou partiellement absorbée par la déformation de la structure soumise à l'impact (figure 1.21).



**Figure 1.21 : Impact dur [25].**

Une autre méthode simple est définie par Brossard [27]. Selon cet auteur, en considérant un système de deux masses ponctuelles qui se choquent, s'il n'y a pas de rebond les deux masses se collent ensemble et deviennent une seule masse ponctuelle après le choc, ce cas est appelé impact mou. Au contraire, s'il y a un rebond parfait sans dissipation d'énergie, ce cas est appelé impact élastique, parfois improprement impact dur. Cette définition est simple et peut également être appliquée au cas de l'impact d'avion sur une structure en béton.

Comparons les classifications d'impact définies par Brossard [27] et Eibl [25] sur l'exemple de l'impact à l'échelle réelle réalisé par Sugano [28], pour lequel il n'y a pas eu de rebond. Cet exemple correspond à un impact mou selon Brossard, mais comme le déplacement de la structure cible n'est pas négligeable dans ce test, il est considéré comme un impact dur selon Eibl [25]. Alors, dans ce cas le déplacement de la structure cible n'est pas un élément clé pour bien distinguer les types d'impacts.

Pour pallier cette contradiction, Kœchlin & Potapov [29] ont proposé une autre définition pour distinguer impact mou et impact dur, prenant en compte à la fois les caractéristiques du matériau et la vitesse du projectile, valable dans le cas où le projectile s'écrase. Cette méthode peut être utilisée pour classifier le type d'impact entre deux corps. L'idée est de comparer le seuil de rupture de la cible  $\sigma_c$  avec celui du projectile  $\sigma_p$  et de vérifier si la cible va résister à l'impact. Si la cible résiste et le projectile s'écrase, on considère que c'est un choc mou, et si le projectile pénètre la cible, c'est un choc dur. Lors de

l'impact, la cible est soumise à une contrainte qui a deux composantes, l'une venant du matériau, l'autre de la vitesse du projectile :

$$\sigma + \sigma_p + \rho_p V_0^2 \quad [1.2]$$

Avec :  $\sigma_p$  la contrainte de rupture du projectile,  $\rho_p$  est la masse volumique du projectile,  $V_0$  est la vitesse du projectile. Notons également que  $\sigma_c$  est la contrainte de rupture du matériau qui constitue la cible, la limite entre choc dur et choc mou s'établit lorsque :

$$\sigma_c = \sigma_p + \rho_p V_0^2 \quad [1.3]$$

C'est-à-dire :

$$\frac{\sigma_p}{\sigma_c} + \frac{\rho_p V_0^2}{\sigma_c} = 1 \quad [1.4]$$

Selon le critère défini par la formule, si le terme gauche est inférieur à 1, le cas est qualifié d'impact mou, et d'impact dur s'il est supérieur à 1. Cette classification est montrée sur la figure 1.22 [13].

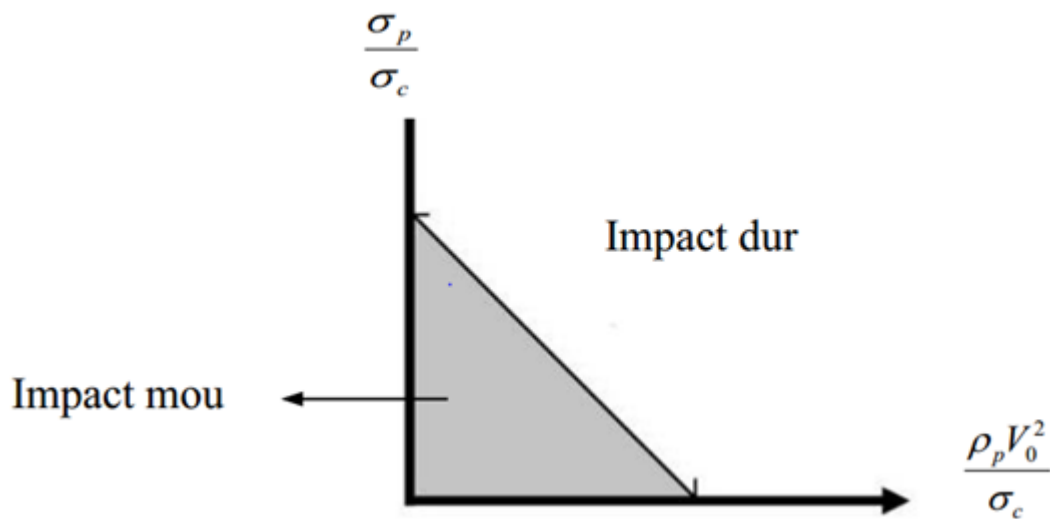


Figure 1.22 : Classification des impacts [29].

#### 4.2 Essais d'impact sur dalles en béton armé

L'histoire des essais d'impact sur des plaques en béton armé est présentée en introduction dans [28]. Les premiers essais ont été effectués dès la première moitié du XXe siècle avec des projectiles 'rigides' et 'durs', relativement légers et à haute vitesse. En effet seuls les projectiles militaires (balles, obus, missiles,...) étaient concernés. Les premières formules de perforation empiriques (formule de Petry, formule NDRC... [30]) ont été déduites [31].

A partir des années 1970, ce ne sont plus seulement les militaires, mais l'industrie nucléaire qui s'est intéressée à la perforation. Il s'agissait de connaître le comportement des

enceintes de confinement soumises à l'impact de projectiles éjectés par la turbine ou l'alternateur, et surtout à l'impact d'avion. Des essais ont alors été entrepris avec des projectiles plus lourds et des vitesses plus lentes ; et d'autres formules ont été établies (formule CEA EDF, formule de Degen, formule de Chang... [30]). Le domaine de recherche s'est étendu des projectiles 'rigides' aux projectiles dits 'mous' ou 'déformables' (essais Alderson [32], essais Meppen [33]), ces deux champs d'investigation restant cloisonnés. Enfin la troisième phase d'expérimentation, à partir du milieu des années 1980, a confirmé et affiné les résultats précédents en étudiant des projectiles plus représentatifs des avions : ont été mis en œuvre des essais en taille réelle de moteurs d'avion [28]. L'apogée de la recherche expérimentale sur la chute d'avion a été atteinte en 1988 lors de l'essai avec un véritable avion aux SANDIA National Laboratories, à Albuquerque, au Nouveau Mexique [28].

Pendant cette période, quelques programmes de recherches se sont également intéressés à la transition entre 'chocs durs' et 'chocs mous' (selon une qualification intuitive) . Par la suite, le rythme des essais a diminué, en partie en raison des possibilités grandissantes offertes par la simulation et le calcul numérique. Pour les chocs traditionnellement qualifiés de 'durs' ou avec projectile 'rigide' (c'est-à-dire sans écrasement du projectile), une liste critique très complète des formules de perforation et d'écaillage est donnée par Li [30]. A partir des références fournies par cet auteur, il est possible de retrouver tous les essais qui ont servis à établir ces formules.

### 4.3 Comportement d'une dalle en béton armé sous impact

Même si l'on connaît assez bien le comportement d'une dalle en béton en statique et en dynamique, il est intéressant de comprendre les phénomènes observés lors d'un impact, car durant ce phénomène, la dalle en béton est soumise à des trajets de chargements dynamiques complexes. Le moyen le plus classique pour caractériser son comportement dynamique est de la solliciter d'une façon dynamique selon les différents trajets de chargements rencontrés au cours d'un impact.

Les résultats des essais Meppen [33] qui traitent des chocs mous réalisés fin des années 1970 ont été largement analysés dans la littérature. Il s'agit de 21 tubes déformables sur des dalles en béton armé. Les vitesses des tubes, l'épaisseur des dalles, les réseaux d'armatures ont été variés entre les essais pour évaluer leurs effets. Ainsi ces nombreux essais ont permis aux chercheurs d'analyser la propagation dans les dalles et d'en déduire un processus de perforation [33].

Le mode de rupture en cône est mis en évidence, ce type d'impact induit à la fois des dommages locaux et la réponse dynamique globale de la structure. Les dommages locaux apparaissent en plusieurs étapes qui sont présentées sur la Figure 1.23 [29].

Les étapes sont :

- 1) Etat de contact initial
- 2) Formation de fissures diagonales dans l'épaisseur, éclatement de l'enrobage de la face impactée.

- 3) Propagation des fissures diagonales dans l'épaisseur.
- 4) Fissuration en face arrière le long du ferrailage.
- 5) Début de l'écaillage en face arrière.
- 6) Désolidarisation du cône de fissuration et écaillage.
- 7) Endommagement du béton à l'intérieur du cône, les aciers arrière retiennent le cône.
- 8) Rupture des aciers en face arrière et perforation.

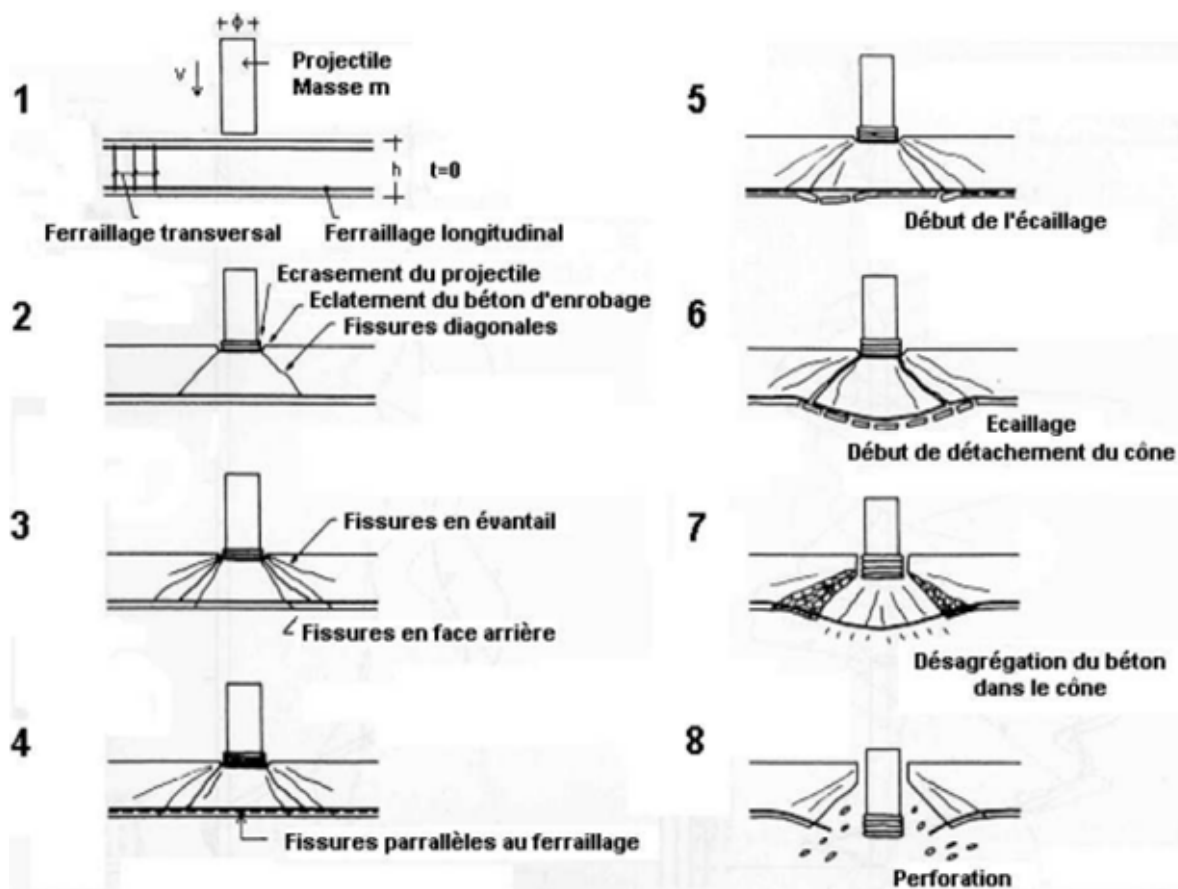


Figure 1.23 : Processus de perforation selon les essais Meppen [33].

## Conclusion

Ce premier chapitre a porté sur l'étude de comportement mécanique des matériaux, béton et acier. La performance du béton armé réside dans la qualité de l'interface entre ces constituants, une brève caractérisation a été présentée.

La nécessité de connaître le comportement du béton sous chargement triaxial, ainsi son comportement en dynamique, que ce soit en compression ou en traction, nous a amené aussi à faire une étude selon les différents résultats expérimentaux.

Et enfin, une classification d'impact a été présentée, ainsi que les essais d'impact sur des dalles en béton armé qui ont été faite.

# **Chapitre 2 :**

## **Modélisation du béton et de l'acier**

## Introduction

La modélisation macroscopique du comportement mécanique du béton et de l'acier à beaucoup évoluée et les modèles actuels permettent de prendre en compte des phénomènes de plus en plus complexes. Malgré cela, et particulièrement lorsqu'on doit se préoccuper de phénomènes couplés pour modéliser ce comportement, plusieurs approches théoriques ont été établies dont les deux principales sont : l'approche discontinue et l'approche continue.

L'objectif est de mettre en évidence les avantages et les limitations des différentes formulations. Ensuite, une attention particulière sera apportée à l'étude du couplage entre les différentes lois de comportement mécanique, et surtout, à l'évolution des dégradations (donc à l'endommagement). Dans la première partie de ce chapitre, quelques modèles de comportements du béton et de l'acier seront présentés. La deuxième partie est consacrée à la présentation du logiciel Abaqus ainsi les deux modèles choisis pour la simulation dans ce logiciel. Le modèle numérique utilisé pour la modélisation des aciers est le modèle de Johnson Cook d'ABAQUS, et pour la modélisation du béton, le modèle utilisé est le "Concret Damaged Plasticité" d'ABAQUS.

### 1. La mécanique de l'endommagement

Le but de la théorie de l'endommagement est de disposer d'un outil capable de modéliser via les variations des caractéristiques élastique, la dégradation progressive du matériau en fonction du chargement. Cette théorie permet une approche systématique pour décrire l'appariation et l'évolution des micros défauts et des micros vides dans le matériau endommagé, ainsi que ses effets sur le comportement global.

#### 1.1 Définition de l'endommagement au sens de Kachanov [34]

Considérons une structure endommagée dans laquelle on isole un élément de volume, auquel on appliquera la mécanique de l'endommagement, sa taille est donc grande par rapport à celle des défauts et petite par rapport à celle de la structure. L'endommagement  $D$  en un point  $M$  point dans une direction est défini par la relation :

$$D_n = \frac{S_D}{S} \quad [2.1]$$

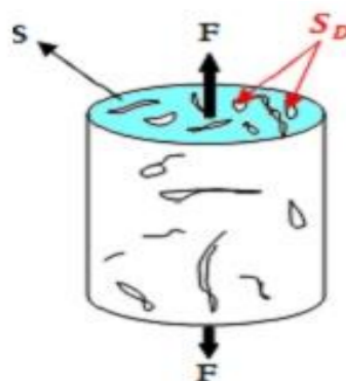


Figure 2.1 : Élément endommagé en unidimensionnel [34].

Avec :

$S$  : L'aire totale, des fissures et de cavité, qui constitue l'endommagement de matériau.

$S_D$  : L'aire de la section géométrique d'un élément repéré par sa normal  $\vec{n}$ .

## 1.2 Concept de la contrainte effective

La variable d'endommagement est définie classiquement à partir de l'hypothèse de la Contrainte effective. Cette hypothèse implique que toute loi de comportement d'un matériau endommagé s'écrive de la même manière que pour un matériau vierge, en remplaçant simplement la contrainte usuelle par la contrainte effective, que pour un matériau sain [35].

La contrainte usuelle est celle qui satisfait les équations d'équilibre  $\sigma = \frac{F}{S}$  mais comme la section effective résistante est diminuée par le dommage, le matériau est soumis à une contrainte effective plus élevée :

$$\tilde{\sigma} = \frac{F}{S-S_D} \Rightarrow \tilde{\sigma} = \sigma \frac{S}{\tilde{S}} \quad [2.2]$$

$$\tilde{S} = S - S_D = S \left(1 - \frac{S_D}{S}\right) = S(1 - D) \quad [2.3]$$

Donc :

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{(1-D)} \quad [2.3]$$

$D \rightarrow 0 \Rightarrow \tilde{\sigma} = \sigma$  Matériau vierge de tout endommagement.

$D \rightarrow 1 \Rightarrow \tilde{\sigma} = \infty$  L'élément tend vers la rupture.

$0 \leq D \leq 1$  Correspond à un matériau endommagé.

## 2. Les modèles de comportement

Avant toute modélisation numérique du comportement des structures en béton armé, l'étude des modèles constitutifs du béton et d'acier est nécessaire.

### 2.1 Les modèles de comportement du béton

De nombreux modèles de comportement du béton ont été proposés par différents auteurs dans la littérature. Les lois élastiques sont les plus simples. D'autres lois de comportement plus complexes prenant en compte des phénomènes comme la plasticité, la rupture, l'endommagement ont ensuite été successivement proposées. Aujourd'hui, l'étude des couplages entre l'endommagement et le comportement plastique des bétons fait l'objet de nombreuses recherches. Chacun de ces modèles présentent des avantages et des inconvénients [2].

### 2.1.1 Comportement du béton selon la loi élastique

Avec une loi de comportement élastique, le béton est considéré comme totalement élastique. Les non linéarités apparaissant dans les zones pré-pic et post-pic sont négligées. La loi de comportement est formulée à partir de la loi de Hooke.

L'avantage de cette loi de comportement est sa simplicité, en particulier pour les modèles élastiques linéaires. Cependant, les résultats numériques obtenus en considérant de telles lois de comportement ne permettent pas de répondre de manière satisfaisante aux exigences d'analyse des structures en béton, notamment dans le cas de charges importantes ou dans des analyses plus fines du comportement local d'une structure. Ainsi, dans la modélisation numérique, on peut obtenir des résultats même lorsque la charge dépasse la valeur critique.

Les lois de comportement élastique ne s'adaptent donc pas au comportement réel du béton. Cependant, au niveau macroscopique ou bien pour des chargements modestes, les lois élastiques conviennent pour le calcul des valeurs de sollicitation, comme le moment ou l'effort tranchant au sein des structures. La connaissance de ces efforts internes est alors utilisée lors des vérifications de la résistance des structures en béton, en fonction des normes en vigueur [2].

### 2.1.2 Comportement du béton selon la loi de rupture

Les approches d'élasticité linéaire de la rupture (LEFM-Linear Elastic Fracture Mechanics) s'adaptent bien à l'hypothèse de comportement parfaitement fragile du béton. Les paramètres de rupture et la condition critique de propagation des fissures sont alors décrits selon les principes de la mécanique de la rupture en tenant compte des fonctions géométriques obtenues à partir des essais dans le laboratoire. Le béton est toujours considéré comme élastique et isotrope dans les zones hors des fissures, la figure 2.2 représente le champ de contraintes selon LEFM [2].

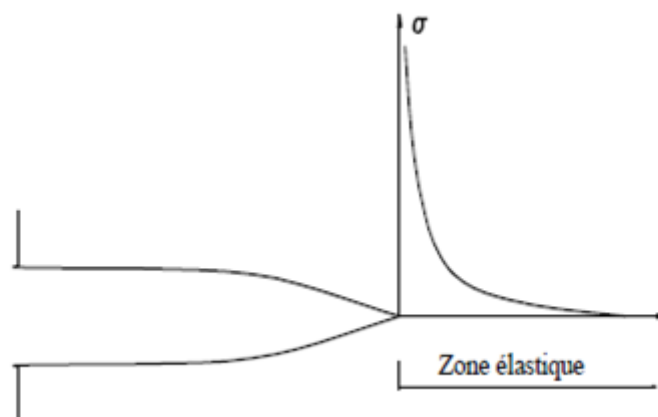
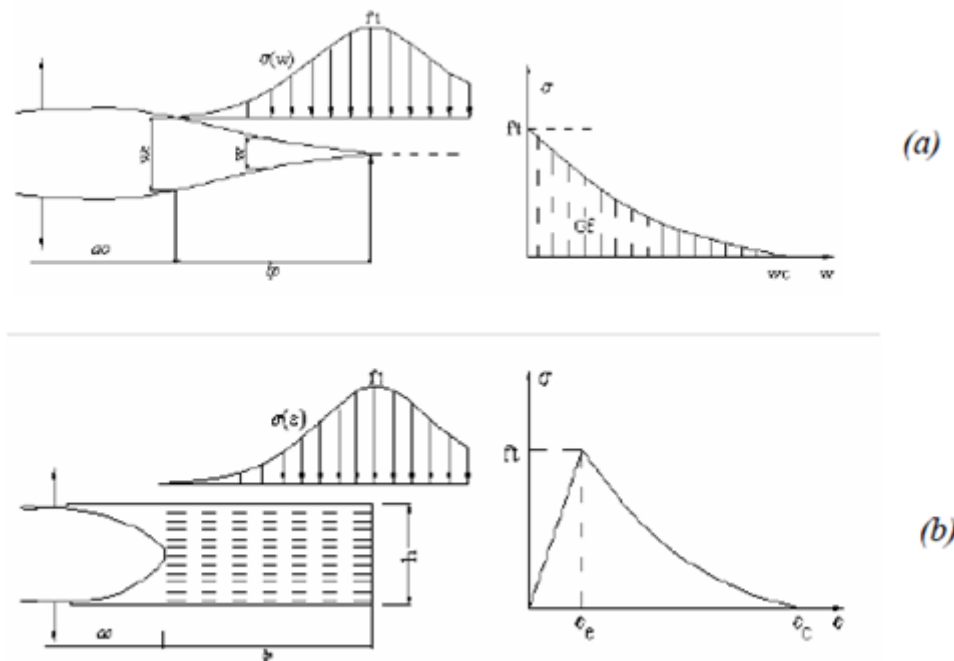


Figure 2.2 : Champ de contraintes selon LEFM (singularité au fond de la fissure) [2]

Les approches non linéaires de la propagation des fissures (NFM - Nonlinear Fracture Mechanics) tiennent compte du développement d'une zone non linéaire au fond de la fissure. L'évolution et la propagation des micro-fissures dans cette zone peut être représenté soit par un comportement d'endommagement du béton, avec la présence de FPZ (Fracture Process Zone), soit par un comportement plastique (36, 37). Ces approches non-linéaires permettent une description plus précise de la propagation de la fissure et de la localisation de la déformation. Les résultats obtenus avec de telles approches sont donc meilleurs que ceux obtenus avec des approches linéaires. Les deux modèles non linéaires les plus connus sont:

- ❖ Modèle de fissure fictive (FCM- Fictitious Crack Model [30] appartenant au groupe des modèles de fissuration discrète avec le champ de déplacement discontinu (modèles discontinus) (Figure 2.3.a).
- ❖ Modèle de bande de fissures (CBM - Crack Band Model [36] appartenant au groupe des modèles de fissuration répartie avec le champ de déformation discontinu (modèles faiblement continus) (Figure 2.3.b).

A partir de ces modèles, les problèmes de propagation des fissures dans le béton sont résolus d'une façon relativement complète, notamment dans le cas de structures de dimensions suffisamment grandes.



**Figure 2.3 : Les modèles non linéaires de fissuration : FCM (a) [36] et CBM (b) [37].**

L'inconvénient des modèles de rupture du béton est leur difficulté à les implémenter et à les utiliser dans un code aux éléments finis, il faut utiliser des éléments finis complexes,

l'apparition des fissures va dépendre de la distribution géométrique des éléments. Ces différentes difficultés numériques empêchent le développement et l'utilisation de ces lois de comportement dans le calcul de réelles structures du génie civil.

La simplicité et l'efficacité dans l'analyse de la propagation des fissures dans le béton sont l'objectif principal de ces derniers auteurs [36,37]. Actuellement, plusieurs chercheurs tentent de développer de tels modèles en ayant recours aux techniques de régularisation décrivant la localisation des déformations dans les zones de rupture du béton avec l'objectif de relier les approches continues aux approches discontinues. Ces modèles portent donc le nom de «modèles de rupture non locale» [2].

### 2.1.3. Modèle de Mazars (Mazars 1984)

Mazars en 1984 propose un premier modèle à endommagement scalaire isotrope qui ne prenne pas en compte les déformations anélastiques. Le modèle repose sur l'analyse d'un essai de traction uniaxiale. Si l'on note  $\varepsilon_1, \varepsilon_2, \varepsilon_3$  les déformations principales, et  $\langle \varepsilon_1 \rangle_+, \langle \varepsilon_2 \rangle_+, \langle \varepsilon_3 \rangle_+$ , les extensions (des déformations principales positives), le critère de Mazars s'exprime par :

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

Avec :

$$\begin{aligned} \langle \varepsilon_i \rangle_+ &= \varepsilon_i \text{ si } \varepsilon_i \geq 0 \\ \langle \varepsilon_i \rangle_+ &= 0 \text{ si } \varepsilon_i \leq 0 \end{aligned}$$

La variable d'endommagement résulte de la combinaison d'un endommagement de Compression  $D_c$  et d'un endommagement de traction  $D_t$  :

$$D = \alpha_c^\beta + (1 + \alpha_t)^\beta D_t$$

Avec :

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

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

$\beta$  est un coefficient traduisant le couplage entre les deux endommagements

Si  $\beta \neq 1$  alors

$$D_c = 1 - \frac{\varepsilon_{D_c}(1 - A_c)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_c}{\exp[\beta_c(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{D_c})]}$$

$$D_t = 1 - \frac{\varepsilon_{D_t}(1 - A_t)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_t}{\exp[\beta_t(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{D_t})]}$$

$A_t, A_c, \beta_t, \beta_c$  sont des coefficients identifiés à partir des essais en compression et en traction sur des éprouvettes cylindriques.

$\varepsilon_{D0}$  : seuil d'endommagement initial qui est identifié à l'aide de la contrainte en traction et du module d'élasticité ( $\varepsilon_{D0} = \frac{F_t}{E}$ ).

$\bar{\varepsilon}$  est la déformation équivalente maximale atteinte au cours de l'histoire du chargement.

L'évolution de ces deux variables d'endommagement est représentée sur la figure

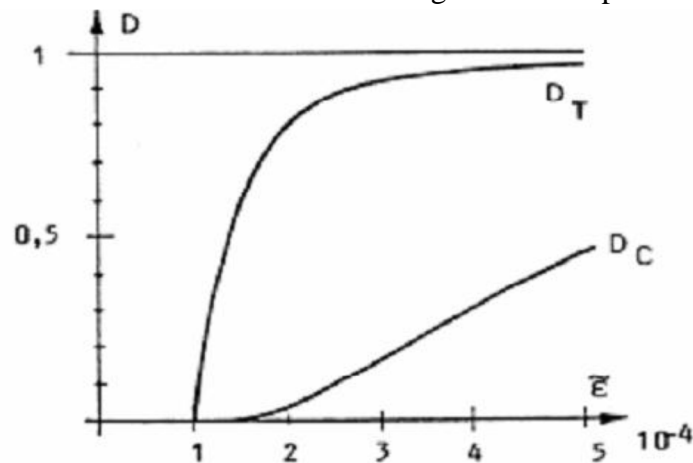


Figure 2.4.a : Evolution des variables d'endommagement en compression et en traction [38].

La figure représente les réponses du modèle de Mazars dans les tests de traction et dans les tests de compression.

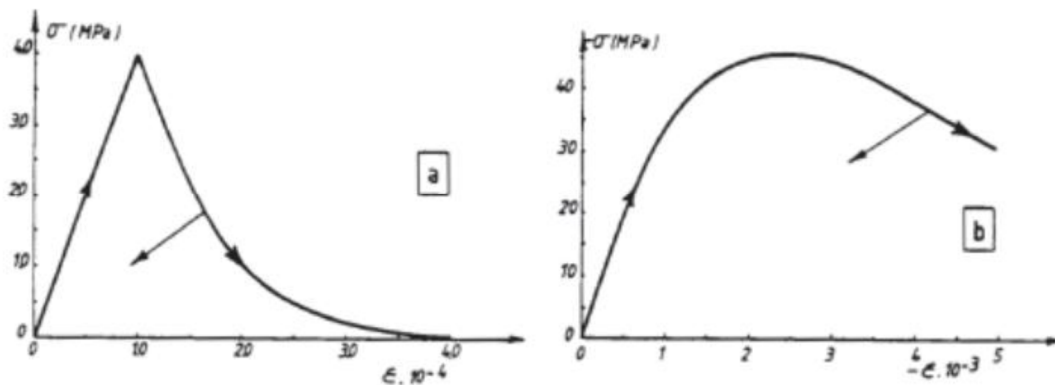


Figure 2.4.b : Réponse du modèle d'endommagement de Mazars en traction simple (a) et en compression simple (b) [38].

### 2.1.4 Comportement du béton selon la loi de couplage endommagement-plasticité

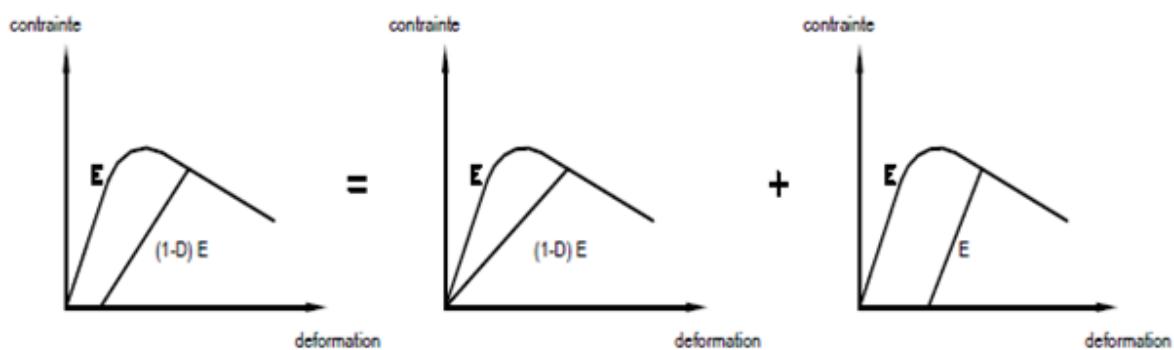
Les lois de comportement mixte (couplage) élasto-plastique-endommageable du béton ont fait récemment l'objet de plusieurs recherches dans le but de trouver une loi globale qui pourrait décrire d'une façon complète tous les aspects comportementaux réels du béton

(Figure 2.5). Un tel modèle devrait ainsi pouvoir reproduire la dissymétrie, la fragilité, l'anisotropie, l'effet unilatéral du béton...

Le comportement quasi-fragile du béton devrait ainsi être associé à la plasticité dans un modèle de comportement mixte avec deux parties de couplage comprenant un couplage d'état élasto-plastique et un couplage cinématique endommagement-plastique.

Plusieurs modèles de couplage ont déjà proposés comme ceux de Lemaitre [39], Jirasek [40] où le couplage endommagement-plastique peut être représenté sous forme implicite entre les variables internes (variable de plasticité et variable d'endommagement) en utilisant simultanément la surface plastique et la surface d'endommagement. La difficulté de cette méthode est le grand nombre de paramètres à déterminer (jusqu'à 20, comprenant ceux de la partie plastique et ceux de la partie d'endommagement). La deuxième méthode utilise uniquement une fonction de charge comme celle de Lemaitre [39], pour contrôler le processus de dissipation de l'énergie.

Cette fonction peut être le seuil d'endommagement ou bien le seuil de plasticité dépendant du chargement. Cette méthode ne décrit pas bien le comportement réel du béton mais est plus simple que les modèles présentés plus haut.



**Figure 2.5 : Représentation de la loi de couplage du béton [2].**

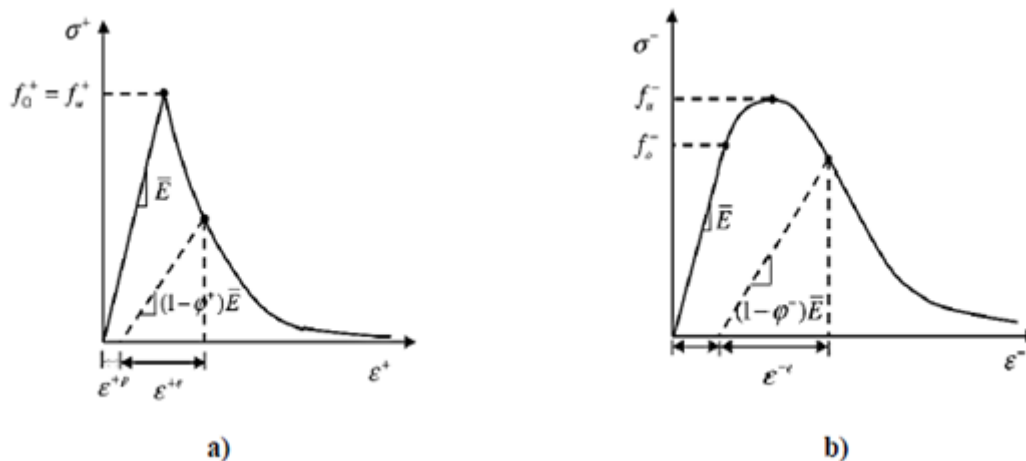
Pour illustrer phénoménologiquement le comportement mixte du béton, quelques auteurs ont utilisé des modèles purement théoriques comme Simo & Ju [41], où la théorie de la mécanique de l'endommagement est utilisée pour modéliser le processus d'endommagement et la théorie de plasticité est utilisée pour considérer la déformation résiduelle et la dilatation du volume.

Cette méthode est assez compliquée, car plusieurs paramètres comme les paramètres plastiques et les paramètres d'endommagement doivent être déterminés. Les modèles mixtes sont l'objectif à atteindre dans le but de modéliser précisément le comportement réel du béton. Mais leur utilisation pratique est encore délicate compte tenu de leur grand nombre de paramètres et les difficultés qui existent à leur implémenter numériquement [2].

### 2.1.5 Les modèles couplés élasto-endommageable-plastique

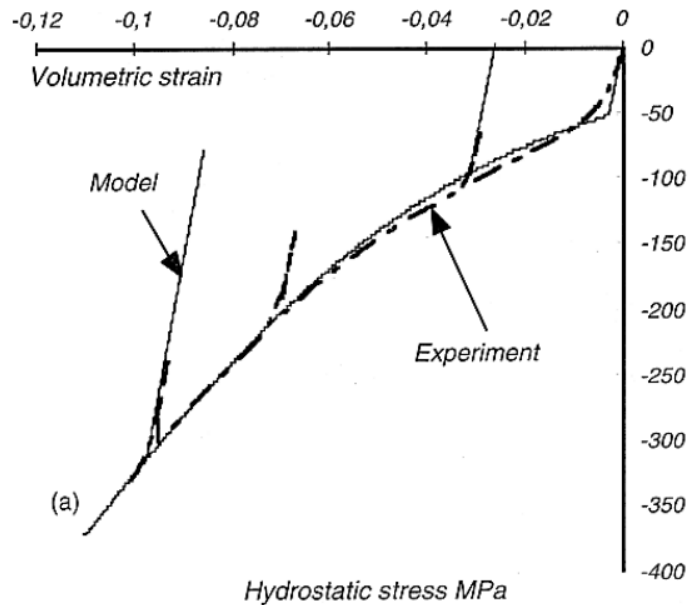
Le couplage de ces deux types de modèle a pour avantage de permettre la description de l'évolution des contraintes en prenant en compte à la fois les déformations plastiques irréversibles et les pertes de raideurs du béton sous chargement axial. Les simulations de tests uniaxiaux de traction et de compression avec un modèle couplé proposé par Voyiadjis, et al [42] illustrent bien cette idée (Figure 2.6).

Le modèle utilise à la fois le tenseur de déformation plastique et le tenseur d'endommagement lié aux mécanismes des microfissures pour décrire l'état déformé du matériau. Les fonctions critères utilisées sont d'une part celle du modèle d'endommagement et d'autre part celle du modèle de plasticité. Le modèle couplé développé par Jason, et al [43] donne aussi des bons résultats en se basant sur les mêmes principes.



**Figure 2.6 : Comportement du béton sous a) la traction uniaxiale et b) la compression uniaxiale [42].**

Le modèle couplé proposé par Burlion, et al [44], prend en compte le phénomène de l'augmentation de la raideur du béton en raison de la fermeture de la porosité, sous un chargement caractérisé par une forte compression hydrostatique (Figure 2.7). C'est un couplage entre un modèle d'endommagement de type Mazars et un modèle élastoplastique de type Gurson modifié Gurson [45], Needleman & Tvergaard [46]. Dans ce modèle, le tenseur de déformation plastique  $\epsilon^P$  décrivant la fermeture de la porosité et la variable scalaire d'endommagement  $D$  sont utilisés pour décrire l'état de déformation du matériau. Comme ces auteurs [42] utilisent deux fonctions critères pour décrire la rupture. Selon le modèle, l'endommagement de compression est lié au premier invariant de la déformation plastique irréversible (déformation volumique plastique). A l'inverse, la déformation plastique n'est pas activée en tension. Par conséquent, sous un chargement de traction, seul l'endommagement modélisant l'apparition des microfissures est activé [2].

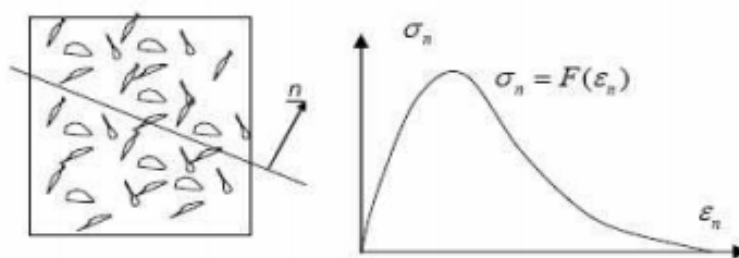


**Figure 2.7 : Comparaison entre résultats expérimentaux et de simulation pour un mortier sous compression [44].**

### 2.1.6 Modèle « Micro-plan »

Hors des groupes de modèles de comportement mécanique de béton mentionnés ci-dessus, quelques auteurs ont également proposé des modèles peuvent être considéré comme spéciaux comme le modèle "Micro-plan" [47], le modèle de fissuration intégrée par M. Jirasek & T. Zimmermann [48].

Le modèle "Micro-plan" (Figure 2.8) établit la relation microscopique entre la contrainte et la déformation pour chaque plan dans les zones de rupture, puis rassemble les différentes contributions pour avoir une relation macroscopique entre celles-ci sous forme de tenseur général. Par rapport aux autres modèles macroscopiques, ce modèle est assez compliqué et est seulement applicable pour la détermination des paramètres internes du béton comme  $l_c$  (longueur interne) ou  $w$  (largeur de la bande des fissures) [48].



**Figure 2.8 : Modèle « Micro-plan » [47].**

## 2.2 Les modèles de comportement de l'acier

### 2.2.1 Modèles Elastoplastiques

Les modèles de plasticité trouvent une justification physique dans la mécanique des métaux. A l'origine, les modèles de comportement élasto-plastiques ont été développés pour modéliser le comportement des métaux [49,50].

#### 2.2.1.1 Formulation générale des modèles de plasticité

Le potentiel thermodynamique représenté sur l'équation [2.5], associé aux modèles de plasticité correspond à l'énergie libre spécifique écrite en fonction des variables suivantes : la déformation totale  $\varepsilon$ , la déformation anélastique communément appelée déformation plastique  $\varepsilon_p$  et la, ou les, variable(s) d'écrouissage  $r$  :

$$\rho\psi = \rho\psi(\varepsilon - \varepsilon_e, r) = \rho\psi_e(\varepsilon - \varepsilon_p) + \sigma\psi_{an}(r) \quad [2.5]$$

La loi d'élasticité s'obtient classiquement comme :

$$\sigma = \rho \frac{\delta\psi}{\delta\varepsilon^e} \quad [2.6]$$

$R$  est la force d'écrouissage associée à  $r$  définie par :

$$R = \delta \frac{\delta\psi_{an}}{\delta\varepsilon^e} \quad [2.7]$$

Le principe général consiste en une partition incrémentale des déformations de la manière suivante :

$$d\varepsilon = d\varepsilon_e + \varepsilon_p \quad [2.8]$$

Où  $\varepsilon_e$  est le tenseur des déformations élastiques et  $\varepsilon_p$  est le tenseur des déformations plastiques, déformations calculées incrémentalement par application d'une loi d'écoulement plastique. L'existence d'un potentiel d'énergie libre est postulée et permet la détermination des équations d'état. Le domaine de réversibilité du comportement est limité par une surface de charge  $F$ , plafond des déformations élastiques. L'évolution des déformations plastiques est guidée par cette surface. Les conditions d'évolution sont données par les inégalités suivantes :

$$\begin{aligned} F < 0 & \quad \text{comportement élastique} \\ F = 0 \text{ et } \dot{F} = 0 & \quad \text{écoulement plastique} \end{aligned} \quad [2.9]$$

$$F = 0 \text{ et } \dot{F} < 0 \quad \text{décharge élastique}$$

Les modèles de plasticité les plus simples sont de la forme  $F=g(\sigma) - k$ , où  $g$  est une fonction simple des contraintes principales ou des invariants de  $\sigma$ , et  $k$  est un paramètre qui peut être fixe (on dit alors que la surface est sans écrouissage), ou dépendre d'autres paramètres et représenter l'écrouissage.

Pour les métaux où l'on assiste le plus souvent à une rupture ductile en traction et en compression, on décrit un domaine élastique symétrique par rapport à l'origine (tout du moins pour un état de sollicitation nul), comme avec le critère de Von Mises. Pour le béton, la rupture a lieu en traction pour une déformation beaucoup plus faible qu'en compression (comportement dissymétrique).

Plusieurs lois ont été ainsi établies, les différents modèles de plasticité de la littérature se différencient les uns des autres, suivant le choix des critères de plasticité, des lois d'écrouissage (isotrope, cinématique ou mixte) et des lois d'écoulement (associées ou non associée).

### Les critères de plasticité

Pour les métaux les mécanismes microscopiques à l'origine de la plasticité (glissement des dislocations au niveau des joints de grains) sont activés en cisaillement. Ainsi un des critères de limite élastique fréquemment utilisé pour les métaux est le critère de Von Mises, uniquement fonction du second invariant du déviateur des contraintes ( $J_2$ ).

La liste des critères existants est encore longue, on pourrait en citer beaucoup d'autres, des plus simples comme le critère de Tresca (un seul paramètre) aux plus compliqués [45,46, 51]. Tous sont écrits en contraintes et font intervenir les invariants.

### Les lois d'écrouissage

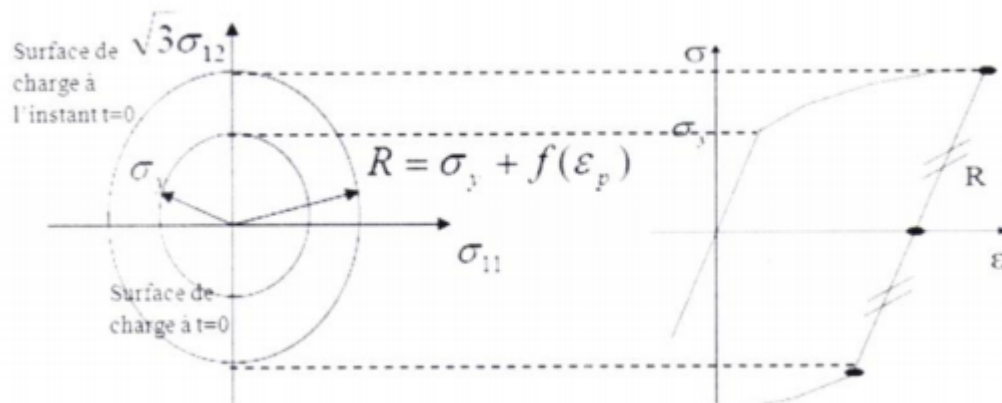
Les possibilités suivantes sont envisageables lorsque l'on atteint la limite du domaine d'élasticité :

- Soit le matériau continue de se déformer en étant parfaitement plastique et casse lorsque l'on atteint la déformation ultime,
- Soit le matériau continue de se déformer mais la contrainte continue également à évoluer soit positivement (écrouissage positif) soit négativement (écrouissage négatif, qui permet de reproduire l'adoucissement).

La première possibilité a été largement exploitée associée au plus simple des critères, celui de Von Mises. Deux types d'écrouissage sont alors possibles :

#### • Ecrouissage isotrope

L'écrouissage isotrope est associé à une augmentation isotrope de la résistance à l'écoulement. Il peut être caractérisé par son rayon  $R(\varepsilon_p)$ . La figure 2.9 indique schématiquement l'évolution du critère dans le plan des contraintes. La déformation plastique cumulée peut être employée comme variable de l'écrouissage isotrope.



**Figure 2.9 : Représentation de l'écrouissage isotrope dans le plan des contraintes en traction /compression uni-axiales [52].**

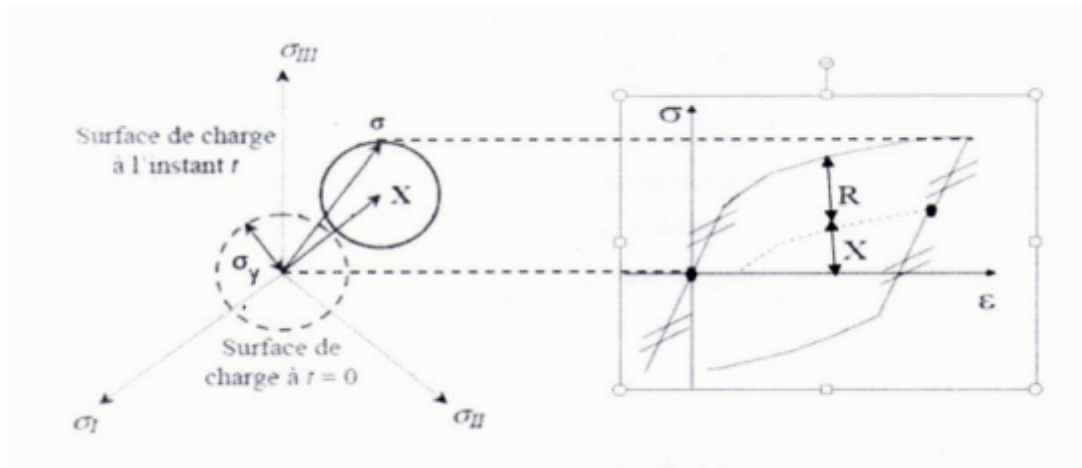
L'écrouissage isotrope est bien adapté aux chargements monotones, où les surfaces de charges courantes se déduisent de la surface de charge initiale par une homothétie dans l'espace des contraintes.

- **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 sur la figure 2.10, la taille du domaine d'élasticité reste constante au cours de la déformation.

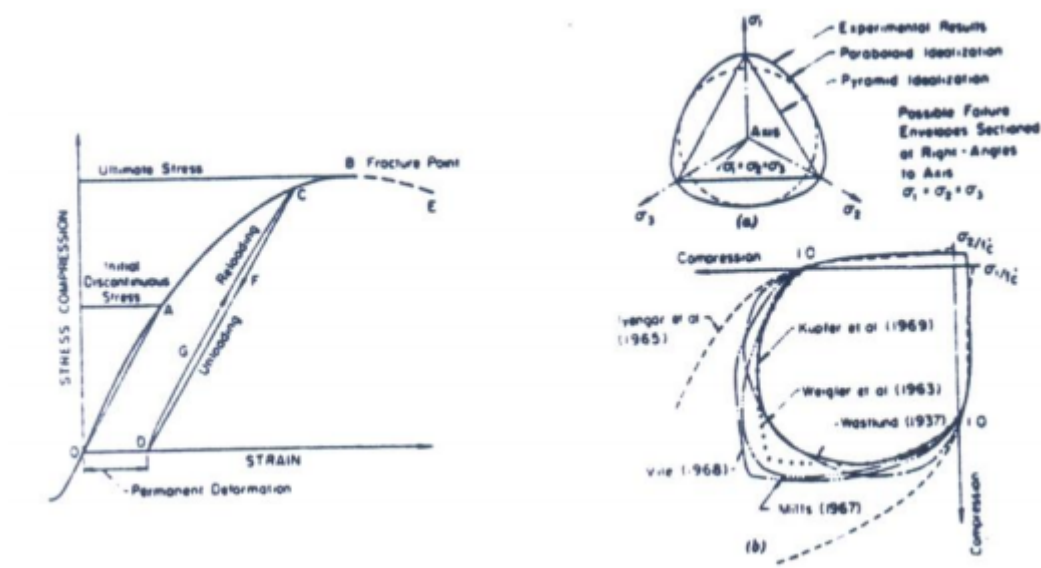
L'écrouissage cinématique peut présenter un caractère linéaire ou non linéaire.

La plus part des matériaux présente cette composante de l'écrouissage. L'écrouissage cinématique où les surfaces de charges courantes se déduisent de la surface de charge initiale par une translation dans l'espace des contraintes. Cet écrouissage est finalement peu utilisé pour les bétons, si ce n'est parfois pour la modélisation des chargements cycliques [53].



**Figure 2.10 : Ecroissage cinématique : représentation dans l'espace des contraintes traction-compression [52]**

L'exemple typique d'un modèle élastoplastique écroissable est celui de Chen [7], largement employé pour le calcul des structures planes en éléments finis et implanté dans les codes de calcul industriels tel que « ABAQUS » (figure 2.11) [54].



**Figure 2.11 - Modèle élastoplastique écroissable [7].**

### 3. Présentation du logiciel ABAQUS

ABAQUS a été développé par Hibbit, Karlsson & Sorensen (HKS). En 1978, au début de la théorie des éléments finis, il a été amélioré au fur et à mesure pour intégrer toutes les nouveautés de la théorie, et il est ensuite racheté par l'entreprise Dassault industries en Octobre de l'année 2005. Il est basé sur la méthode des éléments finis (méthodes numériques

approchées). ABAQUS, est l'un des premiers fournisseurs mondiaux de logiciels et services pour l'analyse cette méthode [54].

La gamme de logiciels d'ABAQUS est particulièrement réputée pour sa technologie, sa qualité et sa fiabilité lors de simulation des problèmes très variés. Il est connu et répandu, en particulier pour ses traitements performants de problèmes non-linéaires.

Le cœur du logiciel ABAQUS est donc ce qu'on pourrait appeler son "moteur de calcul". À partir d'un fichier de données (caractérisé par le suffixe .inp), qui décrit l'ensemble du problème, le logiciel analyse les données, effectue les simulations demandées et fournit les résultats dans un fichier .odb.

Deux tâches restent à accomplir : générer le fichier de données (cela s'appelle aussi effectuer le prétraitement), et exploiter les résultats contenus dans le fichier .odb (ou post traitement). La structure du fichier de données peut se révéler rapidement complexe : elle doit contenir toutes les définitions géométriques, les descriptions des maillages, des matériaux, des chargements, etc.... Il faut savoir que le pré traitement et le post traitement peuvent être effectués par d'autres logiciels.

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.

ABAQUS se divise en trois grands codes :

- ABAQUS /Standard.
- ABAQUS/Explicit.
- ABAQUS/cae.

### 3.1 ABAQUS/Standard

Utilise la méthode des éléments finis pour résoudre implicitement un système des équations à chaque solution "incrément" pour l'analyse du solide, de la coquille, et des modèles de cadre. Ce produit peut être employé pour résoudre des combinaisons de problèmes statiques et dynamiques, linéaires et non linéaires. Dans un calcul implicite, la méthode de Newton est généralement utilisée pour résoudre des problèmes non linéaire, son but est d'obtenir une valeur approchée de l'équation  $F(u)=0$ , ce qui signifie que l'équilibre par rapport à la variable nodale est considéré. L'équation  $F(u)=0$  peut s'écrire sous la forme d'une série de Taylor :

$$F[u(i)] + \left(\frac{\partial F[u(i)]}{\partial u(i)}\right) * c(i+1) + \left(\frac{\partial^2 F[u(i)]}{\partial u(i)^2}\right) * c^2(i+1) + \dots = 0 \quad [2.10]$$

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

Si  $u(i)$  est proche de la solution exacte,  $c(i+1)$  s'annule et l'équation ci-dessus devient :

$$\left(\frac{\partial F[u(i)]}{\partial u(i)}\right) * c(i+1) = F[u(i)] \quad [2.11]$$

Cette méthode est lente et la matrice jacobéenne  $\left(\frac{\partial F[u(i)]}{\partial u(i)}\right)$  peut présenter des problèmes de singularité ce qui rend la dernière équation insoluble.

### 3.2 ABAQUS/Explicit

Résolution par un algorithme explicite, utilisé aux évènements dynamiques. Ce code effectue des analyses dynamiques et quasi-statiques moyennant de quelques précautions.

L'algorithme explicite assure une certaine robustesse, il est efficace et conduit à des temps de calcul réduits comparés à l'algorithme implicite.

Le schéma d'intégration se fait par différences centrales exprimé par les deux équations ci-dessous :

$$\frac{du(i+1)}{dt} = du(i+2)dt + \left[\Delta t(i+1) + \frac{\Delta t(i)}{2}\right] * \frac{d^2u(i)}{dt^2} \quad [2.12]$$

$$u(i+1) = u(i) + [\Delta t(i+1) * du\left(i + \frac{1}{2}\right) dt] \quad [2.13]$$

Cette méthode est rapide, mais instable si le pas de temps est suffisamment petit, sinon, une petite différence sur les conditions initiales risque de se traduire par une grande différence sur la solution approchée.

Toutes ces méthodes (explicite et implicite) peuvent en fait s'exprimer de façon générale en fonction d'un paramètre  $\theta$  (le paramètre d'implicite) qui désigne une méthode explicite si ( $\theta = 0$ ), et une méthode implicite si ( $\theta = 1$ ).

### 3.3 ABAQUS/cae

Fournit un environnement complet de modélisation et de visualisation pour des produits d'analyse d'ABAQUS.

#### 3.3.1 L'interface du modèle

On retrouve dans l'interface les éléments essentiels suivants :

- La fenêtre d'affichage graphique.
- Une première barre de menus en haut : ces menus sont relatifs au module dans lequel on se trouve.
- Une deuxième barre horizontale d'outils : y sont disposées les icônes correspondant aux commandes les plus courantes, c'est-à-dire les commandes

d'ouverture et de sauvegarde de fichiers, et les commandes réglant l'affichage des vues (perspective, ombrage, zoom, rotations, etc.).

- Une troisième barre de menus déroulant permettant d'accéder aux autres modules, ou de sélectionner le modèle ou la pièce sur lesquels on souhaite travailler.

On dispose aussi à gauche d'une colonne d'icônes permettant d'accéder aux outils disponibles à l'intérieur du module dans lequel on se trouve. (Figure 2.12)

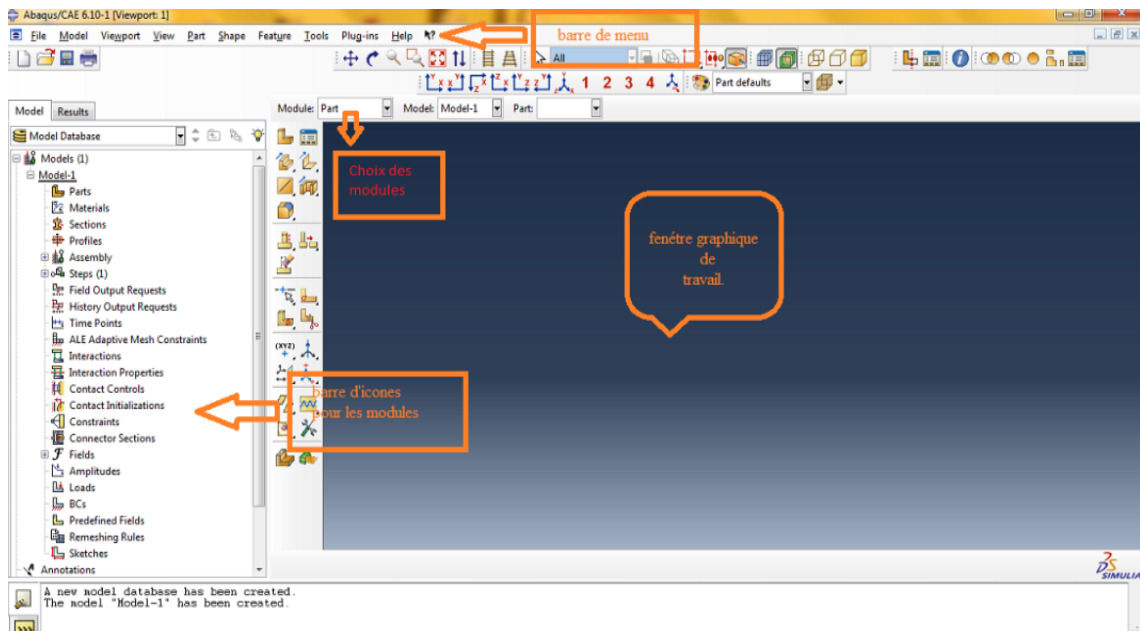


Figure 2.12 : L'interface ABAQUS /CAE [65].

### 3.3.2 Les Modules

ABAQUS CAE est divisé en unités fonctionnelles appelées modules. Chaque module contient les outils qui sont propres à une partie de la tâche de modélisation.

#### Le module « PART »

Le module Part permet de créer tous les objets géométriques nécessaires à notre problème, soit en les dessinant dans ABAQUS CAE, soit en les important d'un logiciel de dessin tiers.

#### Le module « PROPERTY »

Le module Property permet, comme son nom l'indique, de définir toutes les propriétés d'un objet géométrique ou d'une partie de ces objets.

#### Le module « ASSEMBLY »

Ce module permet d'assembler les différents objets géométriques créés dans un même repère de coordonnées global. Un modèle ABAQUS contient un seul assemblage.

### **Le module « STEP »**

Ce module permet de définir toutes les étapes et les requêtes pour le post traitement, c'est à dire le moment (temps) à partir duquel une force est appliquée et jusqu'à quand, il est aussi possible de créer des forces ou des conditions limites qui s'activent à des moments donnés.

### **Le module « INTERACTION »**

Grâce ce module, il est possible de spécifier toutes les interactions entre les différentes parties et régions du modèle, qu'elles soient mécaniques, thermiques ou autres. Il faut savoir qu'ABAQUS ne prend en compte que les interactions explicitement définies, la proximité géométrique n'étant pas suffisante.

### **Le module « LOAD »**

Le module Load permet de spécifier tous les chargements, conditions limites et champs. Il faut savoir que les chargements et les conditions limites sont dépendants des steps, par exemple une force est appliquée au step 1 mais inactive au step 2.

### **Le module « MESH »**

Ce module contient tous les outils nécessaires pour générer un maillage élément fini sur un assemblage.

### **Le module « JOB »**

Une fois que toutes les tâches de définition du modèle ont été réalisées, il faut utiliser le module Job pour analyser ce modèle. ABAQUS va alors réaliser tous les calculs nécessaires et en tirer des résultats.

### **Le module « VISUALIZATION »**

Ce module permet de visualiser le modèle et les résultats, les courbes de charges, les déformations...

### **Le module « SKETCH »**

Ce module permet de créer des formes bidimensionnelles qui ne sont pas associés à un objet. Il peut être utilisé pour des extrusions par exemple.

#### **2.3.3.3 L'arbre du modèle :**

L'arbre donne une description visuelle de la hiérarchie des objets du modèle. Tous les objets sont indiqués par de petites icônes avec en parenthèses le nombre de ces objets. L'ordre de l'arbre reflète l'ordre classique d'élaboration du modèle. A partir de cet arbre il est possible de retrouver la plupart des fonctionnalités de la barre de menu principale. Par exemple, double cliquer sur Part permet de créer une nouvelle Part, comme sélectionner Part puis Create dans la barre de menu.

## **4. Modèles de comportement utilisés pour la simulation**

Dans notre travail, Les structures à simuler sont en béton armé, deux modèles alors seront utilisés pour la simulation avec Abaqus, l'un est pour le béton, et l'autre est pour l'acier.

Le choix de la loi de comportement est bien sûr fonction du matériau que l'on modélise et ses capacités, mais également la nature du phénomène à traiter : par exemple, un même acier sera élasto-plastique à basse température, et visco-plastique à haute température [55].

#### 4.1 Modèle d'endommagement pour le béton « Concrete Damaged Plasticity » « (CDP) »

Le modèle "Concrete Damaged Plasticity" est basé sur la plasticité et l'endommagement du matériau béton. Il suppose que les deux principaux mécanismes de rupture sont la fissuration en traction et l'écrasement du béton en compression.

Ce modèle offre une capacité générale pour la modélisation du béton et les autres matériaux quasi fragiles dans tous les types de structures (poutres, fermes, les plaques, et les solides). Il utilise des concepts d'élasticité isotrope endommagés en combinaison avec la plasticité (avec traction ou compression isotrope) pour représenter le comportement inélastique du béton.

La formulation de ce modèle est basée sur le modèle proposé par Lubliner & all [56].

##### 4.1.1 Comportement uniaxial en traction

En traction uniaxiale, la courbe contrainte-déformation présente deux phases, la première phase est linéaire élastique, jusqu'à ce que la valeur de la contrainte de rupture  $\sigma_{t0}$  soit atteinte. Au-delà de la contrainte de rupture que présente la deuxième phase, il y a une chute de contrainte qui correspond à l'apparition de microfissures dans le matériau béton. Ces microfissures se développent progressivement jusqu'à engendrer la rupture du matériau (figure 2.13).

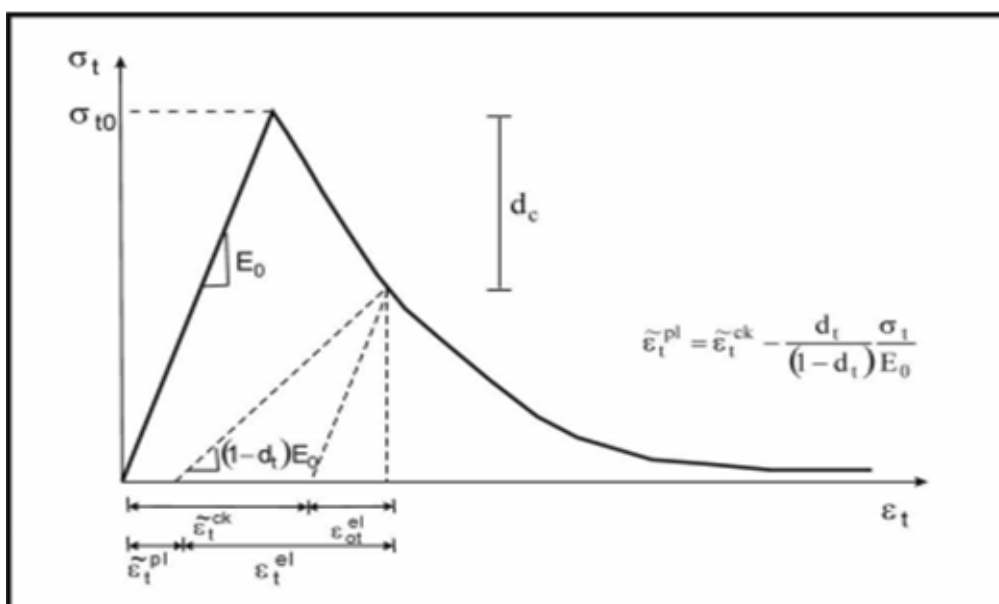


Figure 2.13 : Réponse du modèle « CDP » à la traction simple [54].

### 4.1.2 Comportement uniaxial en compression

Dans le cas de la compression uniaxiale, la réponse est linéaire jusqu'à la valeur de la limite élastique  $\sigma_{c0}$ . Dans le domaine plastique, la réponse est généralement caractérisée par un écoulement suivi d'un adoucissement au-delà de la contrainte de rupture  $\sigma_{cu}$  (figure 2.14).

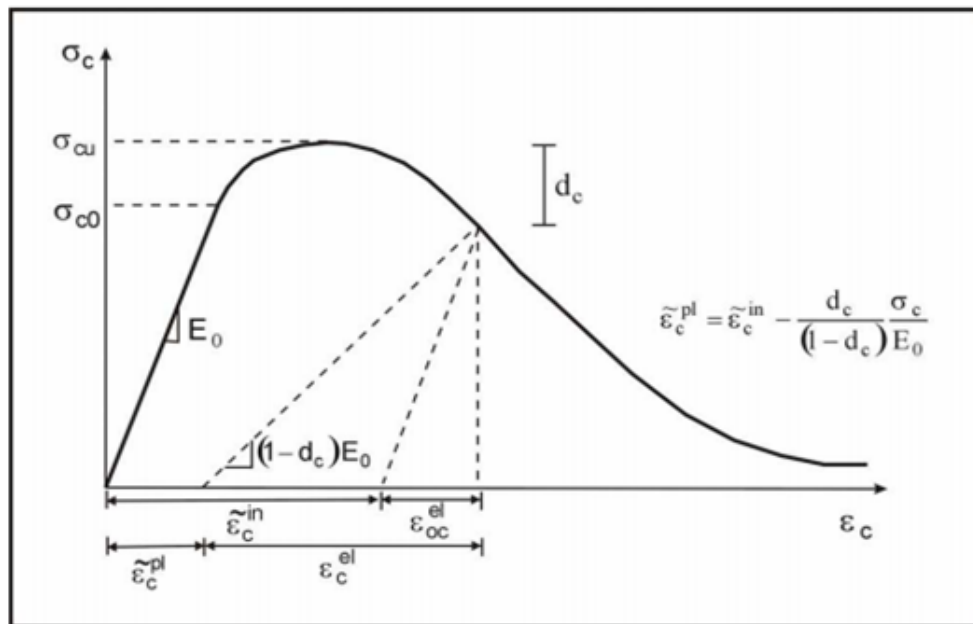


Figure 2.14 : Réponse du modèle à la compression simple [54].

Comme le montre les figures 2.14 et 2.15, lorsque l'échantillon de béton est déchargé de n'importe quel point d'adoucissement (la branche descendante) de la courbe contraintes-déformations plastique, la rigidité élastique du matériau est endommagée. L'endommagement de la rigidité élastique est significativement différent en traction et en compression.

Pour chaque cas l'endommagement est plus important avec l'accroissement de la déformation plastique.

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

$$\sigma_t = f\left(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \theta\right) \quad [2.14]$$

$$\sigma_c = f\left(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \theta\right) \quad [2.15]$$

Avec :

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

$\varepsilon_t^{pl}$ : Déformation plastique équivalente.

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

$\theta$ : La température.

Dans le cas où la température et la vitesse ne sont pas prises en compte, on aura :

$$\sigma_t = f(\varepsilon_t^{pl}) \quad [2.16]$$

$$\sigma_c = f(\varepsilon_c^{pl}) \quad [2.17]$$

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

$$d_t = f(\varepsilon_t^{pl}, \theta) \quad (0 \leq d_t \leq 1) \quad [2.17]$$

$$d_c = f(\varepsilon_c^{pl}, \theta) \quad (0 \leq d_c \leq 1) \quad [2.19]$$

Dans le cas où la température n'est pas prise en compte, les deux variables sont alors fonctions croissantes des déformations plastiques équivalentes, elles varient de 0 pour un matériau non endommagé à 1 pour un matériau complètement endommagé.

$$d_t = f(\varepsilon_t^{pl}) \quad (0 \leq d_t \leq 1) \quad [2.20]$$

$$d_c = f(\varepsilon_c^{pl}) \quad (0 \leq d_c \leq 1) \quad [2.21]$$

### 4.1.3 Procédure d'Identification des paramètres du model « concrete damaged plasticity »

L'identification des paramètres constitutifs, qui décrivent les propriétés du matériau est fondamentale.

Le modèle « concrete damage plasticity » est l'un des modèles constitutifs possibles pour décrire l'endommagement du béton en traction ou Compression, ce modèle est basé sur la théorie d'endommagement proposé par Kachanov [34] et développée par Rabotnov [35] et autres [65, 34 et 67]. L'équation constitutive du matériau avec la variable scalaire d'endommagement isotrope s'écrit :

$$\sigma = (1 - d)D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) = D^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}) \quad [2.23]$$

Où  $\sigma$  : est le tenseur de Cauchy, et  $d$  est la variable scalaire d'endommagement  $\varepsilon$  : est le tenseur des déformations totales,  $D_0^{el}$  : est la rigidité initiale Les états d'endommagement en

traction et en compression sont caractérisés indépendamment par deux variables  $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$  et  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$  qui sont appelés déformations plastiques équivalentes en traction et en compression, respectivement. L'évolution de ces variables est donnée par l'expression suivante:

$$\tilde{\varepsilon}^{pl} = \begin{pmatrix} \tilde{\varepsilon}_c^{pl} \\ \tilde{\varepsilon}_t^{pl} \end{pmatrix} \text{ et } \dot{\tilde{\varepsilon}}^{pl} = h(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl}) \quad [2.24]$$

$D^{el}$  est le tenseur d'endommagement de la rigidité élastique qui est sous forme :

$$D^{el} = (1 - d)D_0^{el} \quad [2.25]$$

Le tenseur des contraintes effectives est défini par:

$$\bar{\sigma} = D_0^{el} : (\varepsilon - \varepsilon^{pl}), \quad [2.26]$$

Où :  $\varepsilon^{pl}$  est la déformation plastique.

Dans la formule [3.1], il est nécessaire de proposer l'évolution de la variable de d'endommagement scalaire  $d = d(\bar{\sigma}, \tilde{\varepsilon}^{pl})$ , qui est en fonction du tenseur de contrainte effective  $\bar{\sigma}$  et de la déformation plastique équivalente  $\tilde{\varepsilon}^{pl}$ .

Dans le modèle CDP, la dégradation de la rigidité est initialement isotrope et défini par la variable d'endommagement continue  $d_c$  dans la zone de compression et la variable  $d_t$  dans la zone de traction. Enfin, le tenseur de Cauchy est lié au tenseur de contrainte effective  $\bar{\sigma}$  à travers le paramètre d'endommagement scalaire **(1- d)**:

$$\sigma = (1 - d)\bar{\sigma}. \quad [2.27]$$

La fonction de charge représente une surface dans l'espace de contrainte effective qui détermine l'état du matériau.

Le modèle « concrete damaged plasticity » utilise une condition de charge basée sur la fonction de chargement [3.6] proposé par Lubliner et al [56], qui est sous la forme :

$$F = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3 \cdot \alpha \cdot \bar{p} + \theta(\tilde{\varepsilon}^{pl}) \langle \bar{\sigma}_{max} \rangle - \gamma \langle -\bar{\sigma}_{max} \rangle) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad [2.27]$$

La forme de la surface de chargement dans le plan déviatorique est déterminée par le paramètre  $\gamma$ , tandis que le paramètre  $\alpha$  est calculé à partir de la courbe de Kupfer.

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

Les crochets  $\langle . \rangle$  sont définis par :

$$\langle x \rangle = \frac{1}{2} (|x| + x). \quad [2.28]$$

La fonction  $\theta(\tilde{\varepsilon}^{pl})$  est donnée par la formule suivante :

$$\theta(\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_t^{pl})}(\mathbf{1} - \alpha) - (\mathbf{1} + \alpha) \quad [2.29]$$

Où :  $\bar{\sigma}_c$  et  $\bar{\sigma}_t$  sont les tenseurs de contraintes effectives de cohésion en compression et en traction respectivement. Il est nécessaire de définir le paramètre :

$$\alpha = \frac{(f_{b0}/f_c)-1}{2(f_{b0}/f_c)-1} \quad [2.30]$$

La résistance à la compression sous chargement biaxial du béton est désignée par  $f_{b0}$ .

Le paramètre  $\alpha$  dépend du rapport de la résistance à la compression biaxiale et résistance à la compression uniaxiale. Ainsi, le test de laboratoire biaxial [57]. est nécessaire pour définir la valeur de  $\alpha$ .

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

$$\boldsymbol{\varepsilon}^{pl} = \dot{\lambda} \frac{\partial G(\bar{\boldsymbol{\sigma}})}{\partial \bar{\boldsymbol{\sigma}}} \quad [2.31]$$

La fonction de potentiel plastique  $G$  est en fonction des contraintes effectives.

Dans ce modèle, pour l'écoulement potentiel  $G$ , la fonction hyperbolique « Drucker-Prager » est acceptée sous la forme:

$$G = \sqrt{(f_c - m \cdot f_t \cdot \tan\beta)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \cdot \tan\beta - \sigma \quad [2.32]$$

Où :

$f_t$  et  $f_c$  : Est la résistance à la traction uniaxiale et à la compression du béton, respectivement.

$\beta$ : Est l'angle de dilatation mesurée dans le plan p-q à haute pression de confinement, tandis que, «  $m$  » est une excentricité de la surface potentiel plastique. Le flux potentiel de surface est défini dans le plan p-q.

Où :  $\bar{p} = -\frac{1}{3}\bar{\boldsymbol{\sigma}} \cdot \mathbf{I}$ , est la contrainte hydrostatique effective,

Et :  $\bar{q} = \sqrt{\frac{3}{2}\bar{\mathbf{S}} \cdot \bar{\mathbf{S}}}$ , est la contrainte effective équivalente de Mises, alors que  $\bar{\mathbf{S}}$  est la partie déviatorique du tenseur des contraintes effectives  $\bar{\boldsymbol{\sigma}}$ .

En basant sur les courbes expérimentales (contraintes en fonction des déformations), en compression et en traction, il est possible de définir les déformations inélastiques (cracking déformations ( $\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_t^{ck}$ )) en traction, et entre contraintes et déformations inélastiques (crushing déformations ( $\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}_c^{pl}$ )) en compression

A partir des formules représentées sur les figures 2.18 et 2.19, on déduit celles des déformations inélastiques, en compression et en traction :

$$\tilde{\varepsilon}_c^{in} = \tilde{\varepsilon}_c^{pl} + \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad [2.33]$$

$$\tilde{\varepsilon}_t^{ck} = \tilde{\varepsilon}_t^{pl} + \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0} \quad [2.34]$$

Il faut d'abord calculer les déformations plastiques équivalentes  $\tilde{\varepsilon}_c^{pl}$  en compression et  $\tilde{\varepsilon}_t^{pl}$  :

$$\tilde{\varepsilon}_c^{pl} = \varepsilon_c - \sigma_c/E \quad \text{Et : } \tilde{\varepsilon}_t^{pl} = \varepsilon_t - \sigma_t/E \quad [2.35]$$

Puis calculer les variables d'endommagement en compression et en traction  $d_c$  et  $d_t$ .

$$d_c = 1 - \left( \sigma_c * \frac{1}{\sigma_{max}} \right) \quad [2.36]$$

$$d_t = 1 - \left( \sigma_t * \frac{1}{\sigma_{max}} \right)$$

Après avoir déterminé les déformations inélastiques, il reste à déterminer le reste des paramètres de ce modèle.

La dépendance de ces deux variables avec les déformations inélastiques équivalentes doit être déterminée. Afin d'identifier la forme de la fonction du potentiel d'écoulement, et celle de la surface de chargement, les tests uniaxiaux, à la compression et à la traction ont été utilisés.

#### 4.2 Loi élasto-plastique endommageable de Johnson-cook pour les aciers

C'est un modèle élasto-plastique endommageable utilisé pour modéliser le comportement des métaux.

Ce modèle exprime la contrainte d'écoulement sous forme d'une fonction multiplication des 3 grandeurs [58].

- La déformation plastique
- La vitesse de déformation
- La température.

Les équations du modèle sont :

$$\sigma = 2\mu\varepsilon^{el} + \lambda \text{tr } \varepsilon^{el} I \quad [2.37]$$

$$\Phi(\sigma, \bar{\sigma}) = \sigma_{eq} - \bar{\sigma} \leq 0 \quad [2.38]$$

$$\bar{\sigma} = [A + B\varepsilon^n] \times \left[1 + C \ln \frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0}\right] \times \left[1 - \left(\frac{\theta - \theta_t}{\theta_{fusion} - \theta_t}\right)^m\right] \quad [2.39]$$

Avec :

$\sigma$  : Tenseur des contraintes.

$\bar{\sigma}$  : Tenseur des contraintes effectives.

$\varepsilon^{el}$  : Les déformations élastiques.

$\lambda, \mu$  : Coefficients de lamé.

$\Phi$  : Critère de plasticité.

L'équation [2.39] est composée, dans l'ordre d'apparition, d'un terme d'écrouissage, d'un terme dynamique et d'un terme d'adoucissement thermique. Le premier terme, faisant référence à l'écrouissage, correspond à la contrainte d'écoulement à vitesse de déformation constante. A étant la limite d'élasticité, B est le module d'écrouissage (paramètre linéaire de l'écrouissage) et n le coefficient d'écrouissage (paramètre non linéaire de l'écrouissage).

Le second terme caractérise le durcissement dynamique du matériau. Ce terme est fonction de la vitesse de déformation plastique et du coefficient C qui correspond au coefficient de dépendance à la vitesse d'écrouissage.

Le dernier terme de cette loi correspond lui au phénomène d'adoucissement thermique ayant lieu à partir du moment où la température du matériau est plus élevée que la température de transition, le coefficient m représentant donc l'exposant d'adoucissement thermique.

#### 4.2.1 Critère d'endommagement de Johnson-Cook

Allant de pair avec la loi de comportement de Johnson-Cook, ce critère d'endommagement fait apparaître les trois mêmes termes [58].

- La contrainte équivalente
- La vitesse de déformation
- La température.

$$\varepsilon_f = [D_1 + D_2 \exp(-D_3 \eta)] \times \left[1 + D_4 \ln \frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0}\right] \times \left[1 + D_5 \left(\frac{\theta - \theta_t}{\theta_{fusion} - \theta_t}\right)\right] \quad [2.40]$$

Ce critère permet de calculer l'endommagement du matériau. Dans le cas où la température n'est pas prise en charge, le troisième terme soit nul.

#### Conclusion

A nos jours, la modélisation du comportement du béton pose encore beaucoup de problèmes surtout en présence de la fissuration. Quelques modèles basés sur la mécanique de l'endommagement ont été proposés. Cette partie est consacrée à l'analyse des différents modèles numériques existants pour le béton et pour les aciers. En ce qui concerne notre étude, nous avons choisis le modèle "Concrete Damaged Plasticity" (CDP) pour le béton, par le code

de calcul ABAQUS, ainsi que le modèle élasto-plastique-endommageable de Johnson Cook pour les aciers. Les modèles choisis doivent être d'une part assez complet pour rendre compte des phénomènes physiques observables, et d'autre part assez simple pour identifier les variables introduites, et quantifier les grandeurs physiques correspondantes accessibles par l'expérience.

# **Chapitre 3 :**

## **Simulation numérique**

## Introduction

La première partie de ce chapitre est consacrée à l'étude paramétrique avec le modèle élasto-plastique endommageable "Concret Damage Plasticity " utilisé pour la modélisation du béton. Après identification des paramètres utilisés dans le modèle "CDP", des simulations seront effectuées avec le logiciel de calcul par éléments finis Abaqus [54] afin de calibrer ces paramètres. Par la suite le modèle de Johnson Cook utilisé pour la modélisation des aciers sera également présenté.

La deuxième partie de ce chapitre porte sur un essai d'impact d'une dalle en béton armé à l'aide d'un projectile. Afin de comparer les effets de l'impact de ce projectile sur la réponse de la dalle en béton armé, trois modèles de ferrailages seront utilisés lors de la simulation numérique.

## 1. Les matériaux de l'étude

### 1.1. Le micro béton "C50"

#### 1.1.1 Composition du micro béton "C50"

Cette étude va être effectuée sur un élément de volume en béton de classe C50, dont sa composition est présentée sur le tableau 3.1 suivant :

| Composition du béton                                  | Béton C50 |
|---|-----------|
| Gravier (0.5/8) (kg)                                  | 925.9     |
| Sable (kg)  | 646.1     |
| Eau (kg)  | 215       |
| Ciment (CEM II 42.5) (kg)                             | 489       |
| Cendre (kg)   | 88        |
| Super plastifiant (kg)                                | 6.33      |
| Densité (kg/m <sup>3</sup> )                          | 2370      |
| Propriétés mécaniques du béton                        |           |
| Résistance maximal en compression simple (MPa) (>28j) | 67        |
| Porosité accessible à l'eau des échantillons (%)      | 11%       |
| Volume de la pâte de ciment /m <sup>3</sup> béton     | 0.375     |
| Rapport E/C   | 0.44      |

Tableau 3.1- Composition et propriétés mécaniques du béton testé [13].

La source des résultats expérimentaux utilisés est les essais de compression simple et de traction simple, réalisés dans le cadre de la thèse de Xuan Dung VU [13], au laboratoire Sols-Solides-Structures-risque, de l'université de GRENOBLE. Les résultats expérimentaux ainsi que le détail de ces tests de laboratoires nécessaires pour l'identification sont donnés dans l'annexe B.

### 1.1.2 Etude de l'influence des paramètres du modèle "CDP" sur le comportement du béton en compression

Dans ce qui suit, nous allons étudier l'influence de quatre paramètres du modèle "CPD" sur le comportement du béton en compression. Les paramètres sont :

- l'angle de dilatation  $\beta$ ,
- le paramètre  $k$ ,
- l'excentricité  $m$
- le rapport des contraintes  $f$ .

Les valeurs de ces paramètres pour un béton classique, ainsi que les courbes qui permettent de les déterminer sont présentés sur l'annexe C. Un essai de compression simple sera donc effectué sur cet élément, en introduisant au départ, les différentes valeurs pour chaque paramètre.

#### 1.1.2.1 Variation de l'angle de dilatation $\beta$

On a reproduit la simulation pour les différentes valeurs de  $\beta$ ,  $\beta = 15^\circ$ ,  $\beta = 38^\circ$  et  $\beta = 56^\circ$ . La figure 3.1 montre l'influence de l'angle de dilatation  $\beta$  sur la réponse du béton en compression.

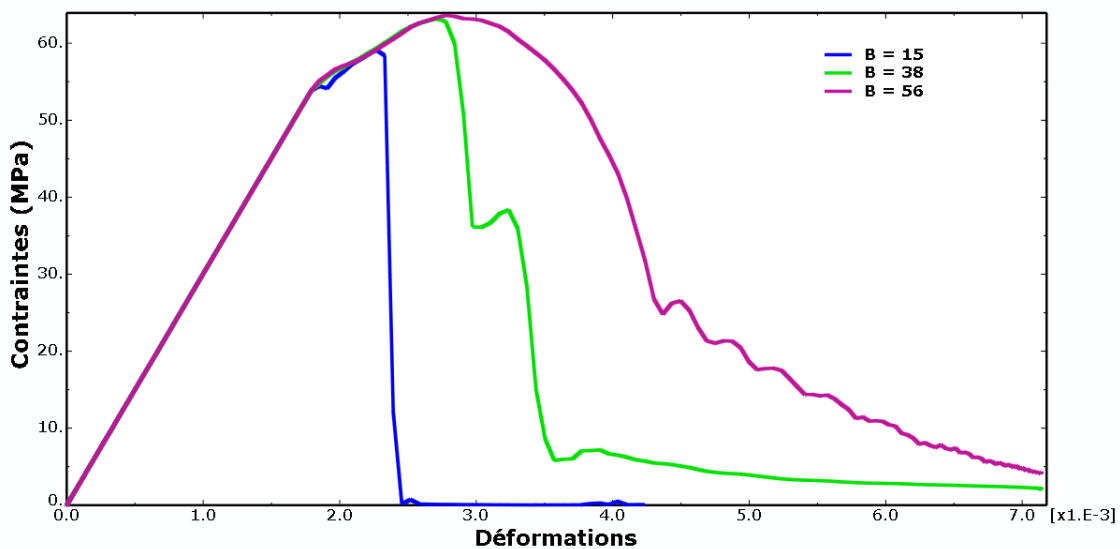
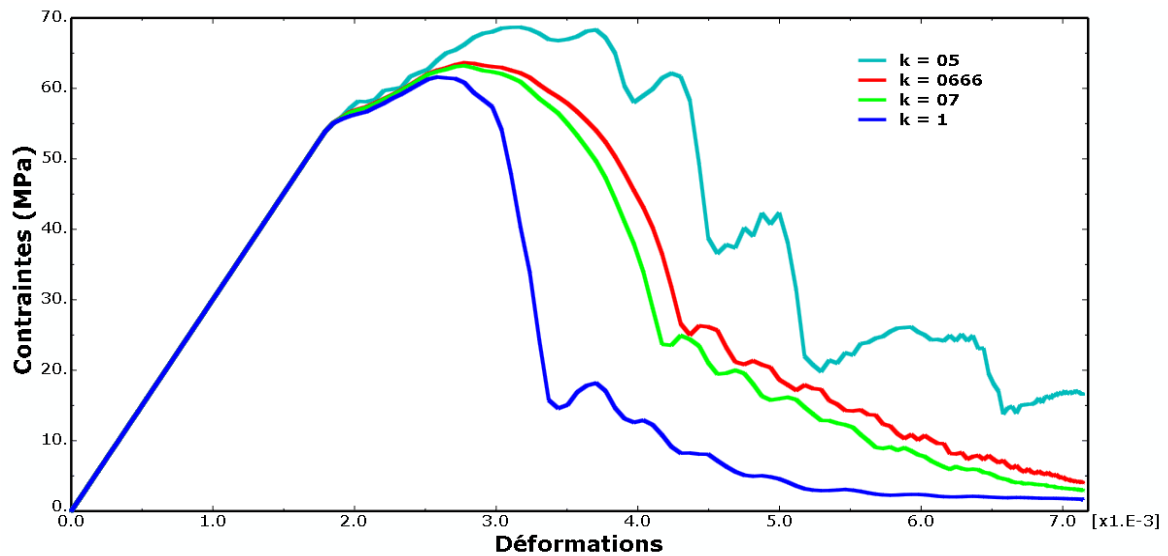


Figure 3.1 : Courbe contraintes-déformations en variant l'angle de dilatation.

D'après la figure 3.1, on constate que la contrainte maximale augmente chaque fois que l'angle de dilatation augmente.

#### 1.1.2.2 Variation du paramètre $k$

La figure 3.2 montre le comportement du béton en compression, en variant les valeurs du paramètre  $k$ .

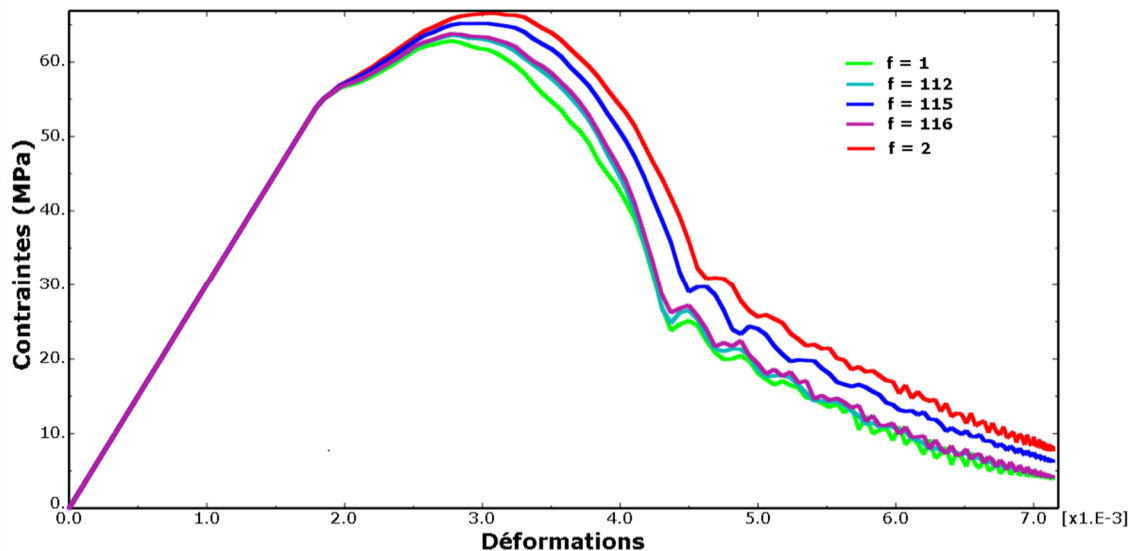


**Figure 3.2: Courbe contraintes-déformations en variant le paramètre  $k$ .**

Le paramètre  $k$  influence différemment sur le comportement en compression du béton. Lorsque la valeur de  $k$  augmente, la réponse diminue en termes de contrainte maximale et en termes de déformations à la rupture. Pour  $k = 0.5$ , il est clair que cette valeur est à rejeter, car l'allure du graphe obtenu par cette valeur est différente des autres allures.

### 2.1.2.3. Variation du rapport des contraintes $f$

Le troisième paramètre à varier est le rapport des contraintes  $f$ . La figure 3.3 montre l'évolution des contraintes en fonction des déformations.



**Figure 3.3 : Courbe contraintes-déformations en variant le rapport des contraintes  $f$ .**

Comme il est montré sur la figure 3.3, le rapport  $f$  influence sur la réponse du béton en compression. Lorsque la valeur de  $f$  augmente, les contraintes maximales augmentent.

### 2.1.2.4 Variation de l'excentricité $m$

La figure 3.4 présente la réponse du béton selon les différentes valeurs du paramètre  $m$ .

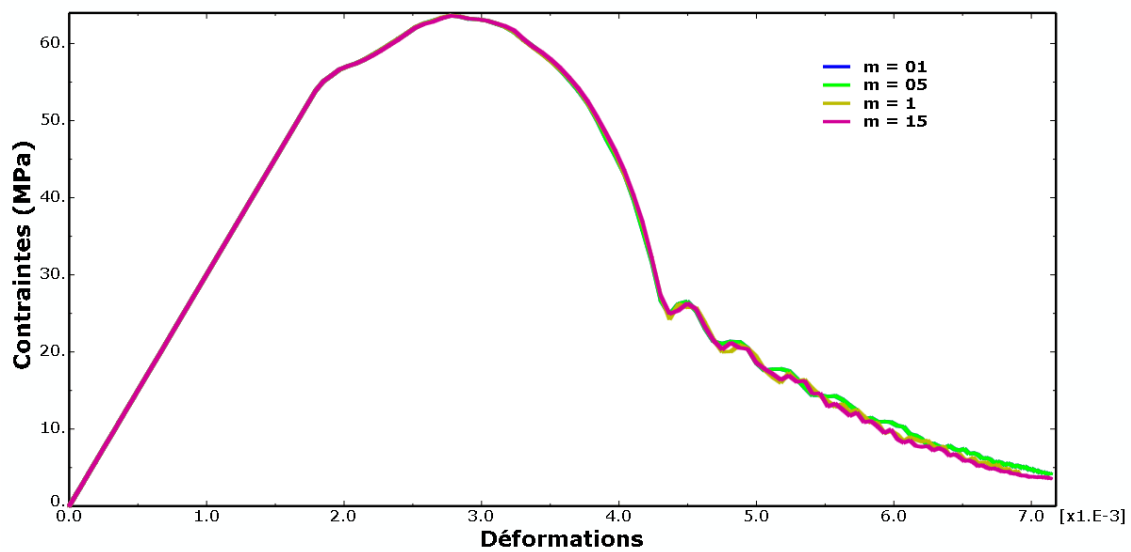


Figure 3.4: Courbe contraintes-déformations en variant l'excentricité  $m$ .

D'après la figure 3.4, on constate que l'excentricité ne présente aucune influence sur le comportement du béton en compression.

### 1.1.3 Identification sur un élément de volume

Après avoir étudié l'influence des quatre paramètres du modèle "CDP" sur le comportement du béton en compression. Une étude de calibrage des paramètres du modèle "CDP" par rapport aux résultats expérimentaux de traction et de compression sur un micro béton C50 à été effectuée. Nous avons obtenu un meilleur jeu de paramètres (section I.2).

Le meilleur jeu de paramètres obtenu est représenté sur le tableau 3.2 suivant:

| $\beta$ | $f$ | $k$   | $m$ |
|---------|-----|-------|-----|
| 56°     | 2   | 0.666 | 0.1 |

Tableau 3.2 : Valeurs des paramètres retenus.

#### 1.1.3.1 Calibrage sur un élément finit en traction

Pour calibrer les paramètres du modèle "CDP" en traction simple, un test de traction est réalisé sur un élément finit en 3D à 8 nœuds (C3D8R). L'élément finit est représenté sur la figure 3.5 suivante :

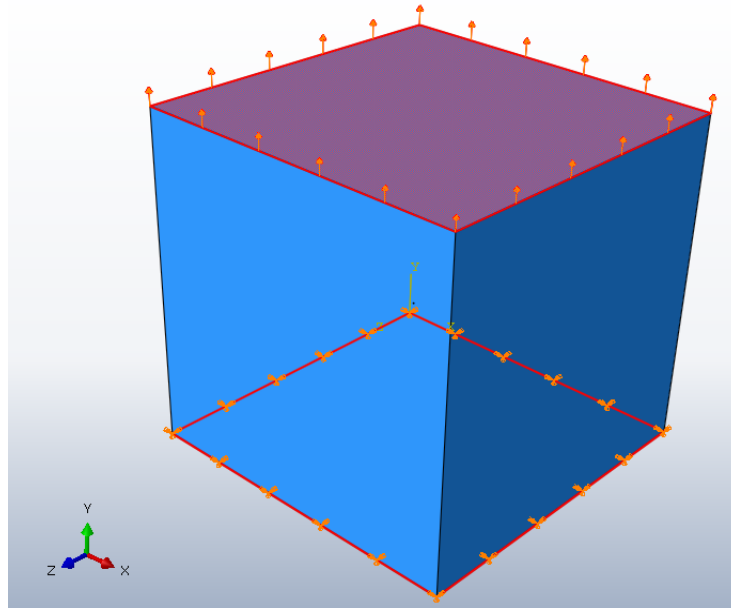


Figure 3.5: Élément finit soumis à une traction simple.

La figure 3.6 présente une comparaison entre les résultats expérimentaux et les prédictions numériques.

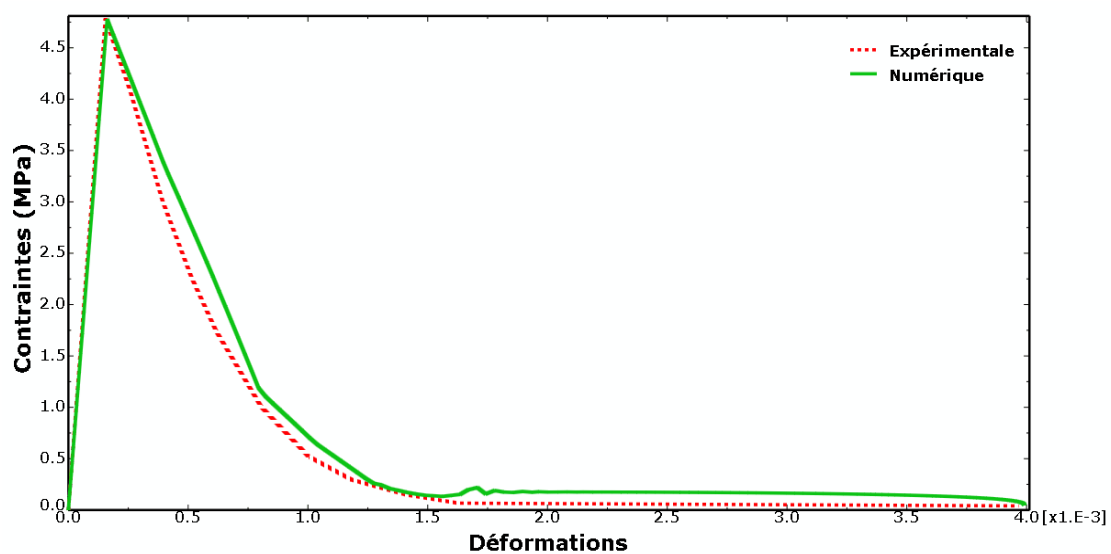
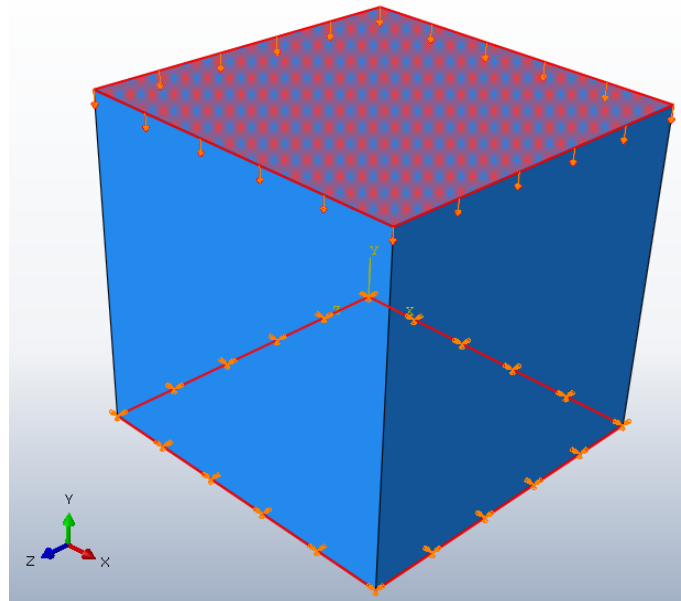


Figure 3.6: Réponse d'un élément en micro béton "C50" en traction simple.

Les paramètres retenus donnent une réponse très proche des résultats expérimentaux.

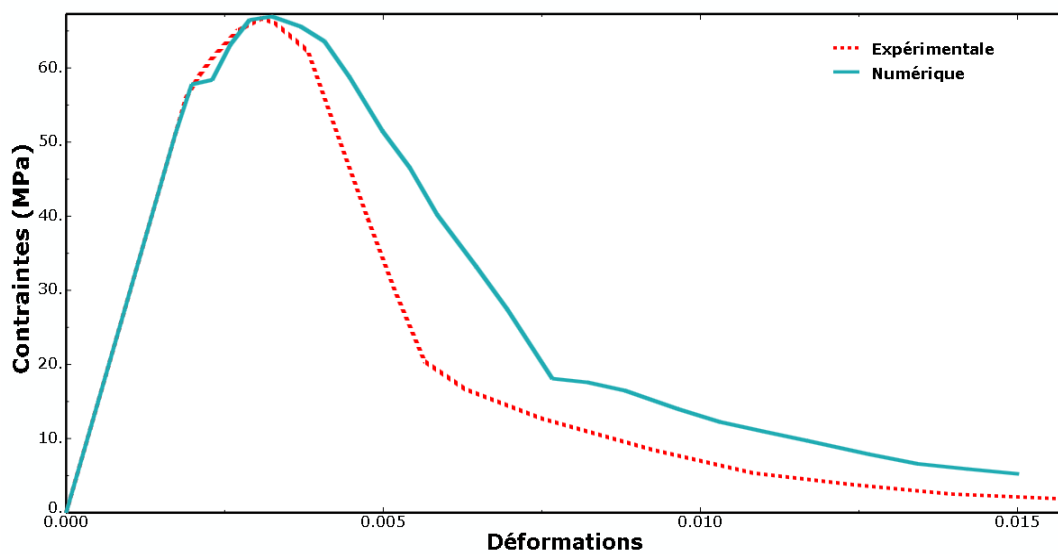
### 1.1.3.2 Calibrage sur un élément finit en compression

Il est aussi nécessaire de calibrer les paramètres en compression simple. Un test en compression simple est également réalisé sur un élément de finit en 3D à 8 nœuds (C3D8R). L'élément finit est représenté sur la figure 3.7.



**Figure 3.7: Élément cubique C3D8R soumis à la compression simple.**

La figure 3.8 présente une comparaison entre les résultats expérimentaux et les prédictions numériques.



**Figure 3.8 : Courbe Contraintes –déformations en compression simple.**

On constate également dans le cas de l'essai de compression que les paramètres retenus donnent une réponse très proche des résultats expérimentaux.

## 1.2 Modélisation des aciers

Le modèle numérique utilisé pour la simulation des aciers est le modèle élasto-plastique-endommageable de Johnson Cook [59]. Le modèle est intégré dans le code de calcul

par éléments finis "Abaqus" [54] Le choix de ce modèle revient à la possibilité de prendre en compte les effets des déformations de l'acier à des vitesses importantes lors d'un impact.

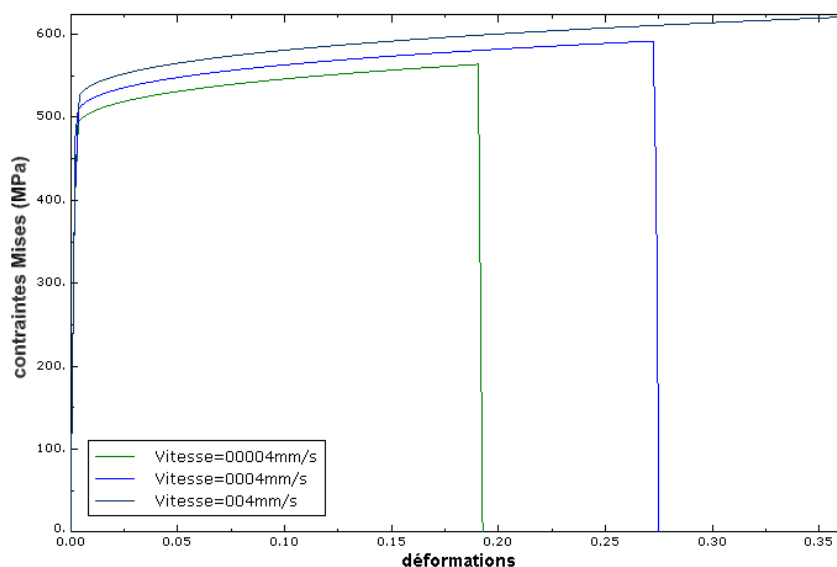
Un test de traction simple sur une barre d'armature en acier à l'aide d'un élément poutre à deux nœuds est réalisé. Trois essais sont effectués pour chaque vitesse de traction ( $4 \cdot 10^{-4}$  mm/s,  $4 \cdot 10^{-3}$  mm/s et  $4 \cdot 10^{-2}$  mm/s).

Les paramètres utilisés lors de cet essai de traction sont présentés dans le tableau 3.3 suivant [13].

| A   | B   | C      | n    | m | d <sub>1</sub> | d <sub>2</sub> | d <sub>3</sub> | d <sub>4</sub> | d <sub>5</sub> |
|-----|-----|--------|------|---|----------------|----------------|----------------|----------------|----------------|
| 480 | 153 | 0.0141 | 0.36 | 0 | 0.18           | 0.203          | 0              | 0.203          | 0              |

**Tableau 3.3 : Données du modèle de Johnson Cook pour les barres de renforcement.**

Les résultats de la simulation de la barre en traction pour chaque vitesse sont présentés sur la figure 3.9 suivante :



**Figure 3.9 : Courbe contraintes- déformations de l'essai de traction d'une barre d'armature.**

Comme montré sur la figure 3.9, la limite d'élasticité et la contrainte à la rupture de la barre augmente en augmentant la vitesse de traction.

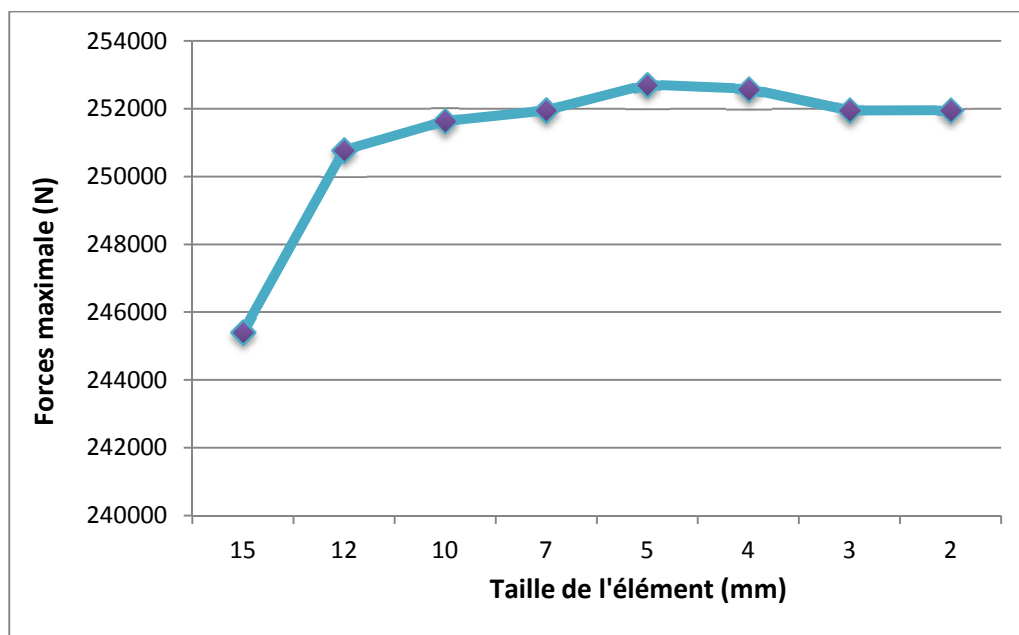
Pour la vitesse de  $4 \cdot 10^{-4}$  mm/s, la limite d'élasticité qu'atteint la barre est de 490MPa dont la déformation à la rupture est de 0,19 pour une contrainte de rupture de 560MPa.

La barre atteint 520MPa et 530MPa de limite d'élasticité pour les vitesses  $4 \cdot 10^{-3}$  mm/s et  $4 \cdot 10^{-2}$  mm/s respectivement. La contrainte à la rupture atteint 590MPa et 620MPa pour les déformations de 0,27 et 0,36 respectivement.

## 2. Etude de l'essai de compression simple sur éprouvette

### 2.1 Etude de convergence de maillage

Afin d'adapter un meilleur maillage, nous avons effectué plusieurs essais en changeant la taille des éléments, et donc le nombre d'éléments. Le choix de la taille des éléments se fait par l'étude de la convergence du maillage. Pour se faire, on doit tracer la courbe de la variation de la force maximale atteinte à chaque essai en variant le nombre d'éléments, et donc la taille à chaque essai. Les essais sont donc effectués, en utilisant les tailles suivantes : 15, 12, 10, 7, 5, 4, 3, et 2mm. La courbe de variation de la force maximale en fonction de la taille d'élément est représentée sur la figure 3.10 suivante :



**Figure 3.10: Variation de la force maximale en fonction de la taille d'élément.**

D'après la figure 3.10, On voit bien que la courbe se stabilise en diminuant la taille de l'élément jusqu'à 3 mm. On remarque qu'au-delà de cette valeur, la courbe suit une asymptote à une force maximale constante. On choisit donc, la taille de 3mm comme taille correspondant à un meilleur maillage tout en tenant compte de temps de calcul (chaque fois qu'on raffine le maillage, le temps du calcul augmente, ce qui rend la procédure plus lente).

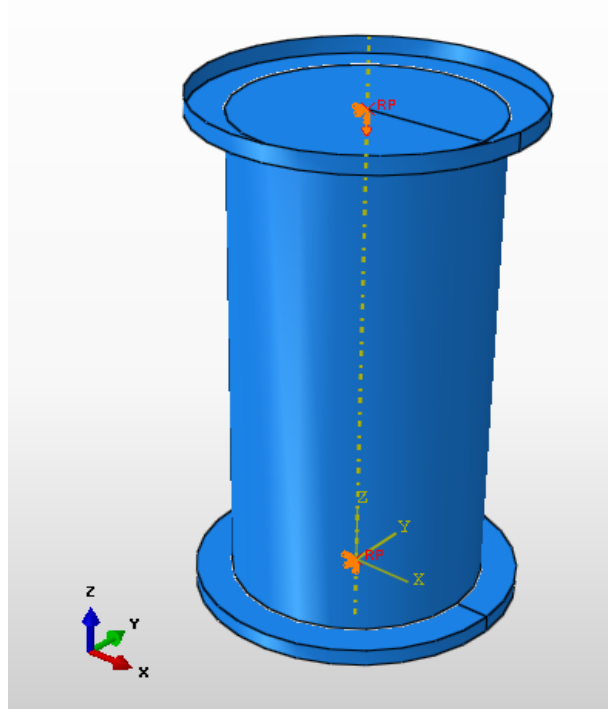
L'étude du maillage n'est pas effectuée uniquement pour optimiser le temps du calcul, mais aussi pour adopter un bon maillage, les résultats obtenus à la fin de calcul seront plus représentatifs. Un bon maillage, mène aux bons résultats. C'est pour cette raison que cette étude est importante avant chaque simulation numérique.

### 2.2 Application sur une éprouvette en compression simple

Afin de valider le choix du maillage et des paramètres étudiés, on a effectué un essai en compression simple sur une éprouvette. Les dimensions de celle-ci sont les mêmes que celles

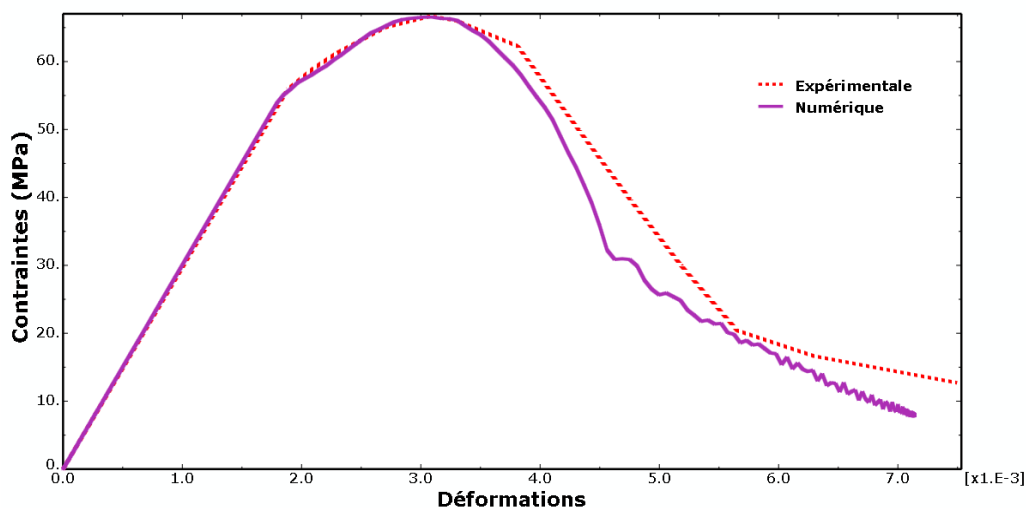
utilisées lors des essais de laboratoire (Annexe A, [13]). Les conditions aux limites et le chargement sont bien respectés lors de la simulation de cet essai.

La figure 3.11 suivante montre l'éprouvette simulée.



**Figure 3.11: Simulation d'une éprouvette pour un essai en compression simple.**

La figure 3.12 représente la réponse en compression simple du béton testé sur l'éprouvette.



**Figure 3.12: Réponse en compression simple du micro béton "C50".**

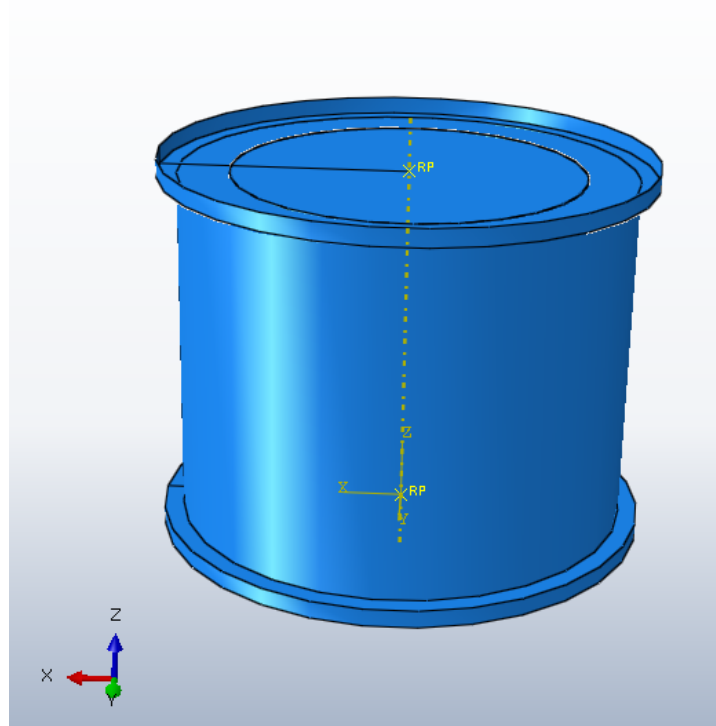
L'évolution de la contrainte axiale en fonction des déformations axiales est montrée pour les deux cas, numérique et expérimentale. Les courbes se superposent jusqu'à une déformation de 0,03. Au de-là de cette déformation, on remarque que dans la 2<sup>ème</sup> phase qui

correspond à la perte de rigidité du béton, les contraintes diminuent dans la courbe numérique par rapport à la courbe expérimentale.

### 3. Application à l'essai œdométrique

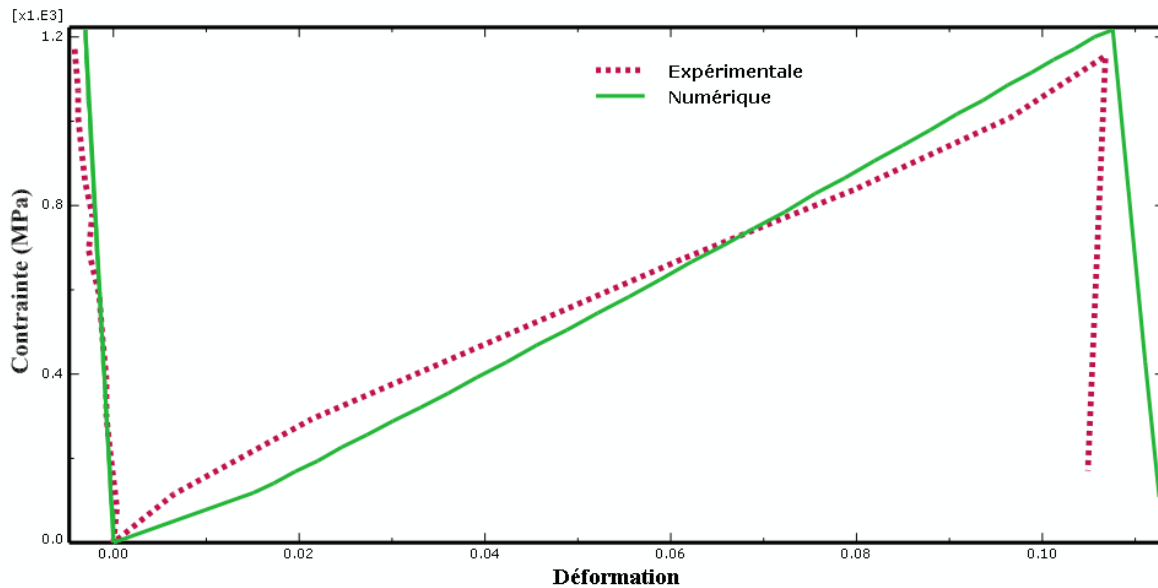
Dans le but de valider le modèle (les paramètres identifiés et le maillage choisit), une autre simulation numérique sur une éprouvette est réalisée. Il s'agit d'un essai œdométrique, dont on dispose de sa courbe expérimentale [13].

L'essai œdométrique sera réalisé à l'aide d'une éprouvette de 100 mm de hauteur et 100mm de diamètre. Une paroi métallique est simulée afin d'appliquer le bon conditionnement de cet essai. Le chargement appliqué est le même que celui appliqué lors de l'expérimentale (Annexe A, [13]). L'éprouvette de cet essai est montrée sur la figure 3.13.



**Figure 3.13: Simulation de l'éprouvette de l'essai œdométrique.**

Les courbes contraintes axiales en fonction des déformations axiales et des déformations orthoradiales obtenues expérimentalement et numériquement sont présentées sur la figure 3.14.



**Figure 3.14 : Réponse du micro béton "C50" pour l'essai œdométrique.**

La figure 3.14 montre l'évolution des contraintes axiales en fonction des déformations axiales et orthoradiales. On constate un bon accord entre les résultats expérimentaux et les résultats numériques.

#### **4. Application à l'essai de perforation d'une dalle en béton armé "essai d'impact"**

Une fois les paramètres des deux modèles utilisés dans le logiciel de calcul par éléments finis "Abaqus" [54] sont identifiés ie., le modèle "CDP" utilisé pour la modélisation du béton, et la loi de Johnson Cook utilisée pour la modélisation de l'acier, une simulation numérique d'un autre type d'essai est réalisé. Il s'agit d'un essai d'impact sur une dalle en béton armé.

##### **4.1 Définition du modèle expérimental**

Notre travail consiste à étudier le comportement d'une dalle en béton armé soumise à un impact dur, il s'agit d'un test de perforation à l'aide d'un projectile. Les résultats expérimentaux sont issus d'un programme expérimental et des essais d'impact sur des dalles en béton armé, réalisés dans le cadre du Workshop international IRIS [13].

##### **4.2 Description des modèles simulés**

Trois modèles sont simulés numériquement sur "Abaqus", et trois types de ferrillages sont adoptés lors de la simulation.

### 4.2.1 Géométrie de la dalle

La dalle à simulée est une dalle carrée en béton armé, de 2.1 m de côté et de 25 cm d'épaisseur, elle est encastrée sur ses quatre côtés. La figure 3.15 présente la géométrie de la dalle.

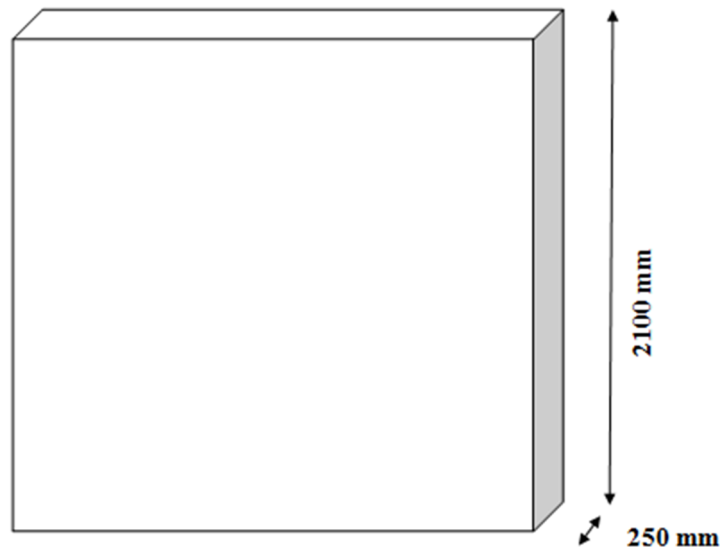


Figure 3.15 : Géométrie et dimensions de la dalle.

### 4.2.2 Géométrie du projectile

Le projectile a une forme cylindrique, c'est un tube de longueur de 64 cm et d'un diamètre de 16.8 cm. La partie en avant est une demi-sphère collée sur ce cylindre. La figure 3.16 présente la géométrie du projectile.

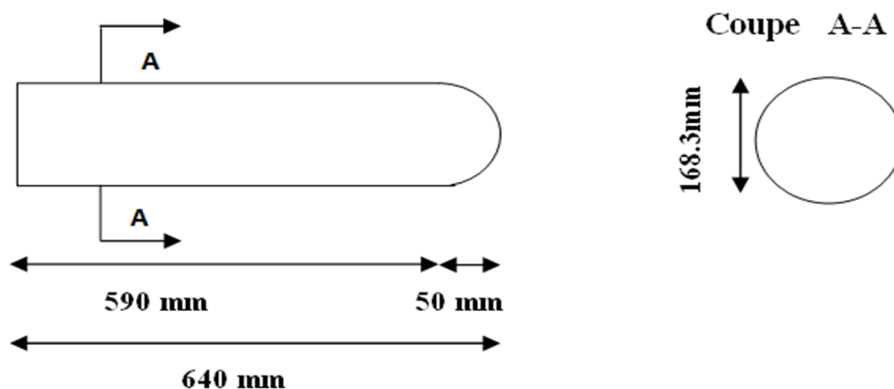


Figure 1.16 : Géométrie et dimensions du projectile.

### 4.2.3 Chargement et conditions aux limites

La dalle est encastrée sur ses quatre côtés à l'aide de huit plaques, chaque côté est maintenu avec deux plaques de part et d'autre. L'impact est appliqué par le projectile au centre de la dalle. La figure 1.17 montre le chargement et les conditions aux limites de la dalle.

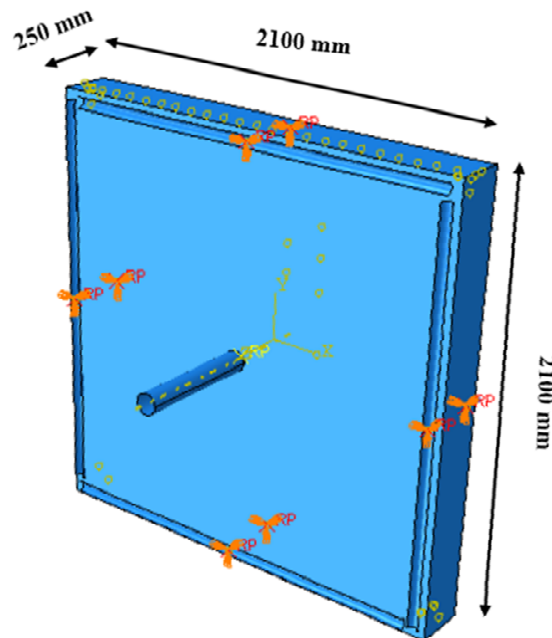
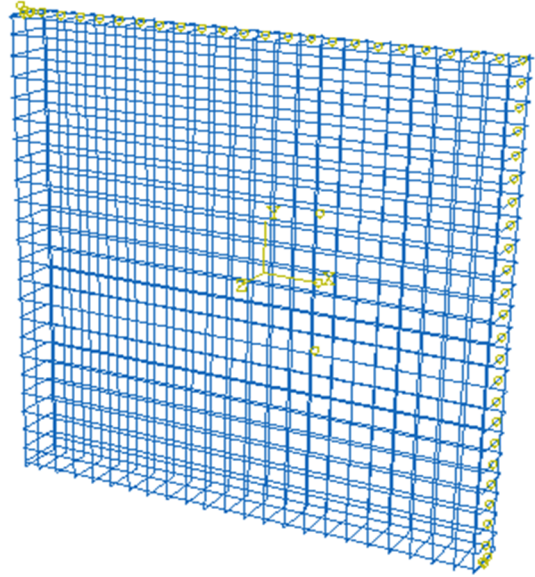


Figure 1.17 : Chargement et conditions aux limites.

### 4.2.4 Ferrailage

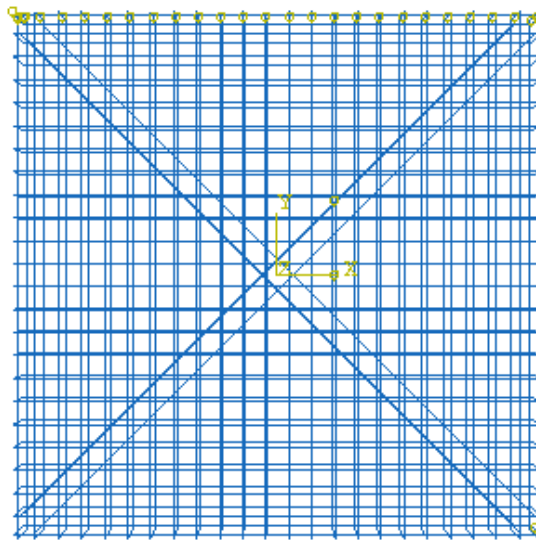
Trois modèles seront étudiés avec trois ferrailages différents:

- Dans le premier modèle (modèle classique "MC"), la dalle est ferrillée par la méthode classique (quadrillage d'armatures), deux nappes d'acier de type HA500, de diamètre de 10 mm. La longueur des barres est de 2,06 m, l'espacement entre deux barres est de 90 cm, et l'enrobage est de 2 cm. Le nombre de barres est de 24, disposées dans chaque direction. Le premier modèle est illustré sur la figure 1.18.



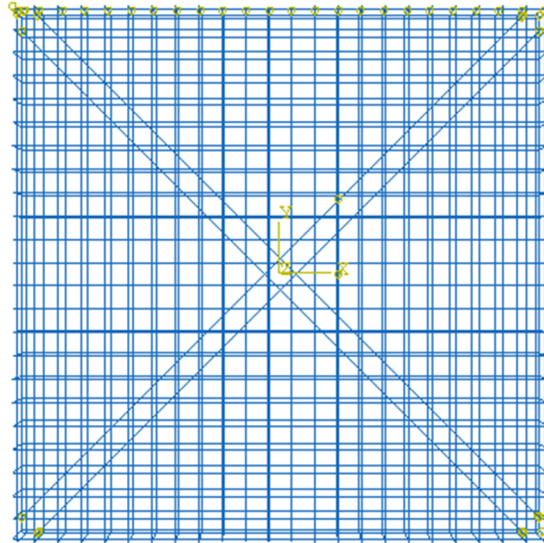
**Figure 1.18 : Ferrailage du modèle 1 « MC ».**

- Dans le deuxième modèle (modèle classique renforcé avec des barres diagonales "MCD"), le premier modèle (ferrailage classique) sera renforcé en ajoutant huit barres en HA14 croisées en diagonale (en X), inclinées d'un angle de  $45^\circ$  par rapport à l'horizontal. Les barres seront disposées à l'intérieur des deux nappes. La figure 1.19 montre le deuxième ferrailage.



**Figure 1.19 : Ferrailage du modèle 2 « MCD ».**

- Le troisième modèle (modèle classique renforcé avec des barres diagonales et un cadre "MCDC") sera réalisé en ajoutant pour le deuxième modèle de ferrailage, un cadre en HA14 à l'intérieur des deux nappes de barres, et qui entoure les barres disposées en diagonale. Le ferrailage est montré sur la figure 1.20.



**Figure 1.20 : Ferrailage du modèle 3 « MCDC ».**

Les étapes suivies sur le logiciel de calcul "Abaqus" pour la simulation de l'essai d'impact pour le premier modèle (modèle classique) sont présentées dans l'annexe C.

## **4.3 Résultats et discussions**

### **4.3.1 Distribution de l'endommagement dans le béton**

La propagation des dommages en traction et en compression dans la dalle ferrillée avec la méthode classique est représentée sur la figure 3.15. Les isovaleurs en termes d'endommagement sont présentées en traction et en compression à un déplacement de 180 mm (avant pénétration du projectile) et un déplacement de 300 mm (après pénétration du projectile), pour les trois modèles, le modèle classique (MC), le modèle (MCD), et le modèle (MCDC). En ce qui concerne la compression, les isovaleurs seront présentées uniquement à la face avant contrairement à la traction où les deux faces sont montrées.

#### **➤ Modèle 1 (MC)**

La propagation des dommages en traction et en compression dans la dalle du modèle 1 (MC) est représentée sur la figure 3.21.

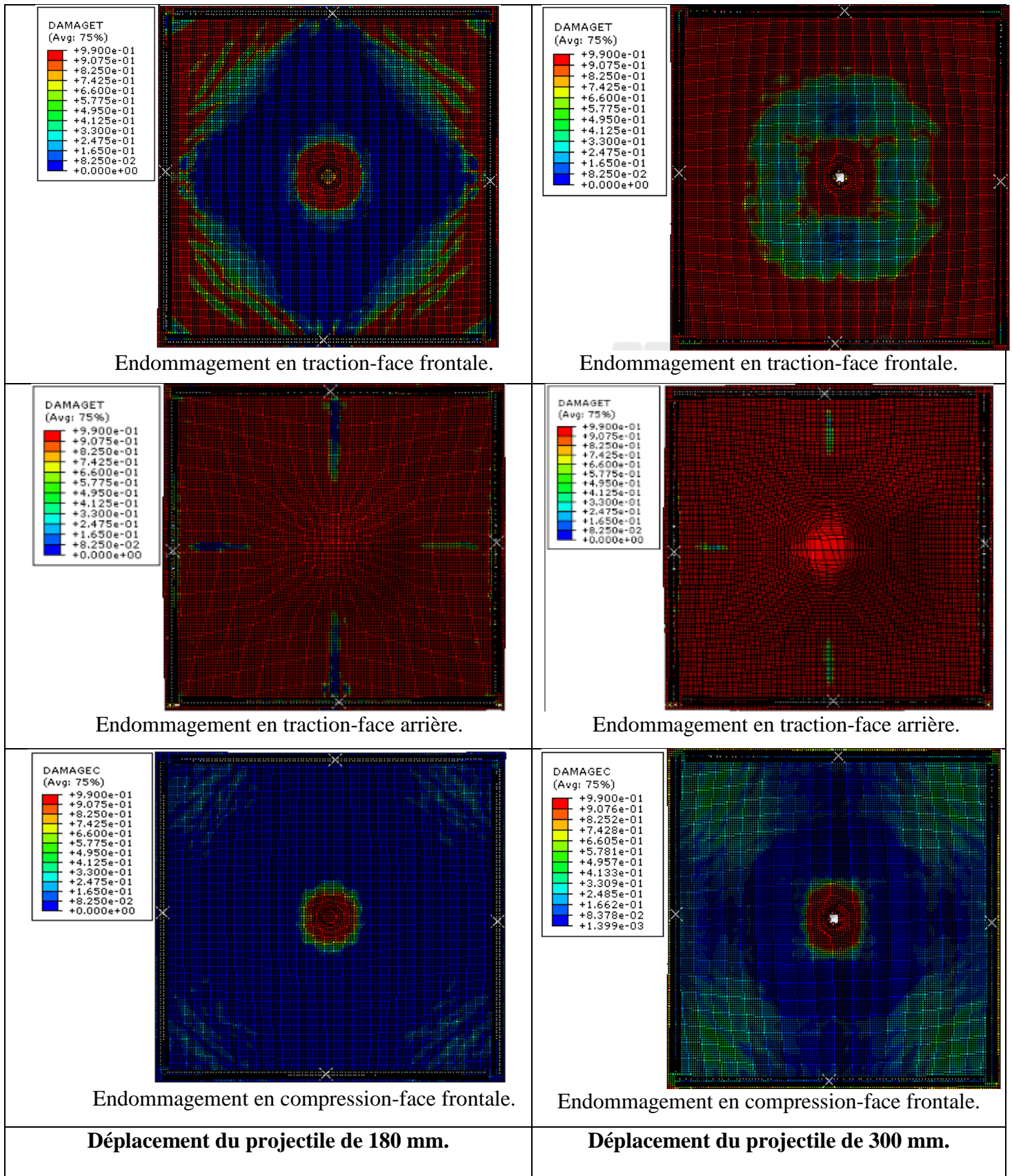


Figure 3.21: Propagation des dommages en traction et en compression dans la dalle le modèle 1 (MC).

➤ **Modèle 2 (MCD)**

La propagation des dommages en traction et en compression dans la dalle du modèle 2 (MCD) est représentée sur la figure 3.22.

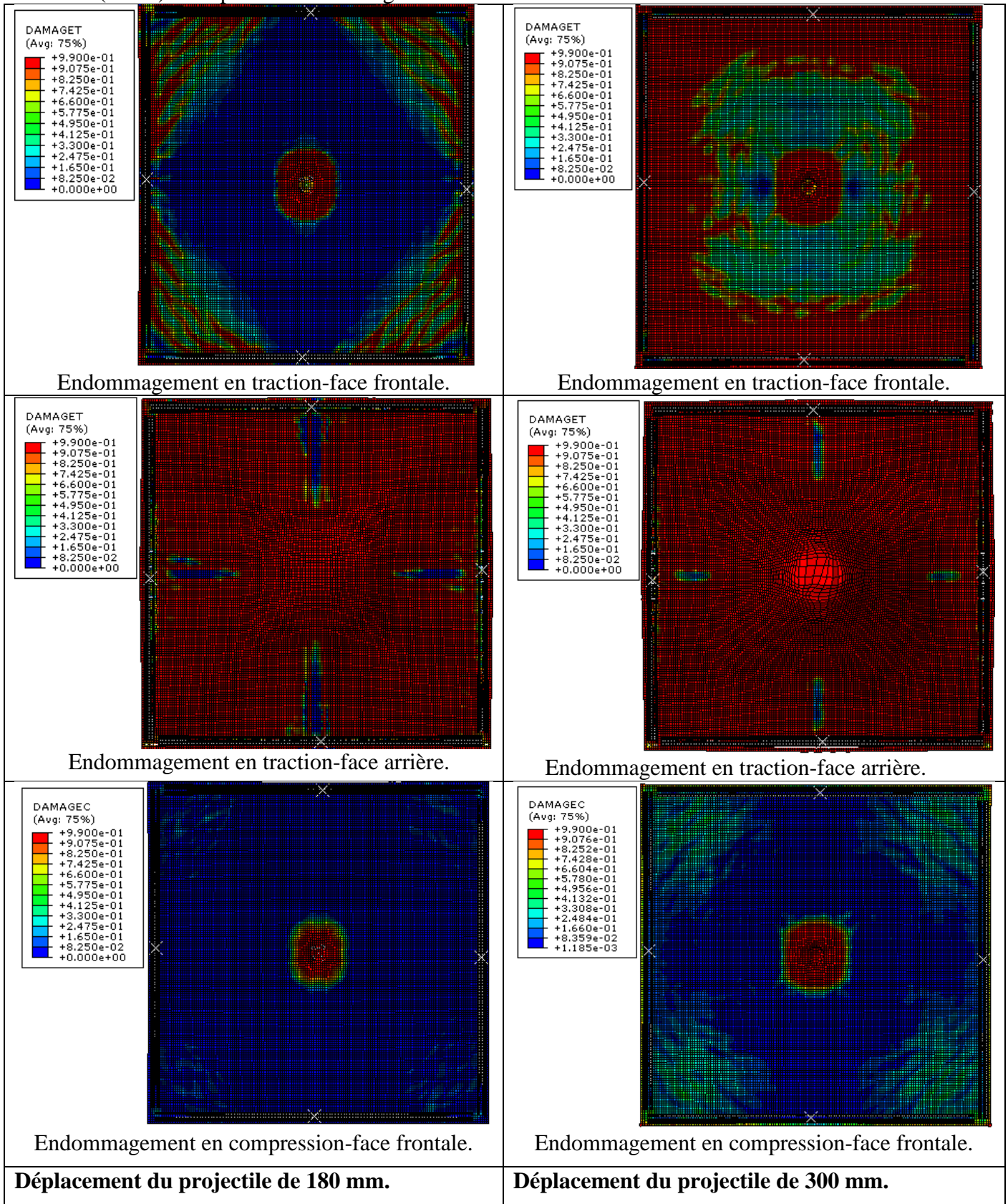


Figure 3.22: Propagation des dommages en traction et en compression dans la dalle du modèle 2 (MCD).

➤ **Modèle 3 (MCDC)**

La propagation des dommages en traction et en compression dans la dalle du modèle 3 (MCDC) est représentée sur la figure 3.23.

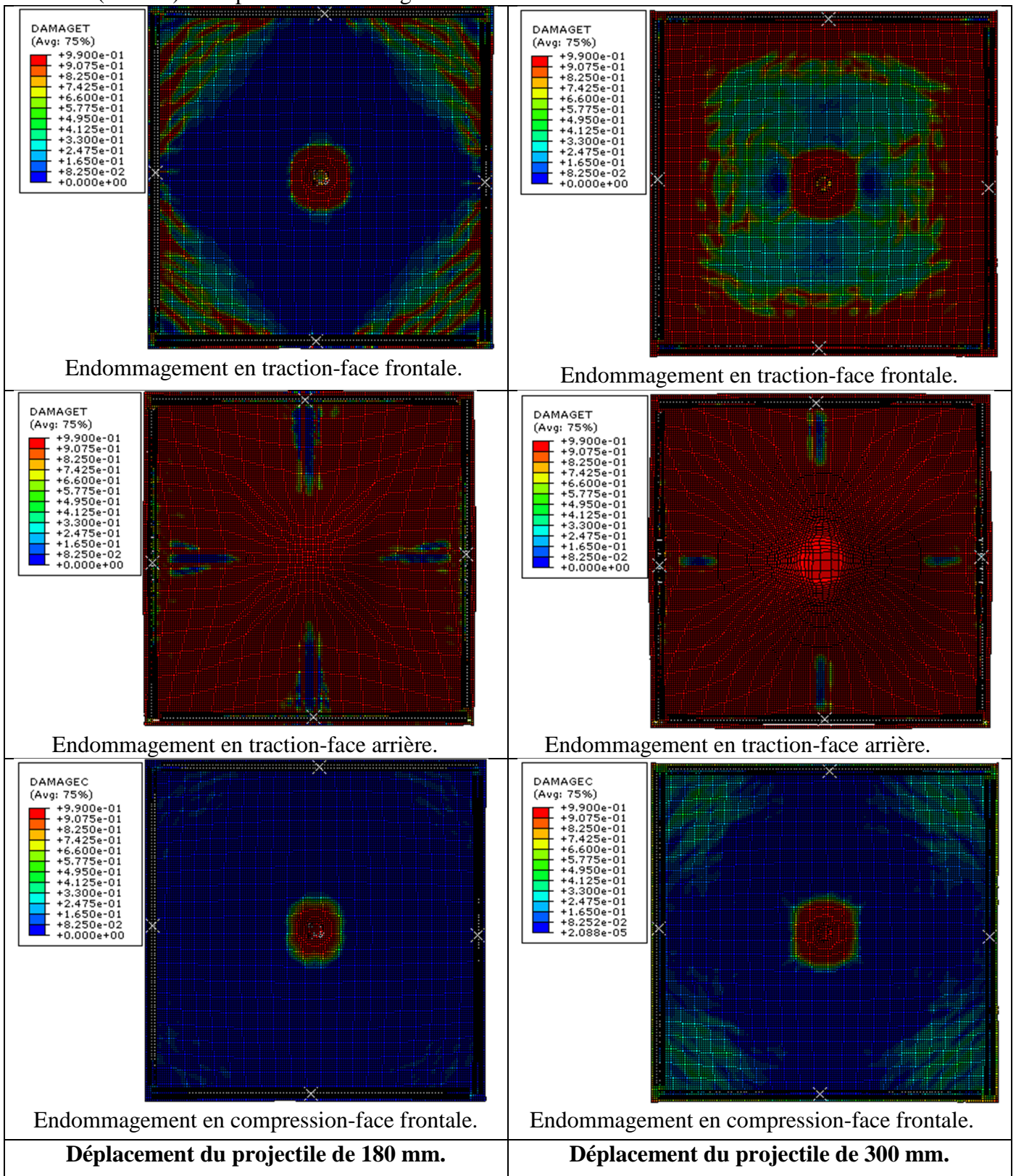


Figure 3.23 : Propagation des dommages en traction et en compression dans la dalle de modèle 3 (MCDC).

- ❖ Pour les trois modèles, on remarque que l'endommagement en traction est très important sur la face arrière de la dalle dès que le projectile pénètre dans la dalle, ceci est dû en fait que les déformations sont essentielle sur cette face.
- ❖ L'endommagement en compression est moins important sur la face frontale. La propagation de l'endommagement commence du centre aux extrémités de la dalle, au fur et aux mesures que le projectile pénètre la dalle.
- ❖ La propagation de l'endommagement en traction et en compression diminue dans le cas du deuxième modèle (MCD), et diminue encore pour le troisième modèle (MCDC), où la dalle est renforcée par les armatures diagonales et par un cadre.

#### 4.3.2 Distribution de des déformations et des contraintes dans les aciers

##### ➤ Modèle 1 (MC)

La propagation des déformations dans la dalle (face avant), du modèle 1 (MC) est représentée sur la figure 3.24.

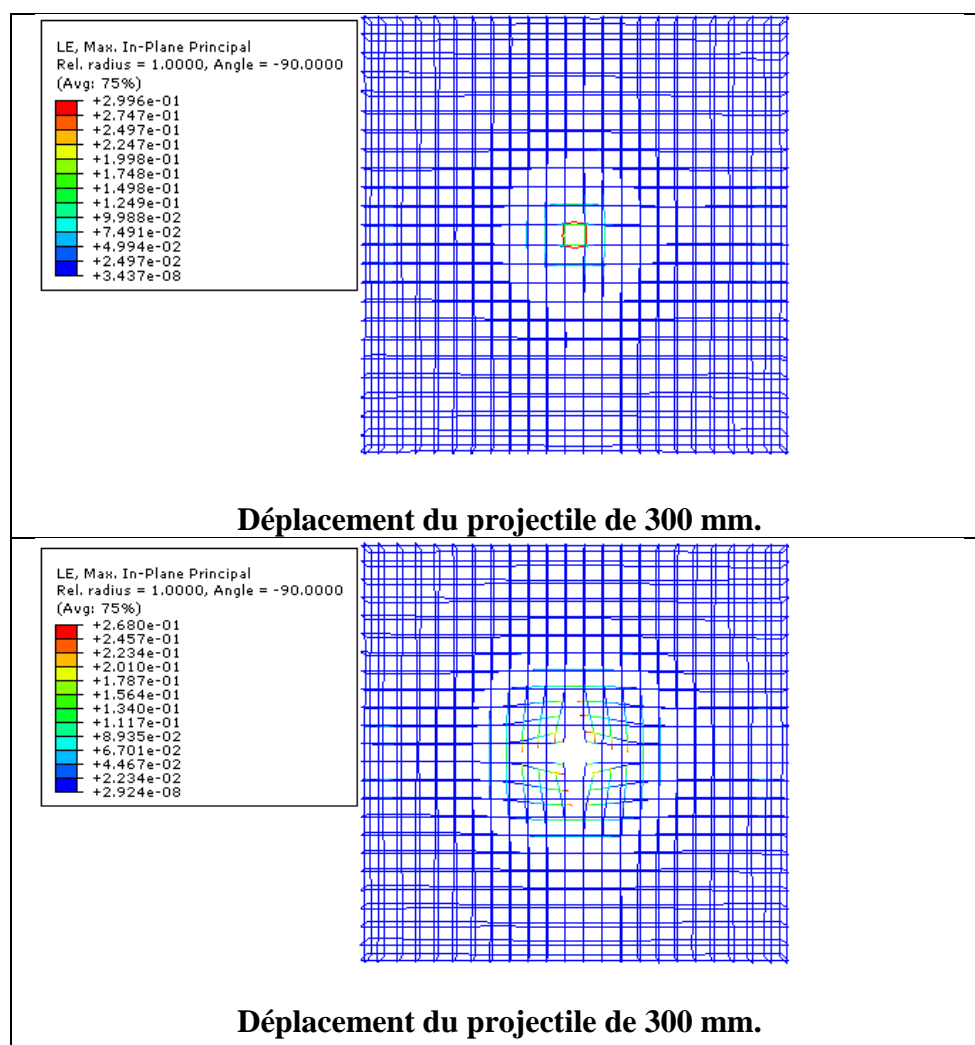


Figure 3.24: Propagation des déformations dans les aciers de la dalle du modèle 1 (MC).

La propagation des contraintes dans la dalle du modèle 1 (MC) est représentée sur la figure 3.25.

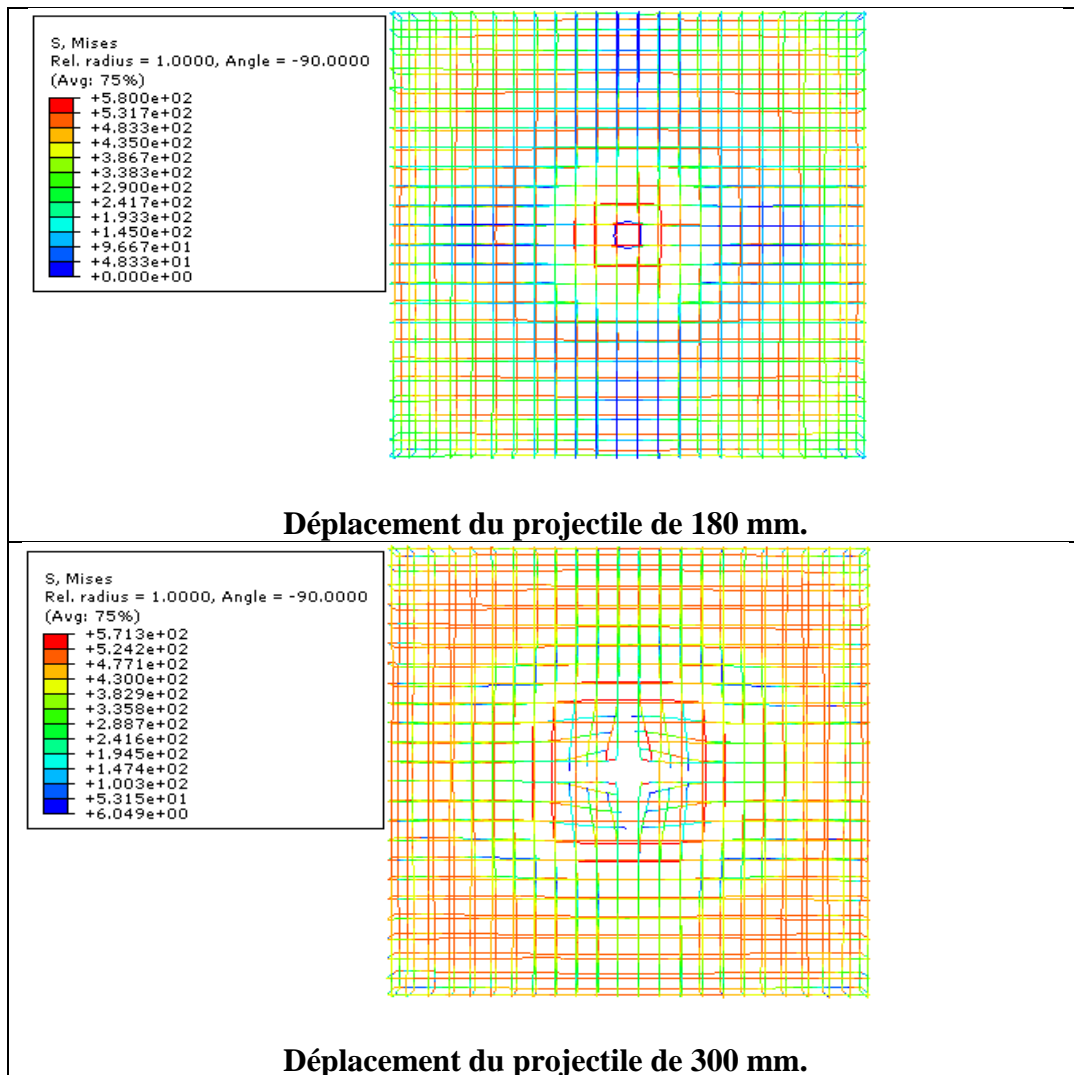


Figure 3.25: Propagation des contraintes dans la dalle du modèle 1 (MC).

➤ **Modèle 2 (MCD)**

La propagation des déformations dans la dalle du modèle 2 (MCD) est représentée sur la figure 3.26.

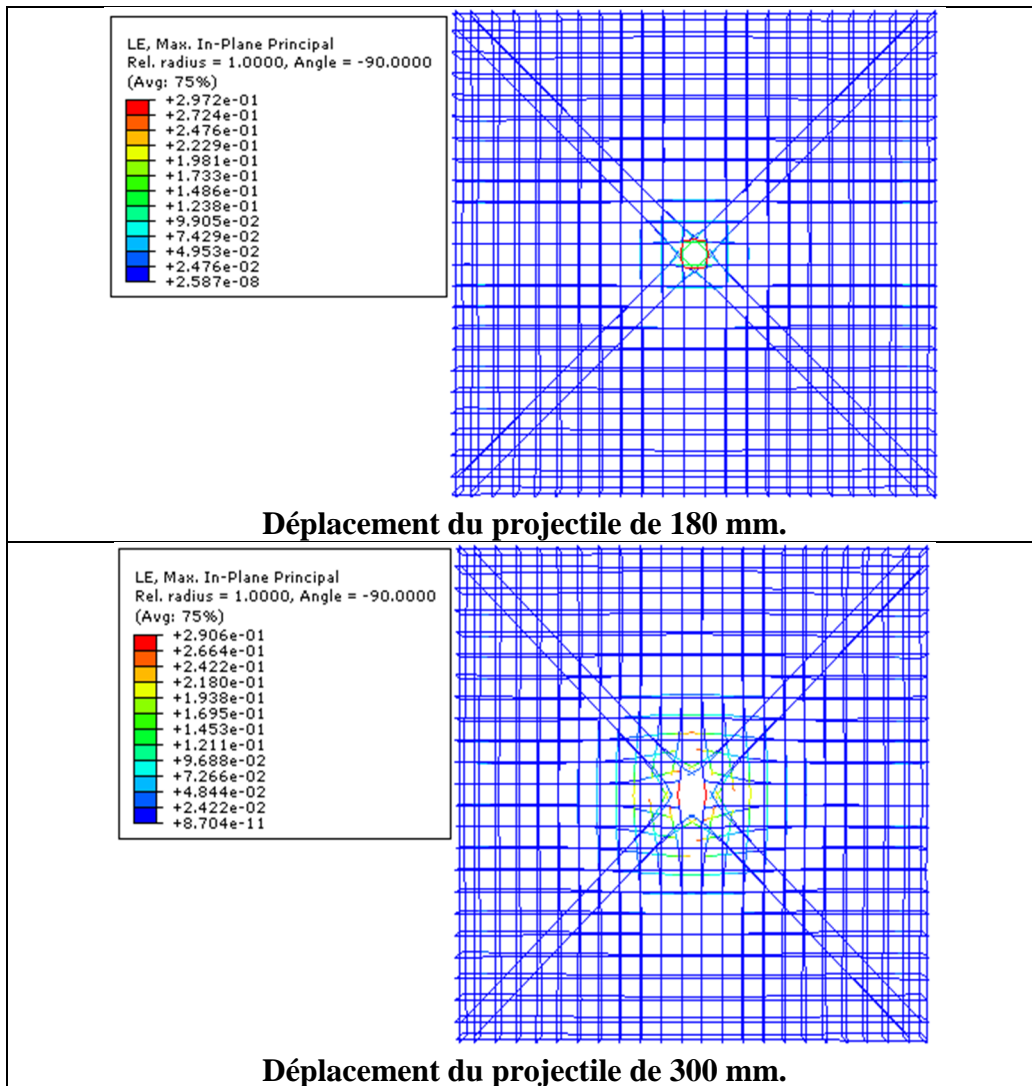


Figure 3.26 : Propagation des déformations dans la dalle du modèle 2 (MCD).

La propagation des contraintes dans la dalle du modèle 2 (MCD) est représentée sur la figure 3.27.

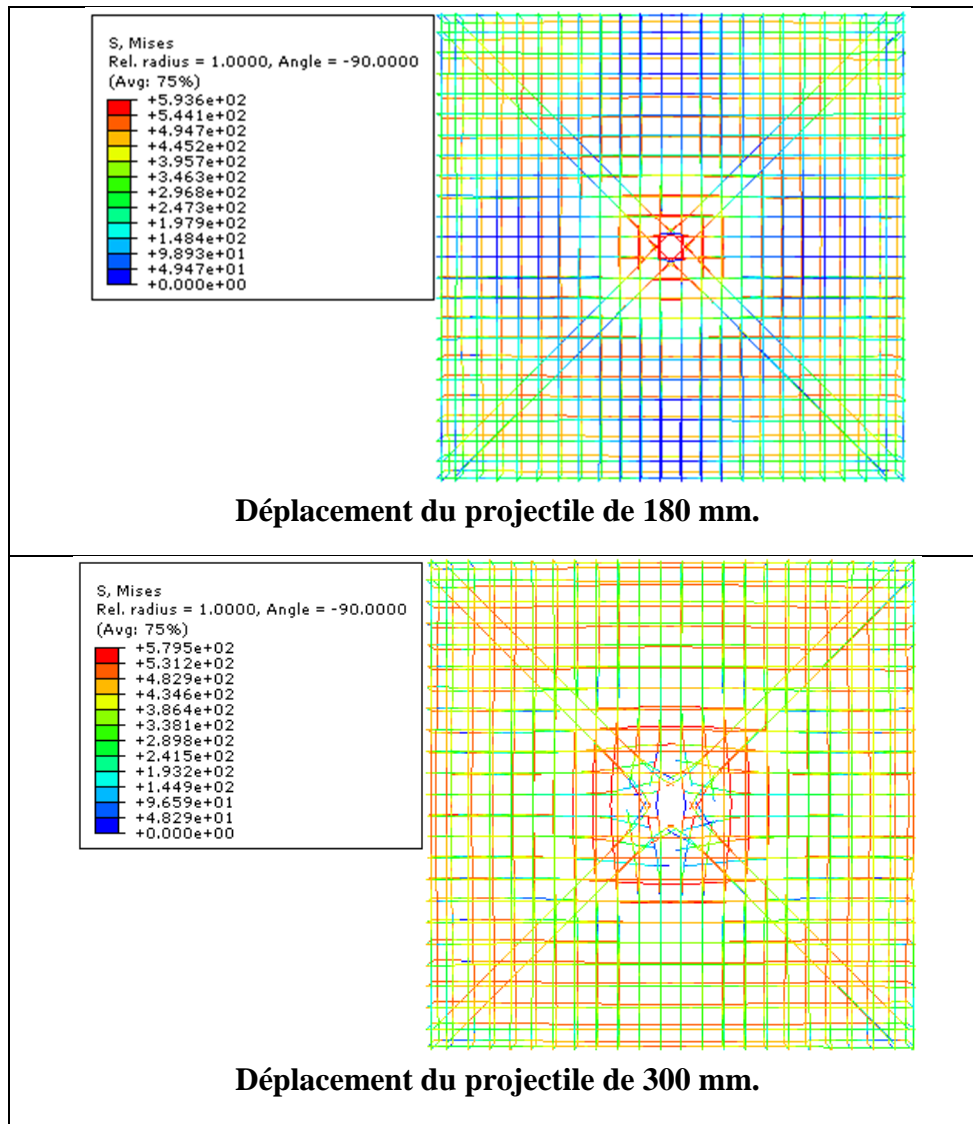


Figure 3.27 : Propagation des contraintes dans la dalle du modèle 2 (MCD).

➤ **Modèle 3 (MCDC)**

La propagation des déformations dans la dalle du modèle 3 (MCDC) est représentée sur la figure 3.28.

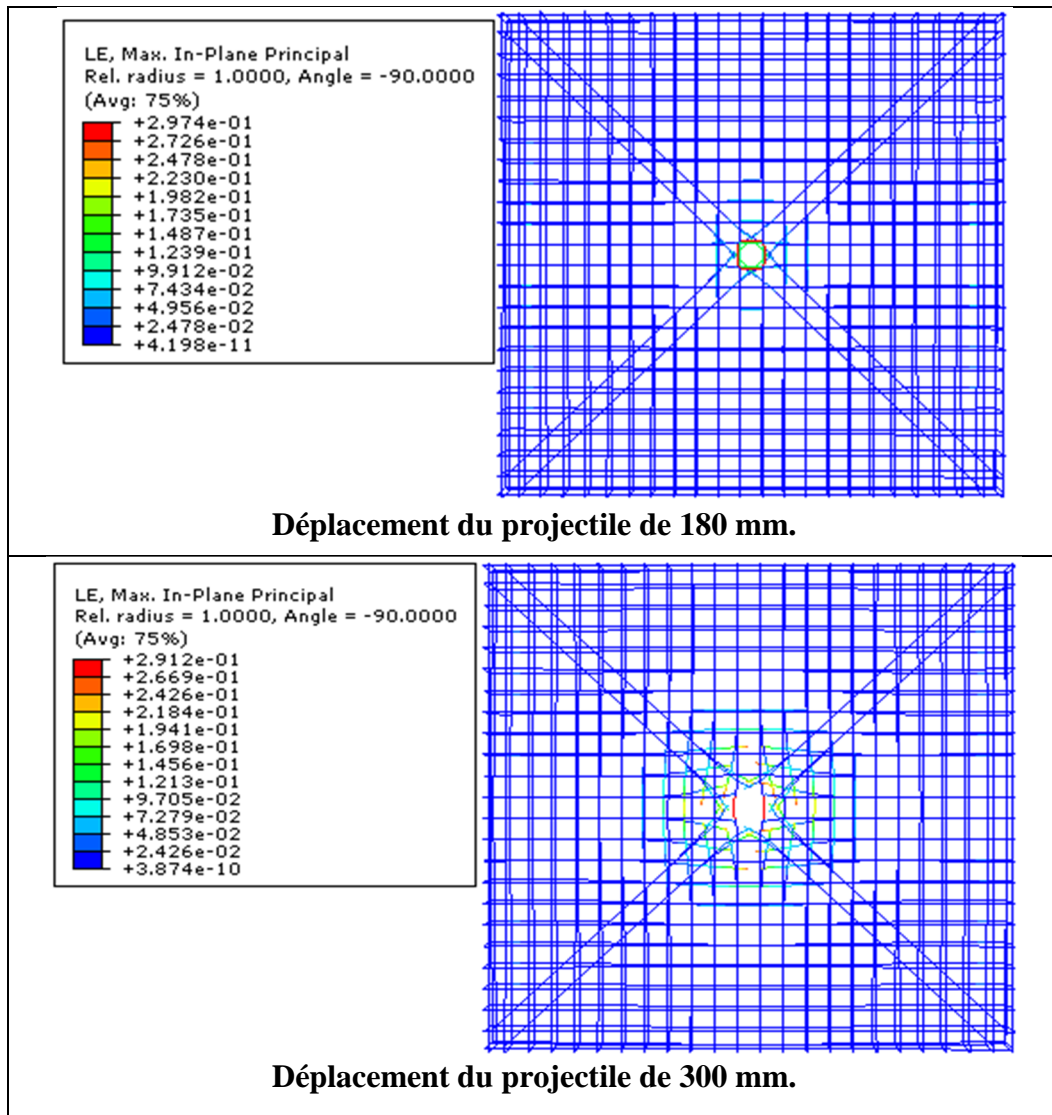


Figure 3.28 : Propagation des déformations dans la dalle du modèle 3 (MCDC).

La propagation des contraintes dans la dalle du modèle 3 (MCDC) est représentée sur la figure 3.29.

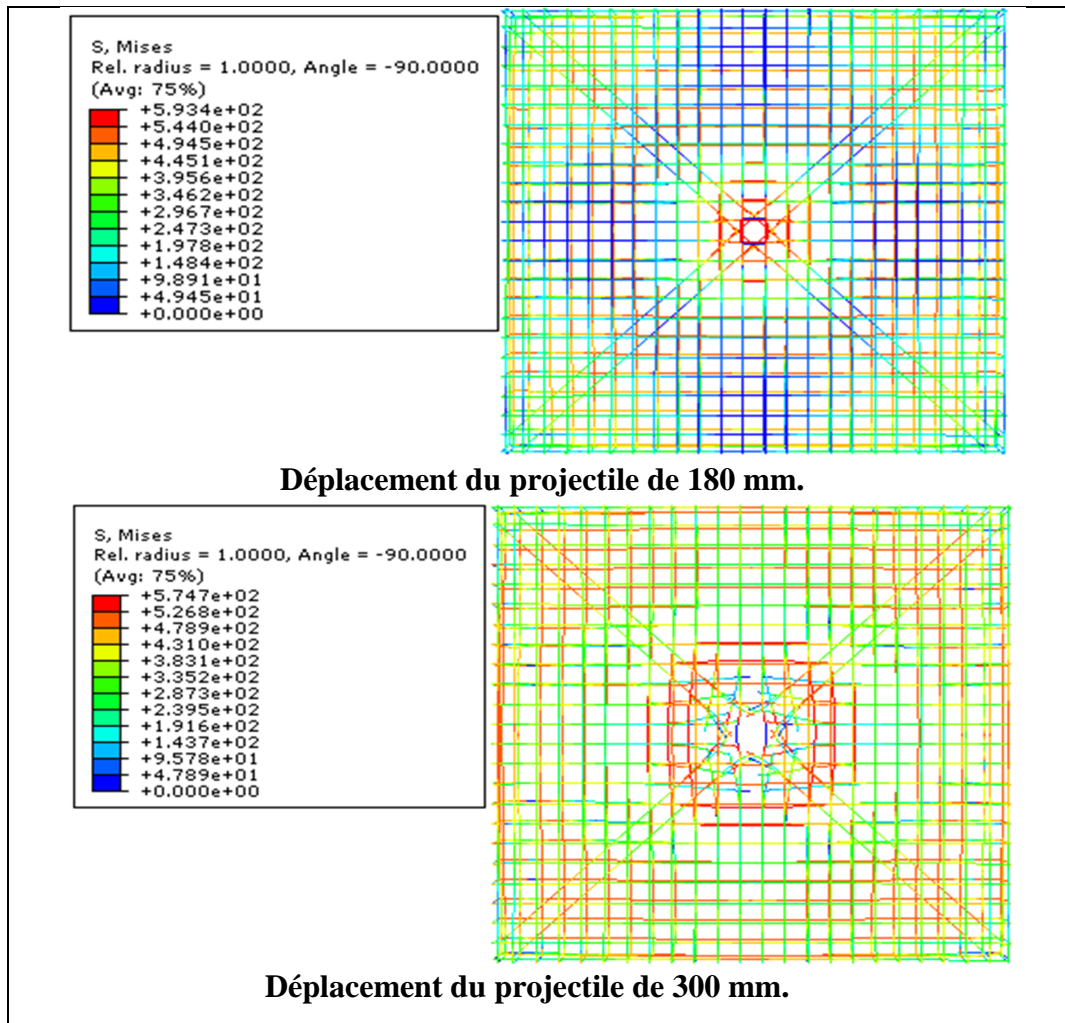


Figure 3.29: Propagation des contraintes dans la dalle du modèle 3 (MCDC).

On constate :

❖ **En termes de déformations**

Les déformations dans les aciers commencent à apparaître au centre de la dalle dès le premier contact entre le projectile et la dalle. Lorsque le projectile est totalement à l'extérieur, les barres qui sont au voisinage du centre sont cisailées pour les trois modèles.

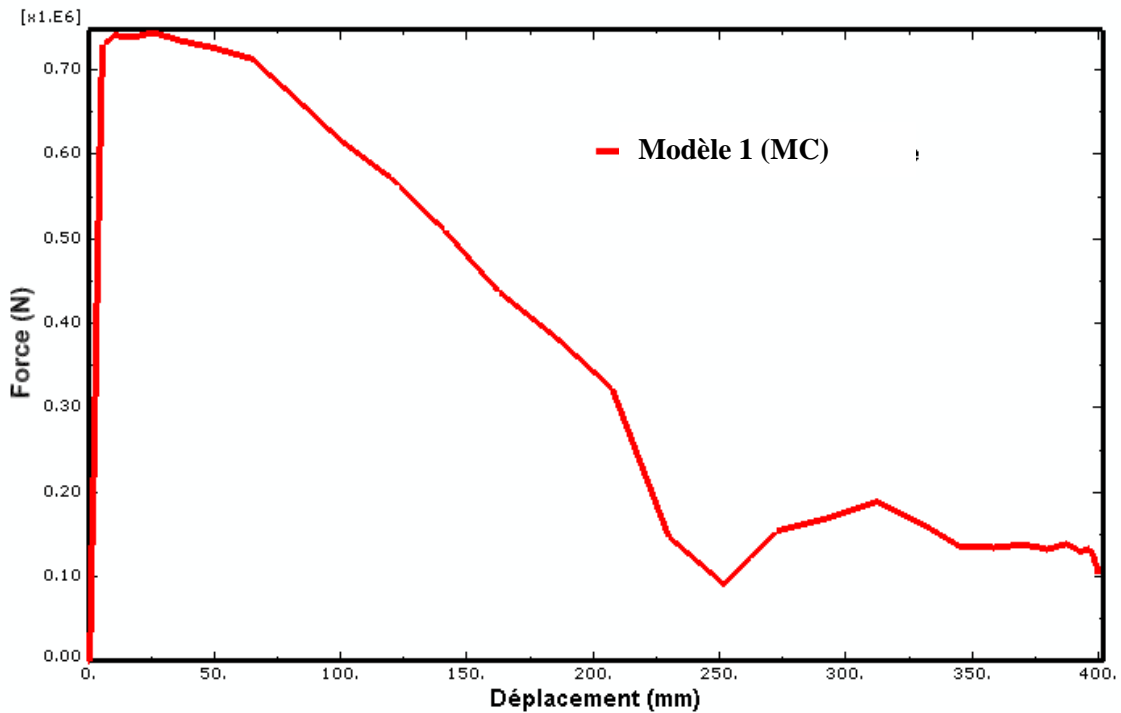
❖ **En termes de contraintes**

On remarque pour les trois modèles, dans un premier temps, les contraintes se concentrent au centre de la dalle. Après la pénétration totale du projectile, les contraintes se propagent vers toute la surface.

### 4.3.3 Courbe de capacité pour les trois modèles

➤ **Modèle 1 (MC)**

La figure 3.30 représente la courbe de capacité du modèle 1 (MC).



**Figure 3.30: Courbe forces - déplacements dans la dalle du modèle 1 (MC).**

Sur la figure 3.30, on constate une augmentation de la force, jusqu'à atteindre une valeur de 740 kN pour un déplacement de projectile de 10mm, et puis l'effort diminue jusqu'à atteindre la valeur de 10 kN pour un déplacement de 250mm. A ce niveau, la dalle est complètement perforée.

#### ➤ **Modèle 2 (MCD)**

La figure 3.31 représente la courbe de capacité dans la dalle du modèle 2 (MCD).

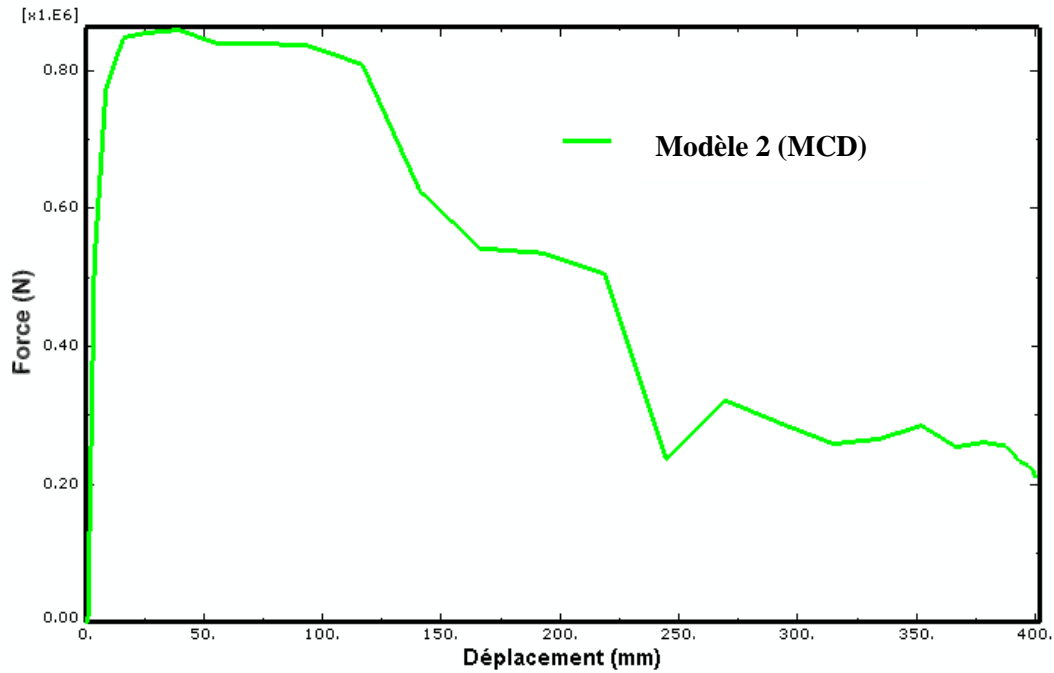


Figure 3.31 : Courbe forces-déplacements pour la dalle du modèle 2 (MCD).

Sur la figure 3.31, on constate une augmentation rapide de l'effort jusqu'à atteindre une valeur de 860 kN pour un déplacement de 15 mm, et par la suite, l'effort diminue jusqu'à ce que le projectile perce complètement la dalle.

#### ➤ Modèle 3 (MCDC)

La figure 3.32 représente la courbe de capacité dans la dalle du modèle 3 (MCDC).

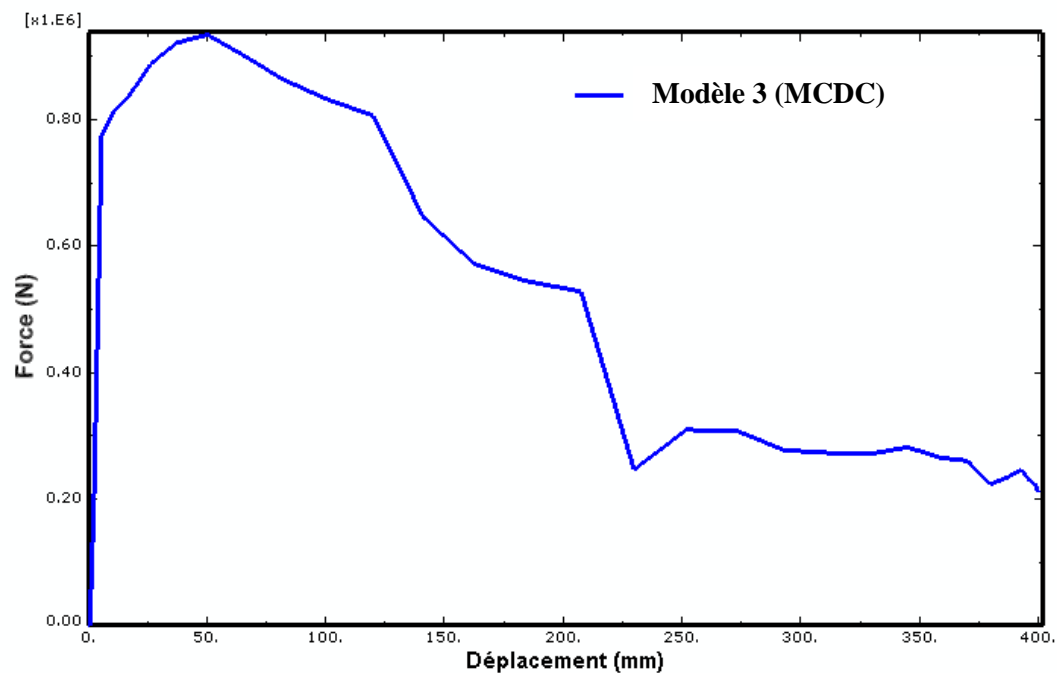


Figure 3.32: Courbe forces-déplacements pour la dalle du modèle 3(MCDC).

Sur la figure 3.32, on constate une augmentation de la force jusqu'à atteindre une valeur de 940 kN pour un déplacement de 50mm.

#### 4.3.4 Interprétation des résultats

La figure 3.33 représente la superposition des trois figures 3.26, 3.27, et 3.28.

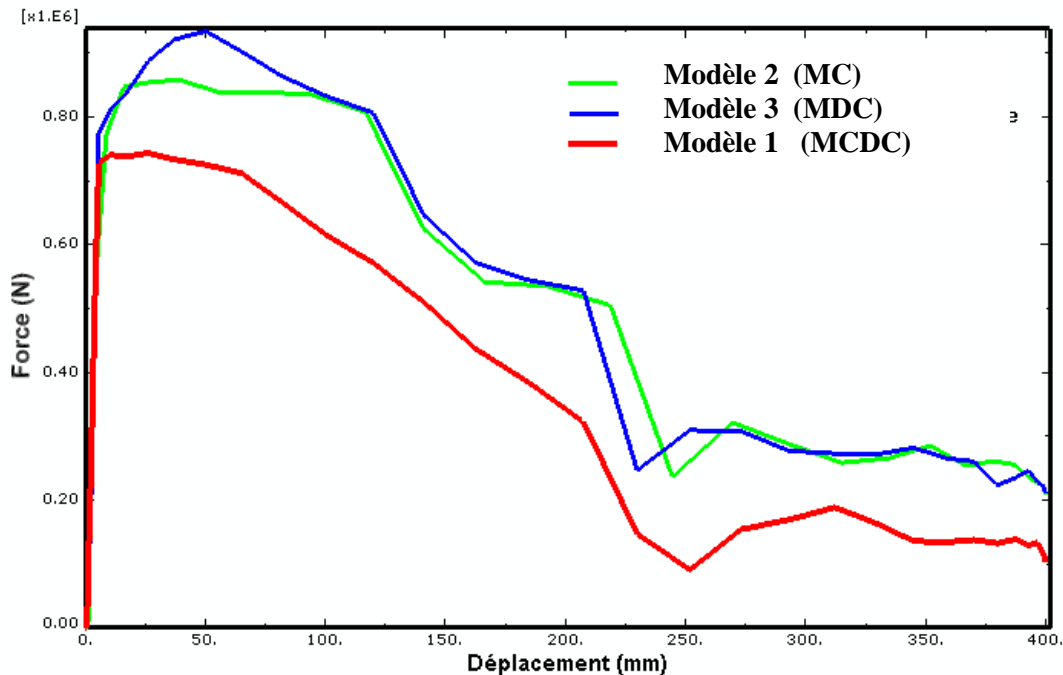


Figure 3.33 : Courbe forces-déplacements dans la dalle pour les trois modèles.

La figure 3.33 montre que la résistance de la dalle varie fortement avec le type de ferrailage adopté. On constate que la dalle avec un ferrailage classique (MC) a une faible résistance, elle atteint 740 kN lorsque le projectile se déplace de 10mm. La dalle renforcée avec des barres diagonales (MCD) atteint une résistance de 840 kN correspondant à un déplacement de 15mm, et finalement la dalle renforcée avec des barres diagonales et un cadre (MCDC) atteint une résistance de 934 kN pour un déplacement de 50mm.

#### Conclusion

Dans la première partie de ce chapitre, une étude paramétrique est faite sur un micro béton "C50". Il s'agit de déterminer certains paramètres du modèle numérique utilisé pour la modélisation du béton. Différents tests ont été simulés sur le logiciel de calcul par éléments finis "Abaqus". Les différents essais ont permis de bien reproduire le comportement du micro béton étudié.

Dans la deuxième partie de ce chapitre, une simulation numérique d'un autre type d'essai est réalisée. Il s'agit d'un essai d'impact sur une dalle en béton armé. Trois modèles de dalles, avec

trois modèles de ferrailages, sont simulés numériquement sur "Abaqus". Nous avons constaté que les dalles renforcées par des armatures présentent une meilleure résistance.



# *Conclusion générale*

Ce projet nous a permis de découvrir l'analyse non linéaire à travers la simulation d'une dalle en béton armé sous impact avec le logiciel de calcul par éléments finis "ABAQUS", et d'acquérir de nombreuses connaissances en ce qui concerne la modélisation numérique.

L'étude porte sur des dalles en béton armé soumises à l'impact de projectiles dur pour évaluer l'influence du renforcement sur résistance à la perforation, afin d'améliorer la performance mécanique des dalles en béton armée sous impact, par rapport au modèle classique de référence.

Le modèle numérique utilisé pour la modélisation du béton est le modèle concret damage plasticity "CDP" d'ABAQUS qui permet de visualiser les dommages et de déterminer le mode de rupture. Par contre, pour les aciers, le modèle numérique utilisé pour la simulation est le modèle élasto-plastique-endommageable de Johnson Cook.

Dans la première partie de ce travail, une étude paramétrique sur un micro béton "C50" est réalisée. Différents tests (essai de compression simple et de traction simple) ont été simulés, afin de voir l'influence des paramètres du modèle "CDP" sur le comportement du béton en compression. Le meilleur jeu de paramètres retenus est le suivant :

- l'angle de dilatation  $\beta = 56^\circ$
- le paramètre  $k = 0.666$
- l'excentricité  $m = 0.1$
- le rapport des contraintes  $f = 2$

Dans le but de valider les paramètres identifiés, deux autres simulations ont été réalisées. Il s'agit d'une application sur une éprouvette en compression simple et d'un essai oedométrique.

Nous avons constaté que les paramètres retenus donnent une réponse très proche des résultats expérimentaux.

Dans la deuxième partie de cette étude, une simulation numérique d'un autre type d'essai est réalisée. Il s'agit d'un essai de perforation d'une dalle en béton armé "essai d'impact" à l'aide d'un projectile dur indéformable. Afin de comparer les effets de l'impact de ce projectile sur la réponse de la dalle en béton armé, trois modèles de ferrailages sont utilisés lors de la simulation numérique :

- **Modèle 1** : Ferrailage classique "MC"
- **Modèle 2** : Ferrailage classique renforcé avec des barres diagonales "MCD"
- **Modèle 3** : Ferrailage classique renforcé avec des barres diagonales et un cadre "MCDC"

## Comparaison entre les différents modèles

### ➤ En termes de dommage

- Pour les trois modèles, on remarque que l'endommagement en traction est très important sur la face arrière de la dalle dès que le projectile pénètre la dalle, ceci est dû au fait que les déformations sont essentielles sur cette face.
- L'endommagement en compression est moins important sur la face frontale. La propagation de l'endommagement commence du centre aux extrémités de la dalle, au fur et à mesure que le projectile pénètre la dalle.
- La propagation de l'endommagement en traction et en compression diminue dans le cas du deuxième modèle (MCD), et diminue encore pour le troisième modèle (MCDC), où la dalle est renforcée par les armatures diagonales et par un cadre.

### ➤ En termes de déformations

- Les déformations dans les aciers commencent à apparaître au centre de la dalle dès le premier contact entre le projectile et la dalle. Lorsque le projectile est totalement à l'extérieur, les barres qui sont au voisinage du centre sont cisailées pour les trois modèles.

### ➤ En termes de contraintes

- On remarque pour les trois modèles, dans un premier temps, les contraintes se concentrent au centre de la dalle. Après la pénétration totale du projectile, les contraintes se propagent vers toute la surface.

➤ **Pour le modèle 1 "MC"** : On remarque que la force augmente dès que le projectile commence à perforer la dalle pour atteindre une valeur de 740 kN pour un déplacement de 10mm, et puis l'effort diminue jusqu'à atteindre la valeur de 10 kN pour un déplacement de 250mm que le projectile atteint, là où il perce complètement la dalle.

➤ **Pour le modèle 2 "MCD"** : On constate une augmentation rapide de l'effort, en fonction du déplacement du projectile, cet effort dépasse la valeur de 860 kN pour un déplacement de 15mm environ, et par la suite l'effort diminue jusqu'à ce que le projectile perce complètement la dalle.

➤ **Pour le modèle 3 "MCDC"** : On constate une augmentation de la force jusqu'à atteindre une valeur de 940 kN pour un déplacement de 50mm.

La résistance de la dalle varie fortement avec le type de ferrailage adopté. On constate que la dalle avec un ferrailage classique (MC) a une faible résistance, elle atteint 740kN lorsque le projectile se déplace de 10mm. La dalle renforcée avec des barres diagonales (MCD) atteint une résistance de 840kN correspondant à un déplacement de 15mm, et finalement la dalle renforcée avec des barres diagonales et un cadre (MCDC) atteint une résistance de 934kN pour un déplacement de 50 mm.

Cette étude nous a permis également de mettre en évidence l'apport du renforcement en termes de contraintes, déformations, de déplacements et de dommage. L'étude comparative entre les différents modèles montre que les dalles renforcées présentent une meilleure résistance.

### **Perspectives**

- Jouer sur la position de l'impact.
- Utiliser plus de paramètres qui prennent en compte plus de phénomènes lors de la simulation, par exemple ceux qui influencent sur la vitesse des déformations (effet visqueux), température ...
- Implémenter un critère de rupture pour le béton et l'acier, afin de reproduire la rupture totale des éléments (supprimer l'érosion des éléments).



# *Références bibliographiques*

- [1] Zukas JA, « Penetration and perforation of solids, Impact Dynamics ». Krieger Publishing Company, (1992).
- [2] TRAN The Truyen, «Contribution à l'étude du comportement mécanique et hydromécanique du béton», thèse de doctorat (2009).
- [3] Jessica ROUSSEAU, «Modélisation numérique du comportement dynamique de structures sous impact sévère avec un couplage éléments discrets / éléments finis» thèse de doctorat (2009).
- [4] ROSSI, « fissuration du béton: du matériau à la structure », Application de la mécanique de la rupture ».Rapport de recherche LPC n° 150 (1988).
- [5] BARON & al, « Le béton hydraulique. Connaissance et pratique », Presses de l'école nationale des ponts et chaussées, Paris (1982).
- [6] RAMTANI, « Contribution à lamodélisation ducomportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère uniaxial », thèse de doctorat (1990).
- [7] CHEN W.F, « Plasticity in reinforced concrete». New York: McGraw-Hill Bookstore, 465p,(1982).
- [8] TERRIEN. M, « Emission acoustique et comportement mécanique post-critique d'un béton sollicité en traction, Bulletin de liaison Ponts et Chaussées » N° 105, pp.65- 72, (1980).
- [9] GERARD. B, « Contribution des couplages mécanique-chimie-transfert dans la tenue à long terme des ouvrages de stockage de déchets radioactifs » Thèse de doctorat, ENS Cachan, (1996).
- [10] KARIHALOO. B, « Fracture mechanics and structural concrete », Longman Scientific & Technical New York, Wiley, (1995).
- [11] REINHARDT. H. W, JOOS. M, « Permeability and self-healing of cracked concrete as a function of temperature and crack width», *Cement and Concrete Research* 33, (2003).
- [12] BURLION N, SKOCZYLAS F, DU BOIS: « Induced anisotropic permeability due to drying of concrete» , *Cement and Concrete Research* 33, (2003).
- [13] Xuan Dung VU, «Vulnérabilité des ouvrages en béton sous impact : Caractérisation, modélisation, et validation», thèse de doctorat (2013).
- [14] Bischoff, P. & Perry, S., «Compressive behaviour of concrete at high strain rates, s.l. »: *Materials and Structures*, 24, p. 425-450, (1991).

- [15] Rossi, P., « A physical phenomenon which can explain the mechanical behaviour of concrete under high strain rates », s.l.: Materials and Structures, Volume 24, Issue 6, pp 422-424, (1991).
- [16] Lin, G. & Yan, D., « Strain-Rate Sensitivity of Concrete: Influence of Moisture Content », s.l.: Key Engineering Materials Vols, 326-328, pp 1661-1664 (2006).
- [17] Hopkinson, B., « A Method of Measuring the Pressure Produced in the Detonation of High Explosives or by the Impact of Bullets », s.l.: Philos. Trans. R. Soc. (London) A, 213, pp. 437-456 (1914).
- [18] Toulemonde, F., « Résistance au choc des structures en béton : du comportement du matériau au calcul des ouvrages », s.l.: Thèse de doctorat, LCPC, Paris (1994).
- [19] Rossi, P., « Strain rate effects in concrete structures : the LCPC experience, s.l.: Materials and Structures/Matériaux et Constructions », pp 54-62 (1997).
- [20] HAMMAR Rabah, « Etude de la réponse des éléments bidimensionnels en béton armé sous l'action des charges monotones en tenant compte de l'effet d'engrènement et de la densité du maillage » thèse de magister (2011).
- [21] MANFRED A.HIRT, « Construction métallique : notion fondamentale et méthodes de dimensionnements ».
- [22] DOMINGUEZ, N. « Etude de la liaison Acier-Béton : De la modélisation du phénomène à la formulation d'un élément enrichi 'béton armé' ». Thèse de doctorat, Ecole Normale Supérieure de Cachan (2005).
- [23] KILIC, A., YASAR, E. et ATIS, C. D. « Effect of a bar shape on the pull-out capacity of fully-grouted rockbolts. Tunneling and Underground Space Technology, 18(1):1-6 (2003).
- [24] SOH, C. K., CHIEW, S. P. et DONG, Y. X. "Damage model for concrete-steel interface" Journal of Engineering Mechanics, 125(8):979-982(1999).
- [25] Eibl, J, "Soft and Hard Impact. Concrete for Hazard Protection", Edinburgh, UK: s.n (1987).
- [26] CEB, "Concrete structures under impact and impulsive loading", Lausanne, Switzerland: s.n (1988).

- [27] Brossard, J, « Mécanique générale - Dynamique : théorie classique du choc », s.l.: Techniques de l'ingénieur, Dossier A1668 (1997).
- [28] Sugano, T. et al., "Full-scale aircraft impact test for evaluation of impact force", s.l.: Nuclear Engineering and Design, vol. 140, n°3, p. 373-385 (1993).
- [29] Kœchlin, P. & Potapov, S, Classification of soft and hard impacts-Application to aircraft crash, s.l.: Nuclear Engineering and Design 239 (2009).
- [30] Li, Q., Reid, S., Wen, H. & Telford, A., 2005. "Local impact effects of hard missiles on concrete targets", s.l.: International Journal of Impact Engineering 32 /224– 284 (2005).
- [31] Kennedy, R., "A review of procedures for the analysis and design of concrete structures to resist missile impact effects", s.l.: Nuclear Engineering and Design; 37:183– 203 (1976).
- [32] Alderson M.A.H.G., Davis I.L., Bartley R., O'Brien T.P. –"Reinforced concrete behaviour due to missile impact", Proc. 4th SMiRT, San Francisco, (1977), J7/7.
- [33] Jonas, W. et al, "Kinetische Grenztragfähigkeit von Stahlbetonplatten", RS 165, Schlussbericht (Rapport final), s.l.: IV. Technischer Bericht, Hochtief AG (1982).
- [34] KACHANOV., "Time of rupture process under creep conditions", Tzv. Nauk. SSR OTd, n°8, (1958).
- [35] RABOTNOV Y. N., "Creep Problems in Structural Members", Leckie, F. A. (Ed.), North Holland, Amsterdam (1969).
- [36] HILLERBORG. A, MODÉER. M, PETERSSON. P.E: "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements", Cement and Concrete Research 6, (1976).
- [37] BAZANT. Z. P, OS, "Crack band theory for fracture of concrete", Material & Structures (*RILEM*), 16, (1983).
- [38] MAZARS J, "Application de la mécanique de l'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure" Thèse de Doctorat d'Etat, Université Paris6 (1984).
- [39] LEMAITRE. J: A course on damage mechanics, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, (1992).

- [40] JIRASEK, M. "Modeling of localized inelastic deformation". *In Short Course at the Czech Technical University*, Prague, République Tchèque (2004).
- [41] SIMO AND J.JU, "Strain and stress-based continuum damage model I-formulation". *Int. J. Solid's struct*, pp 23, 821-840 (1987)
- [42] Voyiadjis, G., Taqieddin, Z. & Kattan, P, "Anisotropic damage-plasticity model for concrete", s.l.: *International Journal of Plasticity*, Vol. 24, 1946-1965 (2008).
- [43] Jason, L., Huerta, A., Pijaudier-Cabot, G. & Ghavamian, S. "An elastic plastic damage formulation for concrete: Application to elementary tests and comparison with an isotropic damage model", s.l.: *Comput. Methods Appl. Mech. Engrg.* 195, 7077– 7092, (2006)
- [44] Burlion, N., Gatuingt, F., Pijaudier-Cabot, G. & Daudeville, L, "Compaction and tensile damage in concrete: constitutive modelling and application to dynamics", s.l.: *Comput. Methods Appl. Engrg.* 183, 291 -308 (1998).
- [45] Gurson, A, "Continuum theory of ductile rupture by void nucleation and growth: Part I- Yield criteria and flow rules for porous ductile media", s.l.: *Engrg. Materials and Technology* 99, 2-15 (1977).
- [46] Needleman, A. & Tvergaard, V, "An analysis of ductile rupture in notch bars", s.l.: *J. Mech. Phys. Solids* 32, 461 – 490 (1984).
- [47] BAZANT. Z. P, OS: "Crack band theory for fracture of concrete, *Material & Structures*" (RILEM), 16, (1983).
- [48] JIRASEK. M, ZIMMERMANN. T: "Embedded crack model". Part II, *Int. J. Numer. Meth* 50, (2001).
- [49] HILL, R., "The mathematical theory of plasticity", Clarendon Press Oxford (1950).
- [50] SIMO, J.C. & HUGHES, T.J.R , "Computational inelasticity" Springer-Verlag, New York (1998).
- [51] HSIEH S.S., TING E.C. et CHEN W.F , "A plastic fracture model for concrete", *Int. J. Solids structure* Vol .18 n°3 (1982).
- [52] ANDRIEU E , "Plasticité et viscoplasticité macro et microscopique", Mai 2007.

- [53] Ragueneau, F. & Gatuingt, F. “Inelastic behavior modelling of concrete in low and high strain rate dynamics”, s.l.: Computers and Structures, Vol. 81, 1287–1300 (2003).
- [54] ABAQUS, "Theory manuel", Versio. 4.8, Hibbit, Karlson et Sorensen, Version 6.14.
- [55] David HABOUSSA, « Choix du comportement élasto-(visco)-plastique ». Document diffusé sous licence GNU FDL (2013).
- [56] LUBLINER. J, OLIVIER. J, OLLER. S, ONATE. E: “A plastic-damage model for concrete, Int. J. Solids structures”, Vol. 25, N° 3, (1989).
- [57] Kupfer H., Hilsdorf H.,K., Rusch H., “Behavior of concrete under biaxial stresses”, ACI Journal, 65, 8, 656-666 (1979).
- [58] LAROCHE yohnan & NARCISSE julien polytech'tours-2011/2012 rapport :Projet de fin d'étude simulation de l'usinage avec ABAQUS (2012).
- [59] Johnson, J. & Cook, W, “Fracture characteristics of three metals subjected to various strains, strain rates, temperatures and pressures”, s.l.: Engineering Fracture Mechanics 21, 31 -48 (1985).
- [60] Jankowiak I., Kąkol W., Madaj A, “Identification of a continuous composite beam numerical model, based on experimental tests”, 7th Conference on Composite Structures, Zielona Góra, pp. 163–178 (2005).

# *ANNEXES*

## ANNEXE A

### 1. Les tests expérimentaux

Les tests de laboratoire, qui sont nécessaires pour le processus d'identification des paramètres constitutifs du modèle « CDP » sont :

#### 1.1. Le test de compression simple

Les échantillons testés ont une forme cylindrique, les éprouvettes ont 14 cm de hauteur et 7 cm de diamètre. Dans ce test, l'appareil utilisé est la presse servohydraulique Schenck, d'une capacité de 1MN entièrement asservie de manière hydraulique, capable de développer des déplacements du vérin axial avec une vitesse inférieure à 20 mm/s. L'appareil est montré sur la figure 1.

La vitesse de déplacement adopté pour les essais de compression simple est de  $1,19\mu\text{m/s}$ . Dans la phase élastique du béton testé, cette vitesse correspond à une vitesse de  $0,173\text{MPa/s}$ . Cette faible vitesse permet de garantir la réalisation d'essais dits quasi-statiques ainsi qu'une bonne appréhension du comportement post-pic. [13].



a)

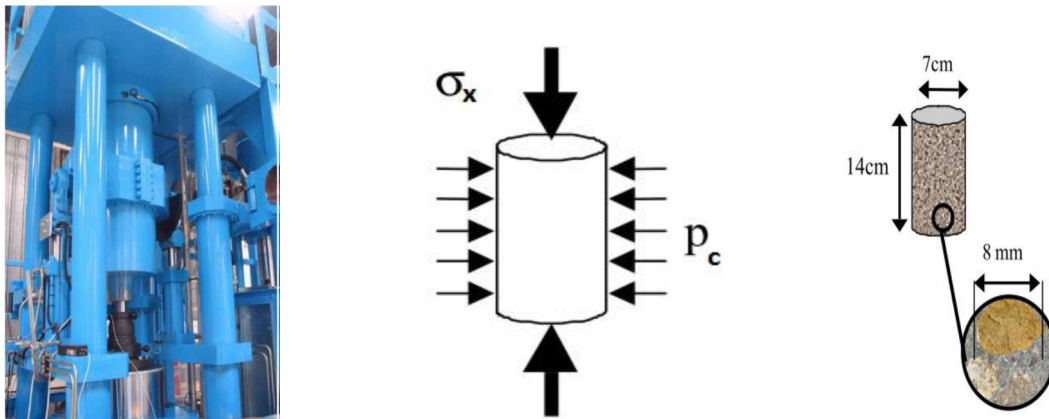
b)

**Figure 1: a) Vue d'ensemble de la press Schenck. b) Echantillon instrumenté, centré sur le plateau de la press Schenck.**

## 1.2. Le test triaxial

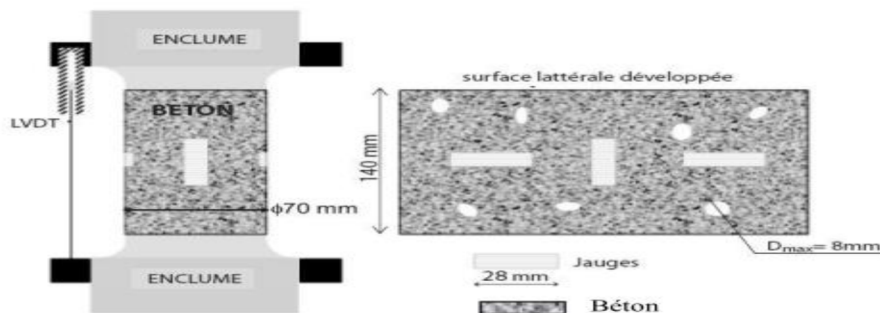
Les tests triaxiaux sont réalisés à l'aide d'une presse (GIGA), conçue pour l'étude du comportement du béton sous fort confinement. Les éprouvettes de béton cylindrique ont un diamètre de 7cm et une hauteur de 14 cm.

La pression de confinement peut atteindre 0.85 GPa et une contrainte axiale de 2.3 GPa. (Figure 2).



**Figure A2 : a) Vue générale de la Presse GiGa, b) Principales spécificités de Giga en termes de sollicitations, c) Dimensions de l'échantillon.**

Les échantillons de béton sont instrumentés par des jauges d'extensométrie, placées selon la direction axiale et circonférentielle qui permettent de mesurer les déformations de la partie centrale à mi-hauteur de l'échantillon. Un capteur de déplacement LVDT est utilisé afin de mesurer la déformation axiale moyenne de l'échantillon (Figure 3).



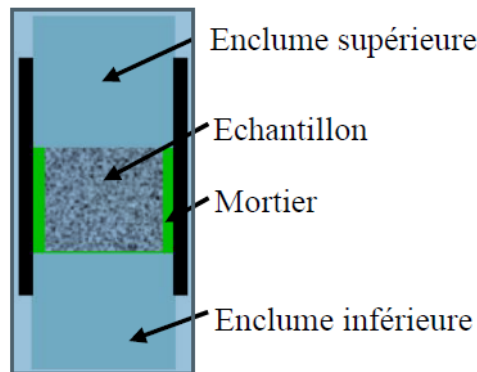
**Figure 3 : Positionnement du LVDT et des jauges sur l'échantillon**

## 1.3. Test œdométrique

Les essais œdométriques permettent d'évaluer le comportement du béton pour un autre type de chemin de chargement. De plus, lors d'un impact ce trajet est assez proche de celui qui se produit sous le projectile sur la face avant du béton. Le principe de l'essai œdométrique est d'imposer une déformation axiale de l'échantillon en gardant le diamètre de l'échantillon

constant pendant l'essai. Cette condition est réalisée à l'aide d'un asservissement hydraulique lié à la mesure de déformation latérale de l'échantillon.

Dans ce type de test, l'échantillon est placé dans une chemise métallique (Figure 4) La mesure directe de la déformation axiale par des jauges comme dans le test triaxial est donc impossible. Par conséquent, la mesure de la déformation axiale de l'échantillon est réalisée à l'aide du capteur LVDT du verin principal [13].

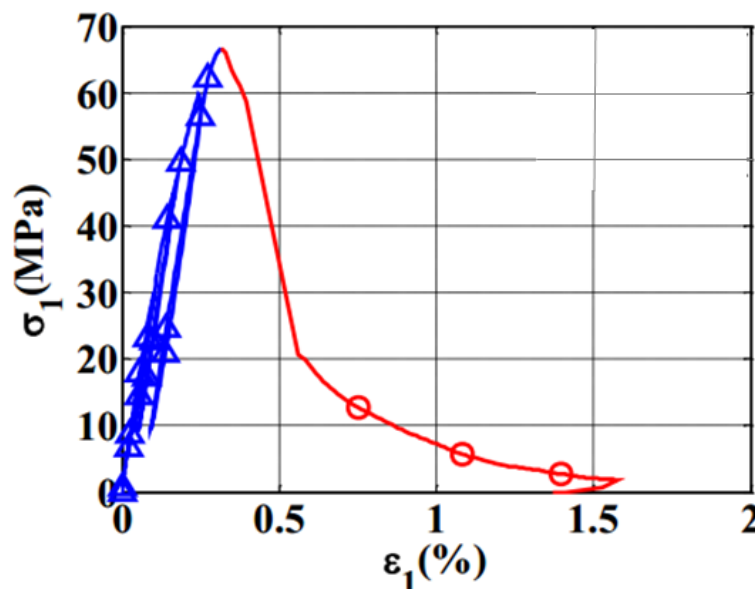


**Figure 4 : Echantillon positionné dans la chemise avant le test oedométrique.**

## 2. Les résultats expérimentaux

Les courbes obtenues expérimentalement pour ces essais, de compression uniaxiale et de traction uniaxiale ainsi que celle de l'essai triaxial sont présentées sur les figures 5 (a, b, c et d).

Par la suite on aura à identifier tous les paramètres qui permettent de reproduire le même comportement du béton utilisé lors de leur expérimentation.



**Figure 5 : a) Essai de compression uniaxiale du béton de classe C50 - Courbe expérimentale.**

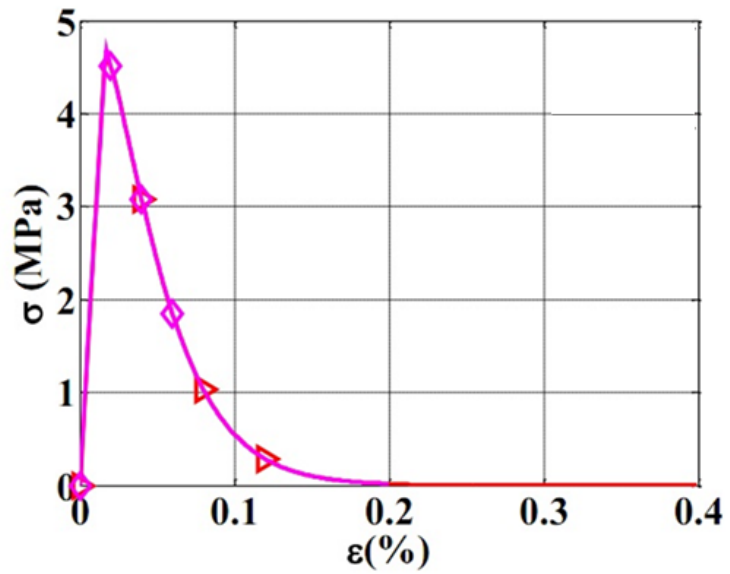


Figure 5 : b) Essai de traction uniaxial du béton de classe C50 - Courbe expérimentale.

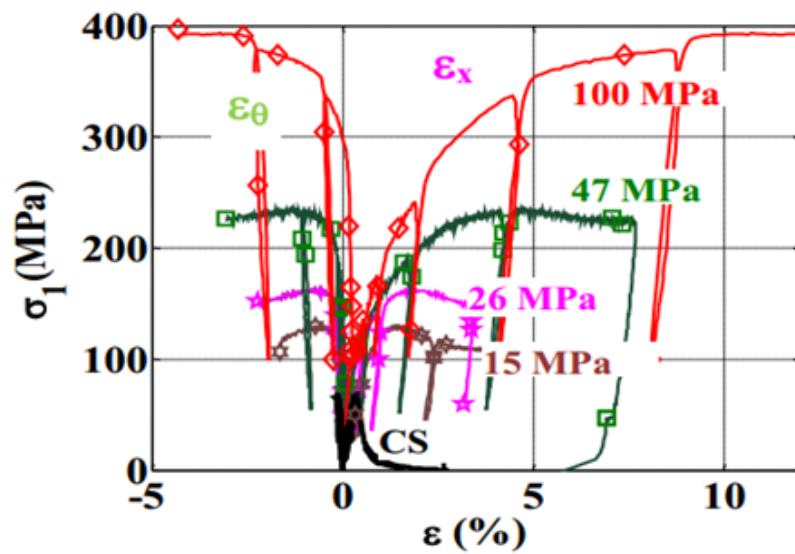


Figure 5 : c) comportement triaxial du béton de classe C50- Courbe expérimentale.

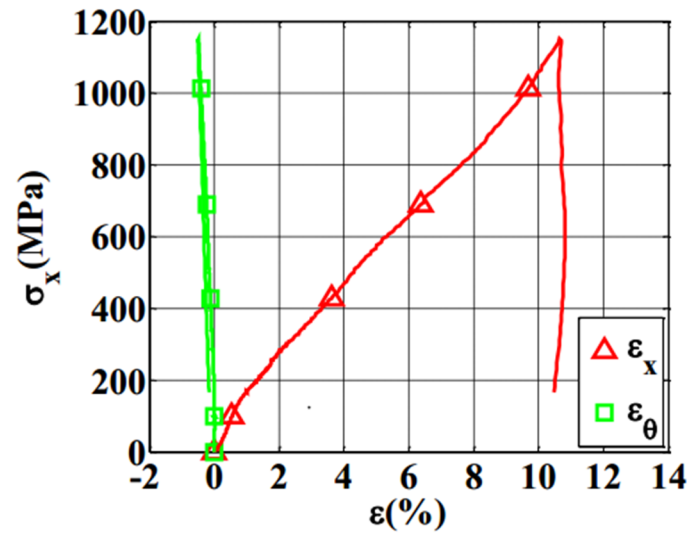


Figure 5 : d) Essai œdométrique du béton C50 – Courbe expérimentale.

## ANNEXE B

### Les valeurs des quatre paramètres du modèle « CDP » pour un béton classique

- Le paramètre  $k$  :

La valeur 0,666 est accepté pour  $k$ , car nous n'avons pas les résultats complets des tests triaxiaux de béton. Le modèle CDP recommande d'assumer la valeur  $k = 2/3$ .

- Le rapport  $f$

$f = \frac{f_{b0}}{f_c}$  : est le rapport entre la résistance à la compression du béton sous chargement biaxial et la résistance sous chargement uniaxial représenté dans la courbe de Kupfer.

La courbe de Kupfer est nécessaire pour définir ce rapport, cependant, cette courbe n'est pas disponible. Le manuel d'utilisateur d'ABAQUS spécifie par défaut  $f = 1,16$ .

- L'excentricité  $m$  :

L'excentricité  $m$  peut être calculée comme un rapport de résistance à la traction et la résistance à la compression [60]. Le modèle CDP recommande à supposer  $m = 0,1$ .

- L'angle de dilatation  $\beta$  :

Cet angle est interprété comme un angle de frottement interne du béton. Dans les simulations, sa valeur est  $\beta = 36^\circ$  ou  $\beta = 40^\circ$ .

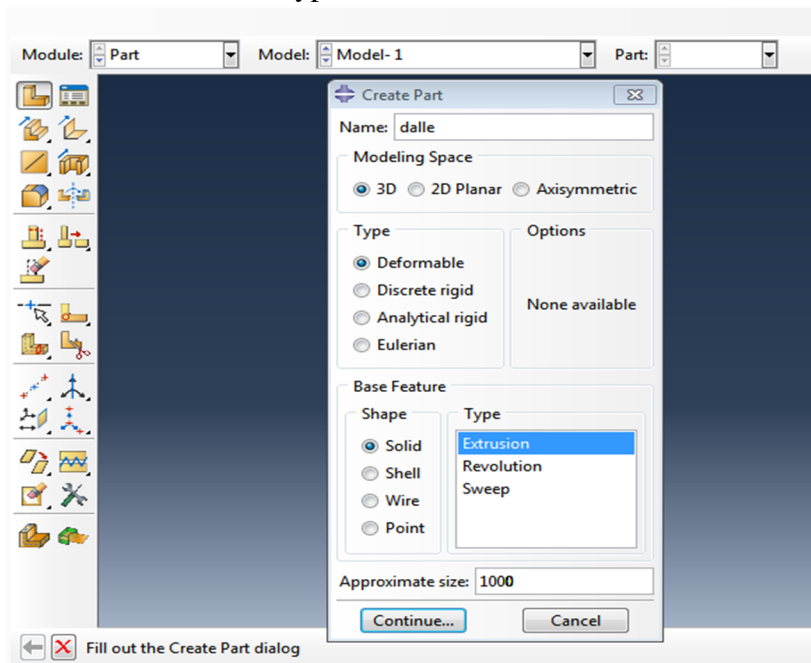
## ANNEXE C

**Simulation d'une dalle en béton armé soumise à l'impact**


Pour procéder à la simulation de cette dalle, il est nécessaire de passer par les étapes suivantes :

**Création du modèle****1. Création de la dalle**

❖ On se met dans le module **part** comme le montre la figure suivante, et on crée un objet solide, déformable en type **extrusion**, et une taille de 1000mm que l'on nomme **dalle**.



**Figure 1 : Illustration de la première étape de la création de la dalle.**

❖ Créer le profil de notre dalle, en cliquant sur l'onglet  ; puis insérer les coordonnées de la dalle

❖ En bas de l'écran on clique sur **Done** et la boîte de dialogue **Edit base extrusion** apparaîtra (figure4), là ou en va introduire l'épaisseur; dans le champ **Depth**, insérer l'épaisseur et valider.

❖ La dalle est ainsi créée comme montré sur la figure (2) :

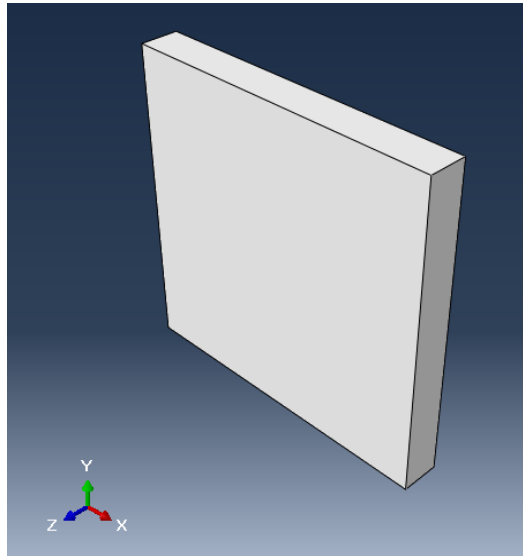


Figure 2 : la dalle créée.

## 2. Création des armatures

❖ Pour créer les armatures en **HA10**, On se met comme précédemment dans le module **part**, on crée un objet **déformable** en **3D**, et on le nomme **armature** (figure 3)

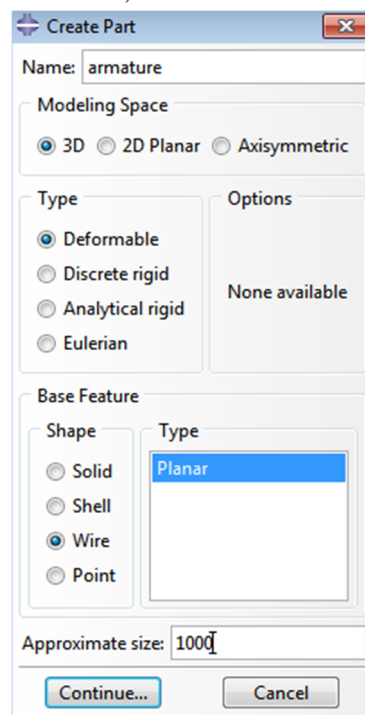




Figure 3: Création d'armature.

❖ Dessiner les barres par paire (figure 4), en cliquant sur  ; introduire les coordonnées, puis appuyer sur l'icône  pour sortir de la boîte de dialogue.

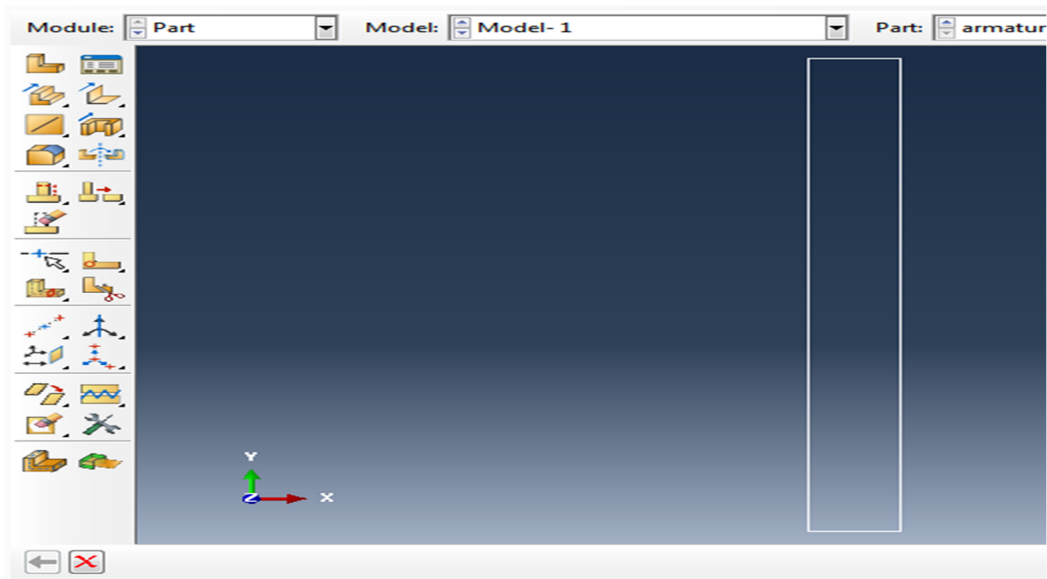


Figure 4 : Représentation de la barre.

### 3. Création du projectile

- ❖ On clique sur l'icône **create parte**, et on crée un objet en **3D**, de type **Analytical rigid** et en base **Revolved shell** (Figure5).

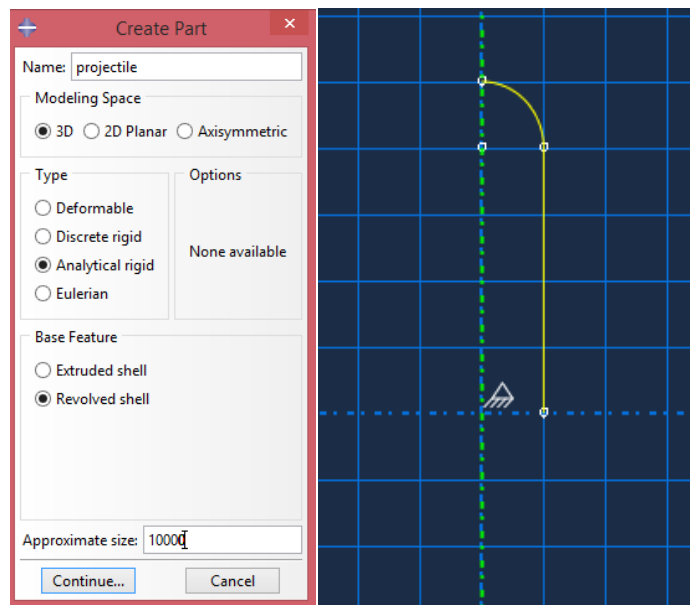


Figure 5 : Illustration de la création du projectile.

- ❖ Lorsque nous créons un objet rigide, il est nécessaire de créer un point de référence sur lequel seront appliquées les conditions aux limites ou les chargements. On clique sur **Tools** ⇒ **Reference point** ⇒ et on sélectionne un point de référence qui représentera tout l'objet par la suite (Figure 6).

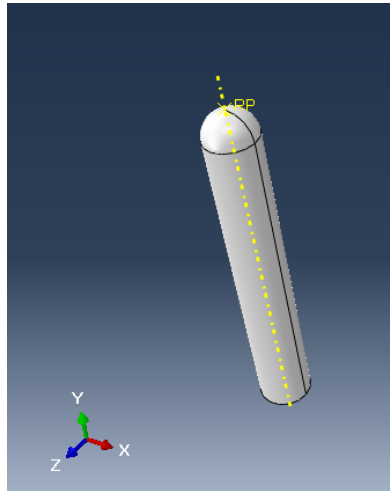


Figure 6 : Création du projectile et son point de référence.

### Création des matériaux

On doit introduire les données sur tous les matériaux utilisés pour chaque objets créés, car Abaqus ne les contient pas.

#### Matériau béton

- ❖ On se met dans le module **property**, et on introduit le module de Young, le coefficient de Poisson et la densité volumique, c'est le domaine élastique du béton. (figure 7)

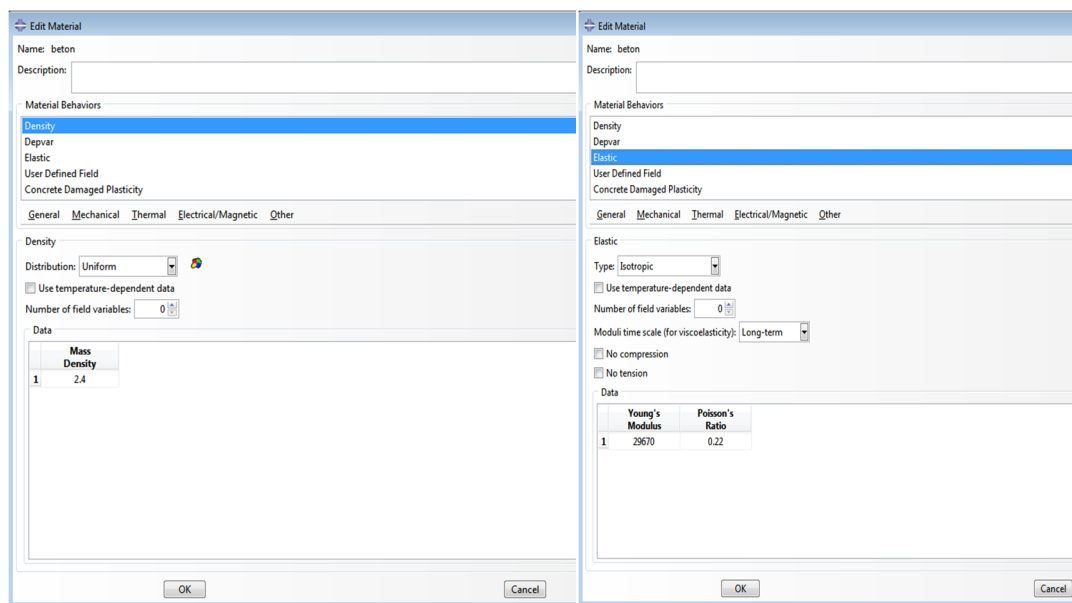


Figure 7 : Création du matériau

- ❖ Pour tenir compte du comportement du béton au-delà du domaine élastique c-à-d domaine plastique, on suit les étapes suivantes (figure 8).

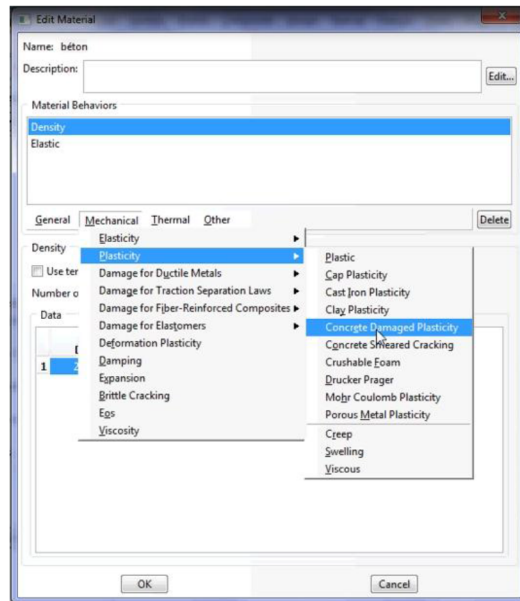


Figure 8 : Introduction des lois de comportement du béton.

### Matériau acier

- ❖ On se met dans le module **property**, et on introduit le module de Young, le coefficient de Poisson (Figure9)

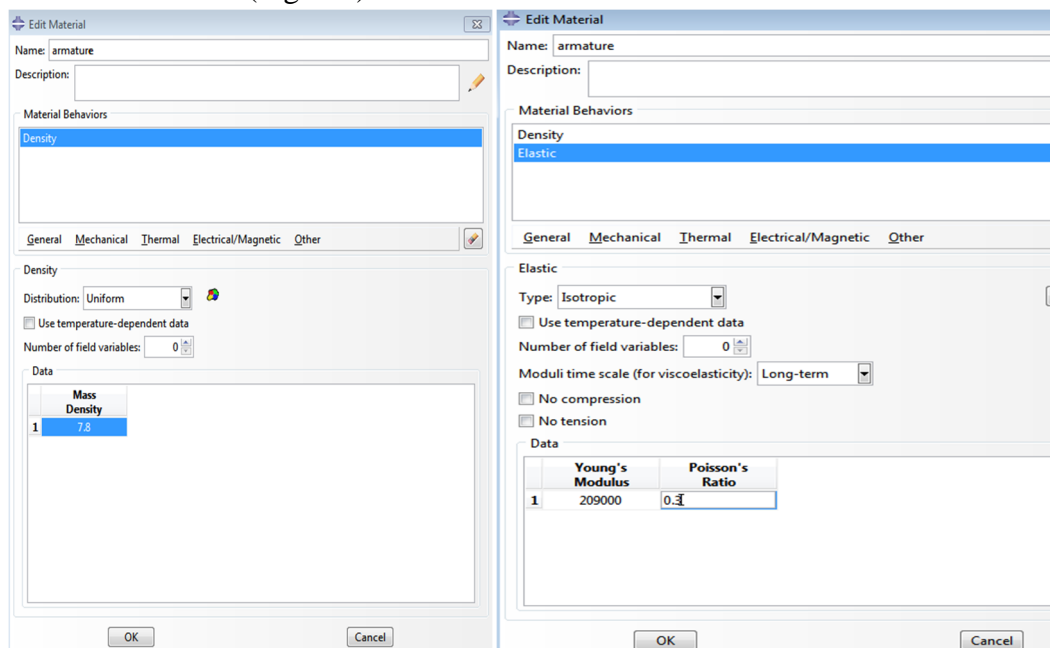



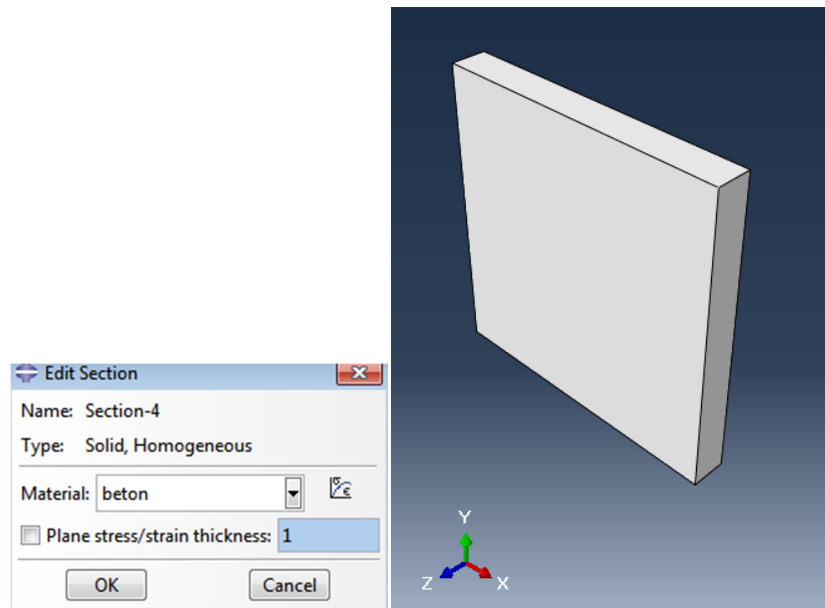
Figure 9 : Création du matériau

- ❖ Et on introduit aussi les paramètres élasto-plastique-endommageable de johnson cook.

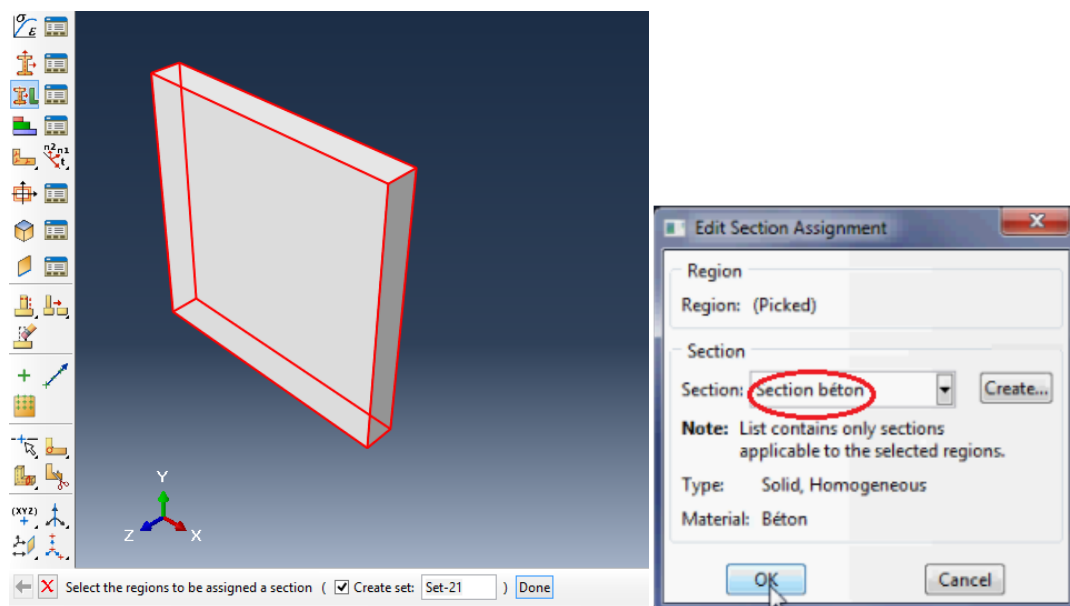
### Affecter les sections

#### Béton

- On clique sur l'onglet  (Figure 10), et affecter la section a la dalle (Figure 11)



**Figure 10 : Affichage de la dalle**



**Figure 11 : Affectation de la section.**

- Après avoir sélectionné La dalle et lui affecter ses propriétés, elle s'affichera en vert (Figure12).

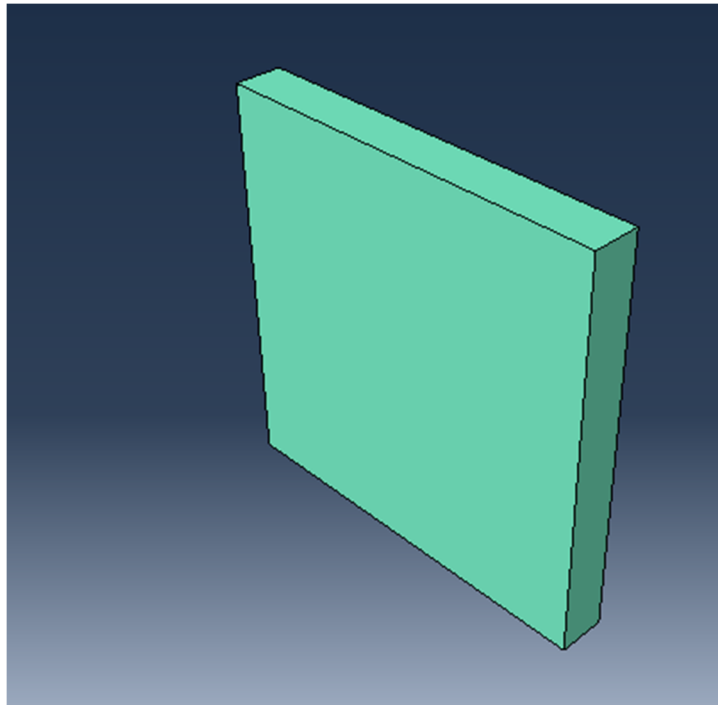



Figure 12: La dalle en béton.

❖ Acier

➤ On clique sur l'onglet  pour créer la section des armatures, comme illustrée sur la figure 13.

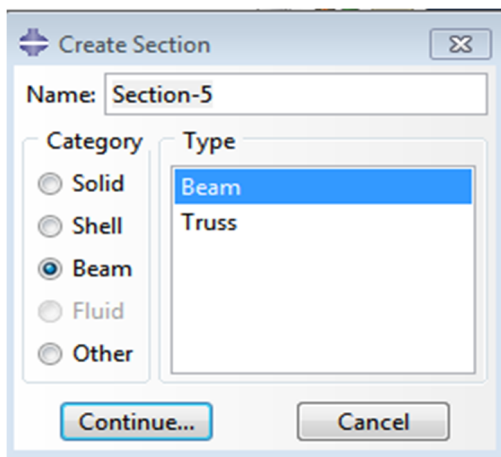


Figure 13 : Création des sections d'armatures.

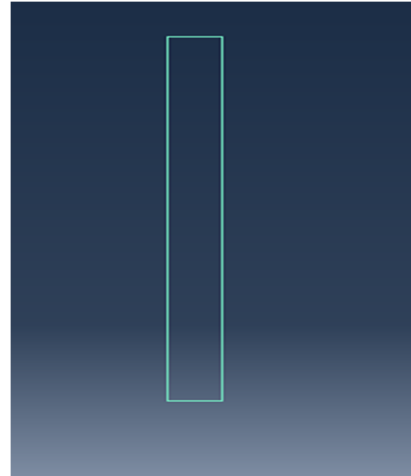


Figure 14: Armatures en acier.

### Assembler le modèle

❖ Pour l'assemblage, on se met dans le module **Assembly** (Figure 15).

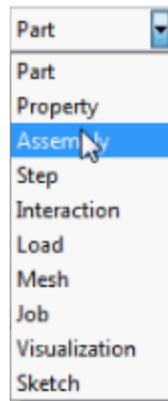


Figure 15: Assemblage du modèle.

### Assemblage de la dalle avec le projectile

- ❖ On crée un point d'assemblage « **datum** » au centre de la dalle (Figure 16)

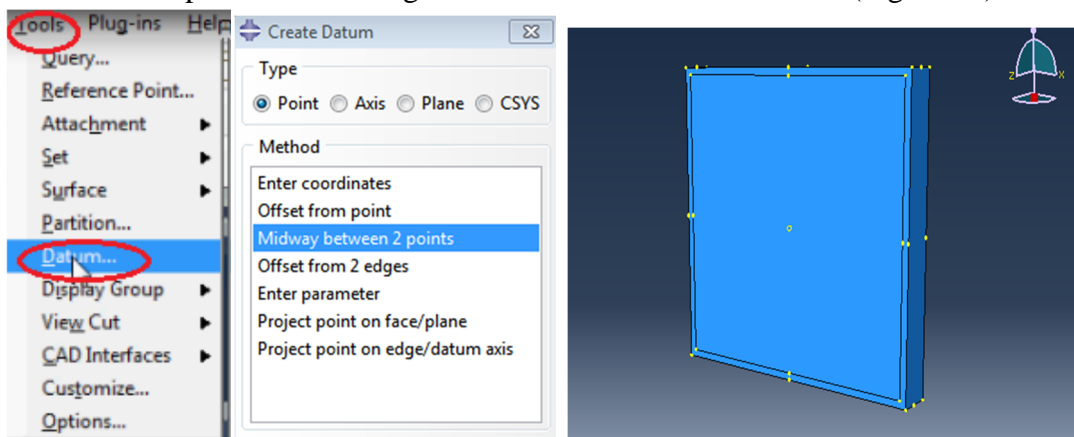



Figure16 : Création du point datum.

- ❖ On clique sur l'onglet  pour translater le projectile, on sélectionne le point de référence du projectile puis le point **datum** créé au centre de la dalle (Figure 17).

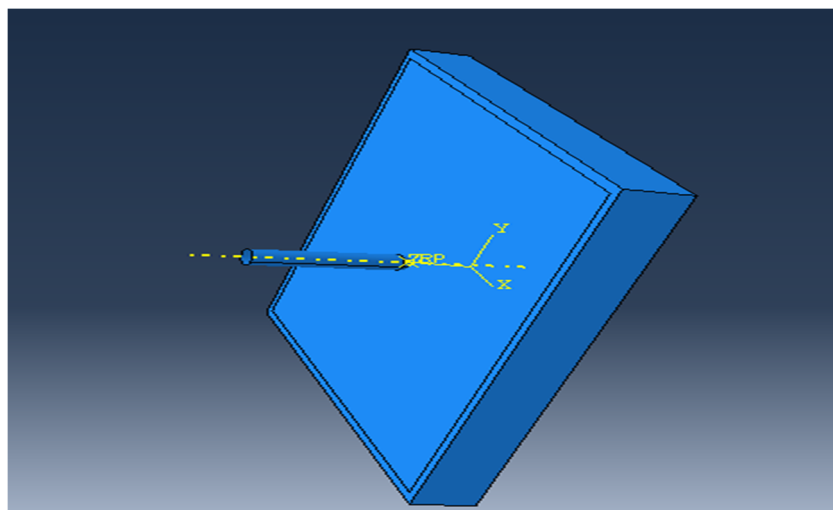


Figure 17: Les étapes de l'assemblage.

### Assemblage des armatures avec la dalle

- ❖ On crée des points **datum** sur la dalle, là où les armatures doivent se mettre, horizontalement et verticalement (Figure 18), et on crée les instances des barres, puis on les dispose une par une, en traduisant les barres verticales, les barres horizontales doivent être traduites puis rotationnées. (Figure 19).

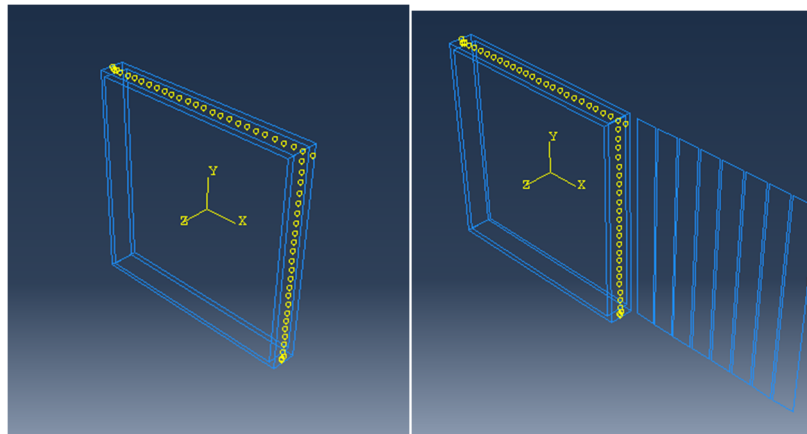


Figure 19 : Création des points d'assemblage « datum ».

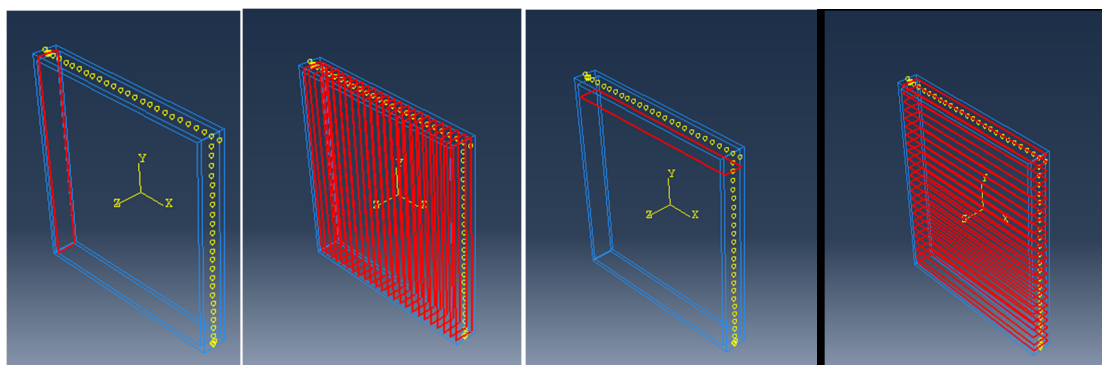


Figure 20 : Translation des armatures.

- ❖ A la fin, on aura donc une dalle ferrillée (Figure 21).

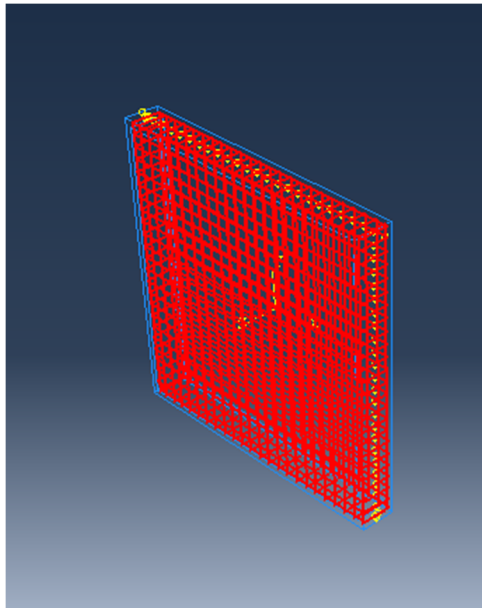



Figure 21: Dalle ferraillée.

### Définir les pas d'analyse

- On se met dans le module **step**, Cliquer sur l'onglet  ; la fenêtre **create step** apparaîtra (Figure 26).

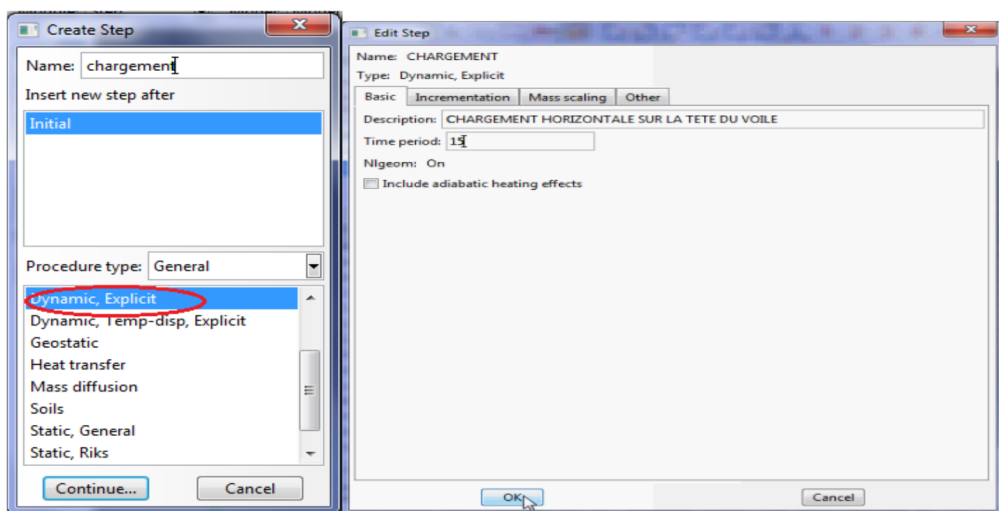


Figure 21 : Création des pas d'analyse.

- Pour choisir les variables de sortie de l'analyse, on clique sur **Output** ⇒ **Field output Manager** ⇒ **Edit**, on sélectionne celles dont on a besoin (Figure 22).

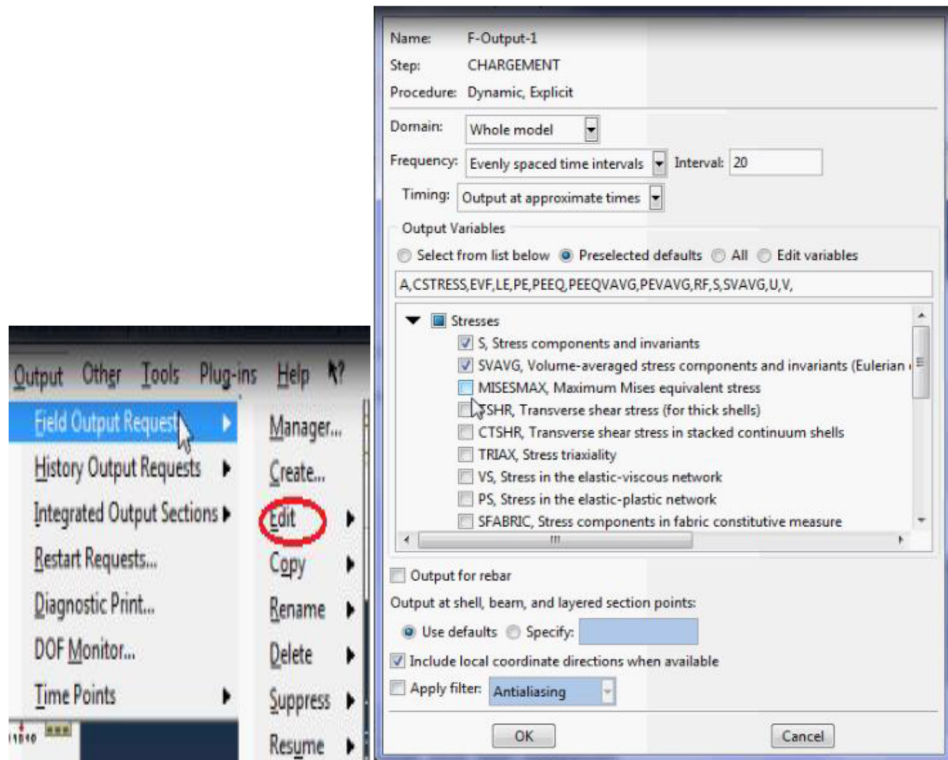


Figure 22 : Choix des variables de sortie

## Interaction

### Interaction projectile-dalle

- ❖ On passe au module interaction, pour créer le contact entre la dalle et le projectile on

clique sur  et la fenêtre **create interaction** apparaîtra (Figure 23)

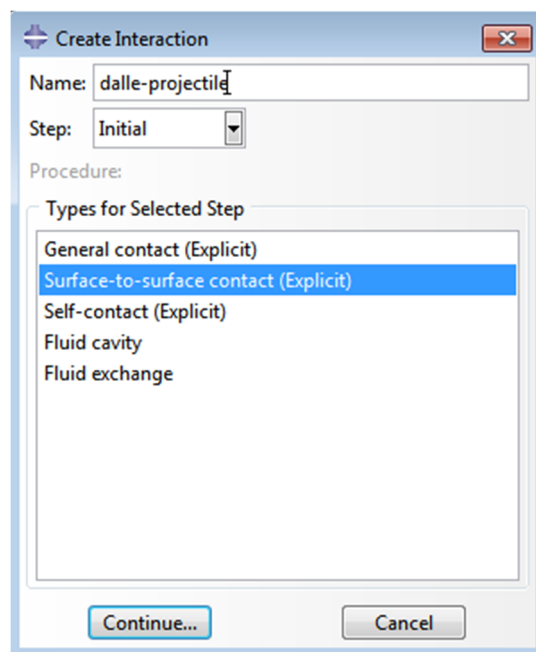
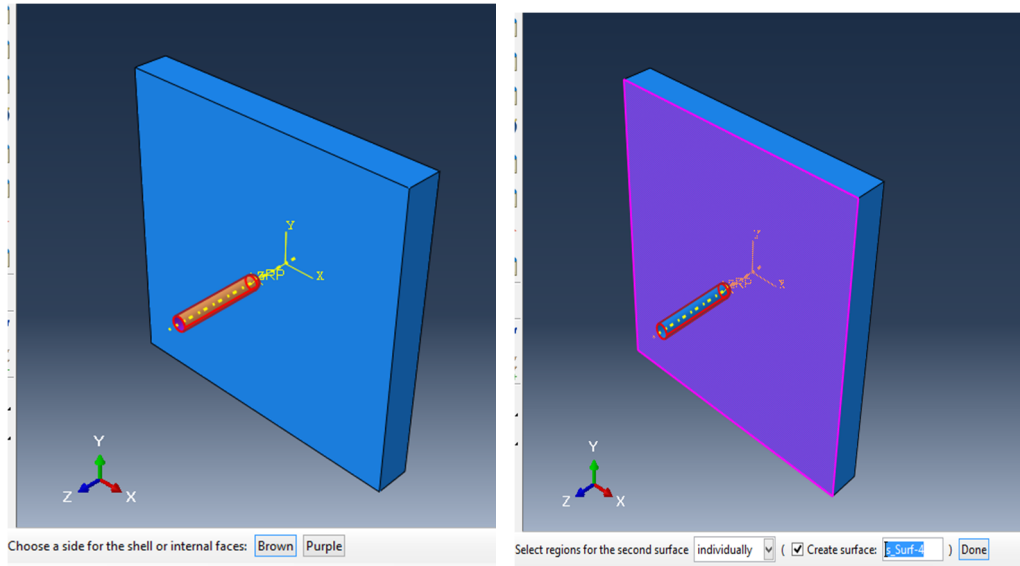


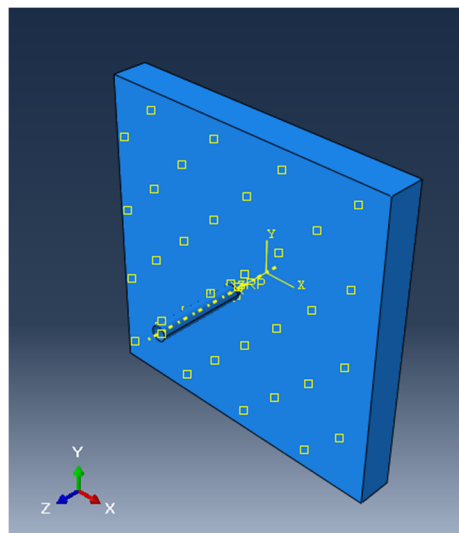
Figure 23 : Création de l'interaction.

Lorsque on sélectionne sur continue, on choisit la première surface (dalle), puis on choisit la deuxième surface (projectile), là il nous demande de préciser quelle surface du projectile qui sera en interaction avec la dalle, on choisit celle extérieure en marron (**Brown**) (Figure 24).




**Figure 24 : Surfaces d'interaction.**

Lorsqu'on valide notre choix, en cliquant sur **Done**, l'interaction s'apparait comme sur la figure 25.



**Figure 25 : Interaction projectile-dalle.**

### Interaction ferrailage-dalle

- ❖ Pour créer le contact entre les armatures et la dalle on clique sur , et la fenêtre **create contrainte** apparaitra (Figure 26).

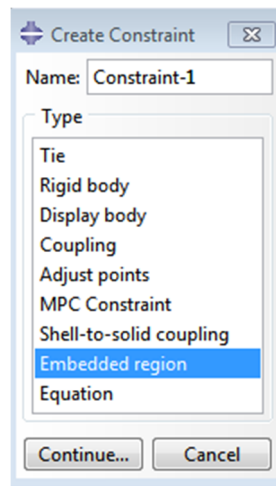


Figure 26 : Création de l'interaction.

- A la fin on aura la figure 27

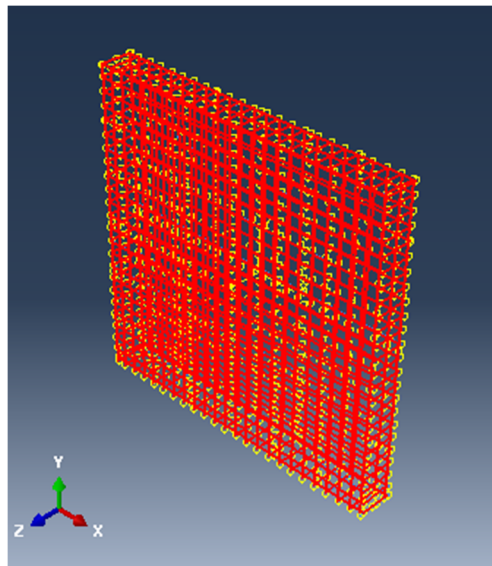



Figure 27: Interaction dalle-ferrailage

## Application des conditions aux limites et le déplacement

### L'encastrement de la dalle :

- On se met dans le module **load**, on clique sur la fenêtre  **Create Boundary Condition**, et on sélection la répartition pour la face avant (Figure 28).

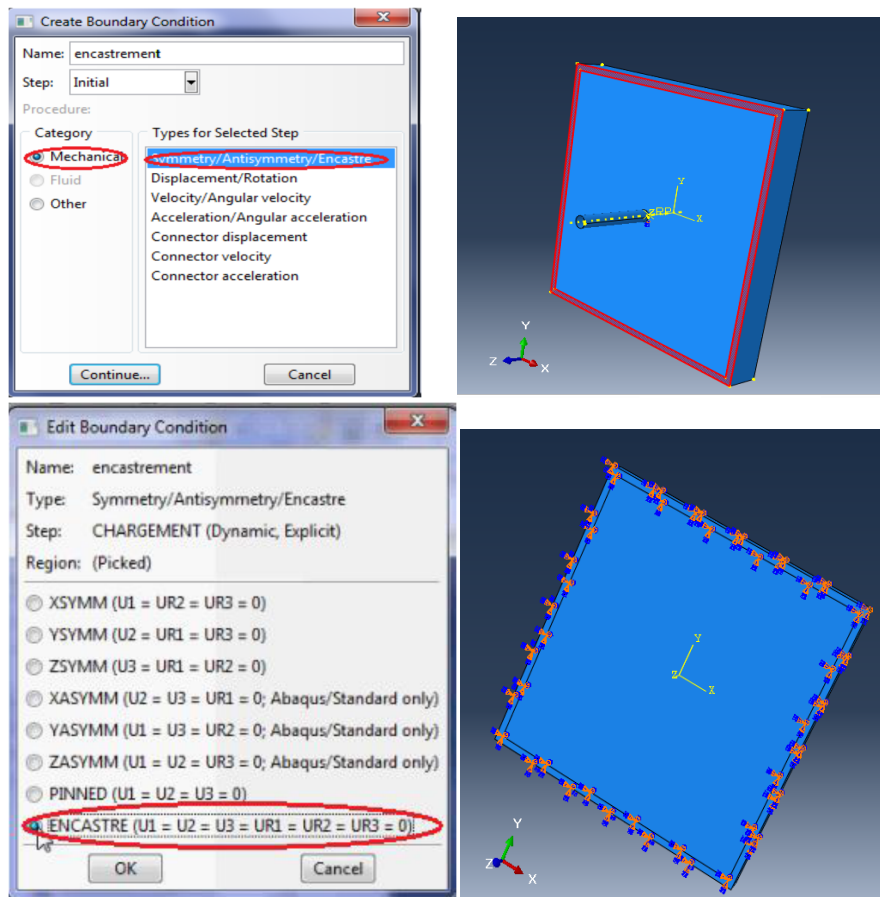


Figure 29: Création des encastresments.

Les mêmes étapes seront suivies pour encastres la face arrièere.

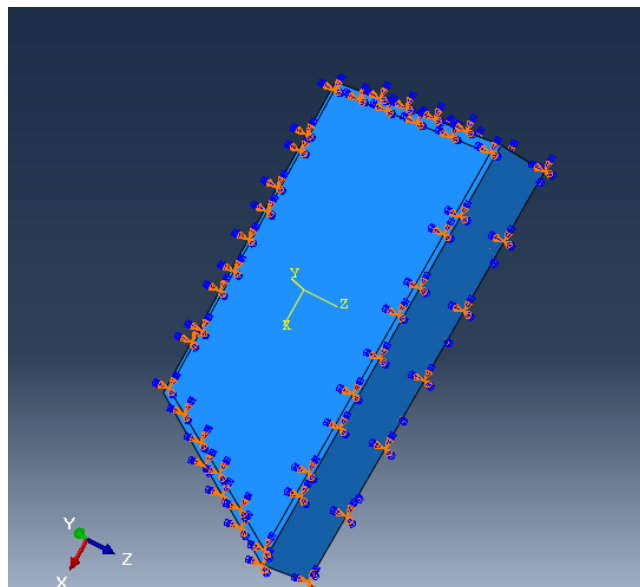



Figure 30 : Dalle encastresment.

- ❖ Pour créer le déplacement on clique sur , la fenêtre **Create Boundary Condition** apparaît, et en sélection le point de réfrènes du projectile (figure 31)

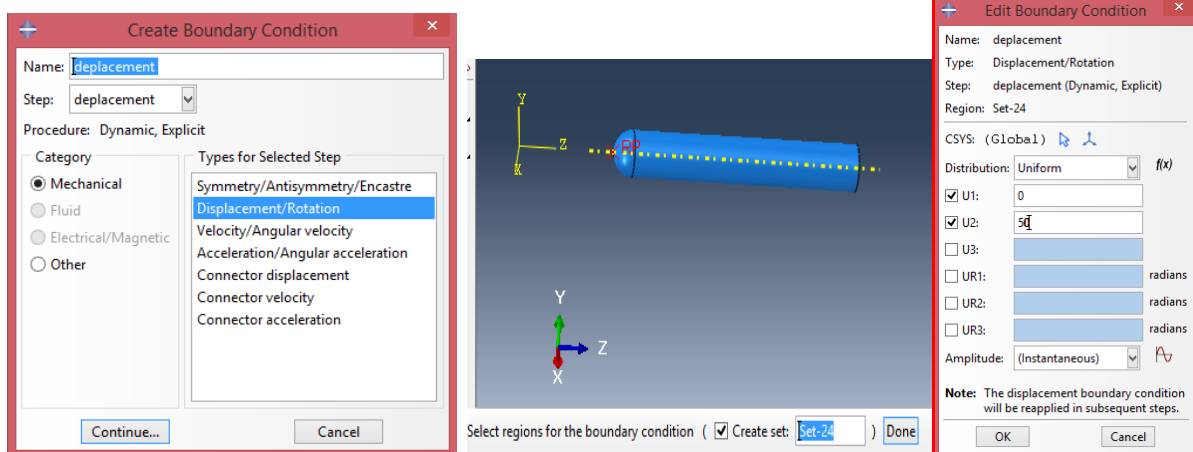



Figure 31 : Création du déplacement.

## Maillage du modèle

### ➤ Maillage de la dalle

On va 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 problèmes 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 donc le partitionner en éléments simples jusqu'à ce qu'il devienne jaune ou vert.

On se met, dans le module **Mesh**, on clique sur **Assign Mesh Controls**  on choisit des mailles hexaédriques, Pour choisir le type d'élément, on clique sur **Assign Élément**

**Typier** 

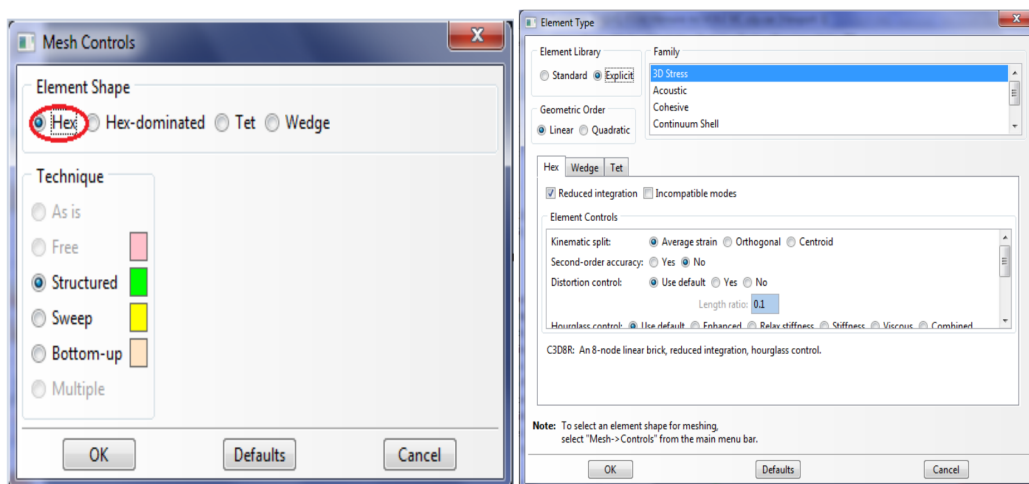



Figure 32 : Choix du maillage.

Maintenant, cliquez sur **Mesh Part**  pour mailler la dalle. Cliquez sur **Yes** comme l'indique la figure 33.

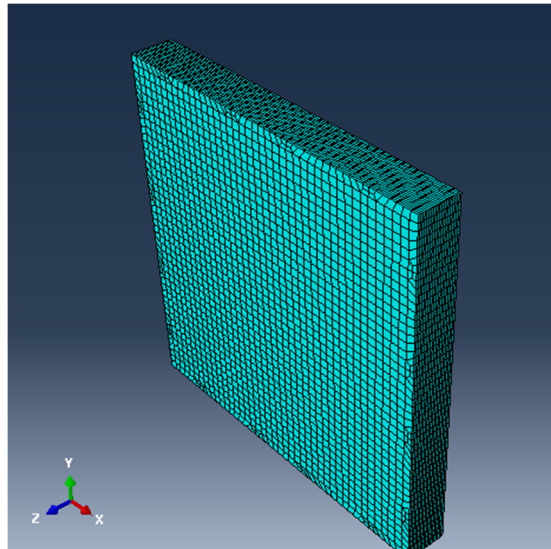


Figure 33 : Maillage de la dalle.

➤ **Maillage des armatures**

❖ Pour le maillage des armatures, on a qu'à suivre le même cheminement et on insère la taille approximative d'un élément (Figure 34).

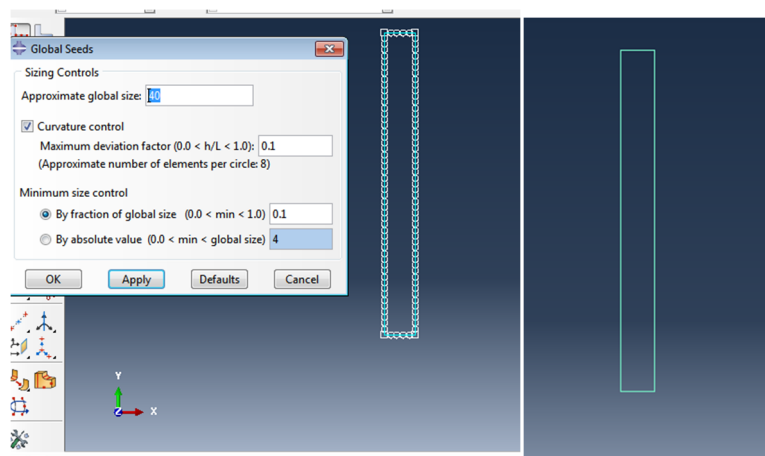
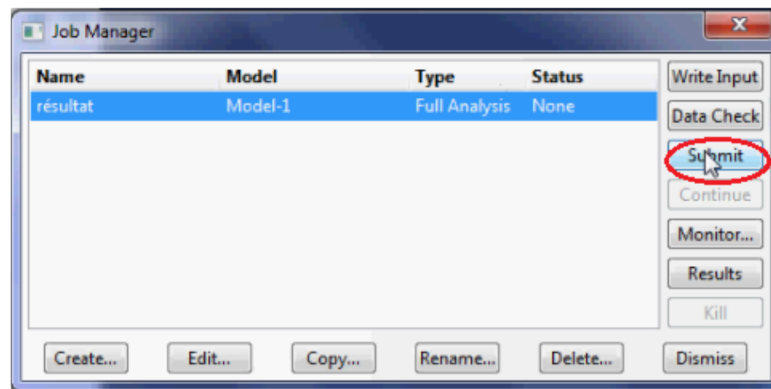


Figure 34 : Maillage de l'armature.

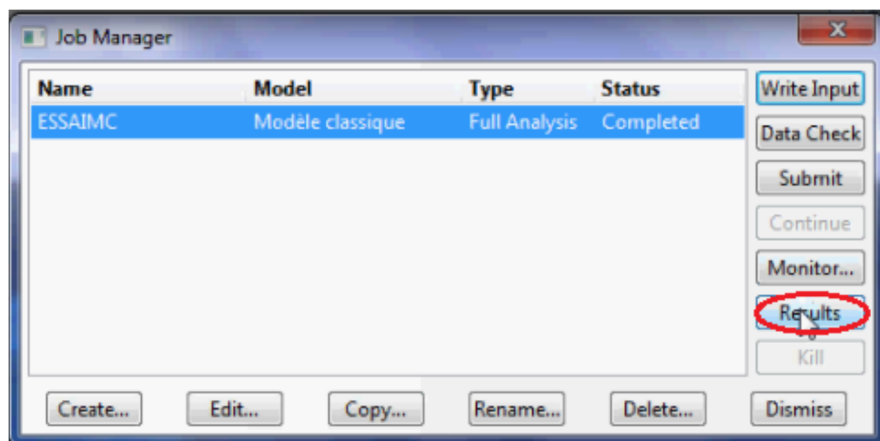
**Créer et soumettre un travail d'analyse**

On se met dans le module **job**, on clique sur **Create Job**, on le nomme **résultat**, dans le champ **description** on garde les valeurs par défauts puis ok. On clique sur la fenêtre **Job Manager** (Figure 35)





**Figure35 : Analyse du modèle.**

A la fin d'analyse (calcul), ABAQUS affiche **completed** sur **Status**, on clique sur **Results**, pour visualiser les résultats (Figure 36).



**Figure36 : affichage des résultats.**

### Visualisation des résultats

Dans ce module, on peut visualiser les divers résultats, force, déplacement, contraint et déformation ...etc. En cliquant sur , comme on peut visualiser la forme déformé du modèle, en cliquant sur .