

REPUBLIQUE ALGERIENNE DEMOCRATIQUE ET POPULAIRE
MINISTERE DE L'ENSEIGNEMENT SUPERIEUR ET DE LA RECHERCHE
SCIENTIFIQUE
UNIVERSITE MOULOU D MAMMERI DE TIZI OUZOU
FACULTE DE GENIE DE 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 :

***Influence de l'orientation du ferrailage sur la
réponse des dalles en micro béton de classe C 50***

Proposé et dirigé par :

M^{me} BELAIDI Ourdia

M^r OULD OUALI Mohand

Présenté par :

M^{lle} FETOUH Lydia

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 sa disponibilité permanente, son orientation, sa modestie et son soutien durant toute la période de réalisation de ce travail.

Que, mon co-promoteur M^R 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 fera l'honneur de juger et d'enrichir ce travail par leurs propositions.

Je remercie M^{lle} 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 se modeste travail :
Aux deux êtres les plus chers à mon cœur :*

*Mes parents
Qui m'ont toujours encouragé.*

*A ma sœur salima.
A mes frères Brahim et Ali.*

*A toute ma famille.
A mon meilleur ami kamel
A ma meilleure amie lilia
A tous mes chers amis (es).*

Lydia

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 de la disposition du ferrailage sur la résistance à la 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 triaxial. 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. Quatre modèles de dalles, avec quatre modèles de ferrailages 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. Les résultats de la simulation en termes d'endommagement, de contraintes, de déformations et de dégradation de la rigidité sont recueillis, et ils mettent en exergue la performance mécanique du ferrailage suivant la direction des contraintes principales par rapport au ferrailage classique. Pour une même quantité d'armatures, les résultats de cette simulation montrent que le ferrailage en diagonales est plus efficace.

Mots clés : Simulation, dalles en BA, projectile, impact, ferrailage diagonal, endommagement.

Table des matières

Remerciements	i
Dédicace	ii
Résumé	iii
Table des matières	iv
Liste des figures	v

Introduction générale.....	1
----------------------------	---

Chapitre 1 : Etude de comportement des matériaux

1. Introduction	3
2. Béton	3
2.1. Composition du béton	3
2.2. Comportement du béton	4
2.2.1. Comportement mécanique du béton.....	4
2.2.2. Comportement dynamique	10
3 .Micro béton	13
3.1.Les Avantages du micro-béton.....	13
4. l'acier.....	13
4.1 Comportement mécanique de l'acier.....	14
4.1.1 Comportement en traction et en compression	14
4.1.2. Chargement cyclique de traction – compression.....	14
5. Béton armé	15
5.1 Interface béton acier	15
5.2 L'adhérence acier béton	16
5.3 .comportement du composite béton armé	16
6.Classification des chocs et des projectiles.....	17
7. Comportement du béton armé sous impact.....	18
8. Conclusion.....	19

Table des matières

Chapitre 2 : modélisation du béton et de l'acier

1. Introduction	20
2. Les modèles constitutifs du béton et de l'acier	20
2.1 Comportement du béton selon la loi élastique	20
2.2 Comportement du béton selon la loi de rupture	21
2.3. Modèle de Mazars (Mazars 1984)	22
2.4 Comportement du béton selon la loi de couplage endommagement-plasticité.....	23
2.5 Les modèles couplés élasto-endommageable-plastique	25
2.6. Les modèles de comportement des armatures en acier	26
2.6.1. Les modèles de l'interaction "béton - armatures d'acier "	27
3. Endommagement et rupture du béton	28
3.1 La mécanique de l'endommagement.....	28
3.2. Définition de la variable d'endommagement.....	29
3.4 La théorie de la rupture	32
4. présentation et modélisation dans le logiciel ABAQUS	32
4.1 Présentation du logiciel	33
4.1.1 Abaqus standard (implicite)	33
4.1.2 Abaqus explicit.....	34
4.1.3 Le CAE (Complète Abaqus Environnent)	35
4.1.4. Modules d'abaqus	36
4.2. Loi de comportement dans Abaqus	40
4.2.1. Le modèle d'endommagement pour le béton (Concrete Damaged Plasticity(CDP))	40
4.2.2 Procédure d'Identification des paramètres du model « concrete damaged plasticity »	43
4.2.3.Loi élasto-plastique endommageable de Johnson-cook pour les aciers ...	46
5. Conclusion.....	47

Chapitre 3: simulation et résultats

1. Introduction	49
2. Les matériaux de l'étude	49

Table des matières

2.1. Le micro béton "C50"	49
2.1.1 Composition du micro béton "C50"	49
2.1.2 Etude de l'influence des paramètres du modèle "CDP" sur le comportement du béton en compression.....	50
2.1.2.1 Variation de l'angle de dilatation β	50
2.1.2.2 Variation du paramètre k.....	50
2.1.2.3. Variation du rapport des contraintes f.....	51
2.1.2.4 Variation de l'excentricité m.....	52
2.1.3 Identification sur un élément de volume	53
2.1.3.1 Calibrage sur un élément finit en traction	53
2.1.3.2 Calibrage sur un élément finit en compression	54
2.2 Modélisation des aciers	55
3. Etude de la compression simple sur une éprouvette.....	56
3.1 Etude de convergence de maillage	56
3.2 Application sur une éprouvette en compression simple.....	57
4. Application de la procédure à l'essai triaxial	59
5. Application à l'essai de perforation d'une dalle en béton armé "essai d'impact"	60
5.1 Définition du modèle expérimental.....	60
5.2 Description des modèles simulés	60
5.2.1 Géométrie de la dalle.....	60
5.2.2 Géométrie du projectile	61
5.2.3 Ferrailage.....	61
5.3 Résultats et discussions	62
5.3.1 Distribution de l'endommagement dans le béton	62
5.3.2 Distribution des déformations et des contraintes dans les aciers	68
5.3.3 Courbe Force-Déplacement pour les quatre modèles.....	77
5.3.4 comparaison des résultats.....	80
6. Conclusion	81

Conclusion générale et perspectives

Références bibliographiques

Annexes

Liste de figure

Chapitre 1 : Etude de comportement des matériaux

Figure 1.1 : phases du comportement en compression du béton [1]..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 1.2 : boucles d'hystérésis sous charge cyclique en compression [4]. ... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 1.3 : comportement en traction directe du béton [5] **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 1.4 : Essai de traction par flexion 3 points (a) et la relation entre la charge P et la flèche V accompagnant les phases de comportement (b) [1]. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 1.5 : comportement en traction par flexion sous charge cyclique [8] . **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 1.6 : comportement multiaxial du béton (a) traction bi axiale Hus [10], compression sous confinement isotrope [9] **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 1.7: comportement en compression triaxiale axisymétrique du béton [11]. . **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 1.8 : la transition du comportement du béton : d'un comportement fragile à la ductilité en fonction de la pression de confinement [11] **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 1.9 : disposition d'essai aux barres d'hopkinson [1]. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 1.10 : dépendance de la résistance du béton en fonction du taux de déformation : **Erreur ! Signet non défini.**

En traction simple (à gauche) et en compression simple (à droite) [12]. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 1.11 : courbe contrainte /déformation d'un essai en traction soumis à l'effet de Stéphan [21]. **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 1.12 : Comportement de l'acier en traction simple [23]..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 1.13 : Comportement de l'acier en traction - compression : Effet Bauschinger [23] **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 1.14: adhérence sous charge monotone..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 1.15 : distinction entre impact rigide et impact mou **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 1.16 : Processus de perforation selon les essais Meppen [33]. **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre 2 : modélisation du béton et de l'acier

Figure 2.1 : champ de contraintes selon LEFM (singularité au fond de la fissure) [1]..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 2.2 : les modèles non linéaires de fissuration : FCM (a) [35] et CBM (b) [36]..... **Erreur ! Signet non défini.**

(a) Meridianes (b) Déviatoric (c) Plan de contrainte **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 2.3.1 : Evolution des variables d'endommagement en compression et en traction..... **Erreur ! Signet non défini.**

Liste de figure

- Figure 2.3.2 : Reponse du modele d'endommagement de Mazars en traction simple (a) et en compression simple(b).....26
- Figure 2.4 : Représentation de la loi de couplage du béton [1]. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 2.5 : comportement du béton sous a) la traction uniaxiale et b) la compression uniaxiale[42].
..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 2.6 : comparaison entre résultats expérimentaux et de simulation pour un mortier sous compression [44]. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 2.7 : Loi élastique parfaitement plastique (a) et élasto-plastique avec écrouissage (b) [1].
..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure. 2.8 :Représentation des armatures d'acier dans le béton: (a) discontinue, (b) continue [1].
..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 2.9 :Représentation des éléments de liaison béton-acier..... **Erreur ! Signet non défini.**
– éléments de type ressort ; (b) – éléments d'interface [1]..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 2.10: Schéma illustrant la définition de la surface effective [48]. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 2.11: Principe d'équivalence en déformations [48]. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 2.12 Représentation des modes de rupture du béton..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 2.13 : Schéma de fonctionnement d'ABAQUS [50]..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 14 : Itinéraire des opérations sur Abaqus [53] **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 2.15 : Interface d'ABAQUS. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 2.16 : contraintes – déformations en traction simple du modèle « CDP »[54] **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 2.17 : contraintes – déformations en compression simple du modèle « CDP »[54] **Erreur ! Signet non défini.**

Chapitre 3: simulation et résultats

- Figure 3.1 : Courbe contraintes-déformations en variant l'angle de dilatation. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 3.2: Courbe contraintes-déformations en variant le paramètre k..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 3.3 : Courbe contraintes-déformations en variant le rapport des contraintes f. ... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 3.4: Courbe contraintes-déformations en variant l'excentricité m. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 3.5: Élément finit soumis à une traction simple..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 3.6: Réponse d'un élément en micro béton "C50" en traction simple. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 3.7: Élément cubique C3D8R soumis à la compression simple..... **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 3.8 : Courbe Contraintes –déformations en compression simple. **Erreur ! Signet non défini.**
- Figure 3.9 : Courbe contraintes- déformations de l'essai de traction **Erreur ! Signet non défini.**

Liste de figure

d'une barre d'armature.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 3.10: Variation de la force maximale en fonction de la taille d'élément.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 3.11: Simulation d'une éprouvette pour un essai en compression simple. ...	Erreur ! Signet non défini.
Figure 3.12: Réponse en compression simple du micro béton "C50".....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 3.13 : Simulation de l'éprouvette de l'essai triaxial.	Erreur ! Signet non défini.
Figure 3.14 : Courbe contraintes-déformations de l'essai triaxial.	Erreur ! Signet non défini.
Figure 1.15 : géométrie de la dalle.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 1.16 : géométrie du projectile.....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 3.17 : Chargement et conditions aux limites.....	62
Figure 3.18 : ferrailage classique	63
Figure 3.19 : ferrailage incliné a 15°.....	63
Figure 3.20 : ferrailage incliné a 30°.....	64
Figure 3.21 : ferrailage incliné a 45°.....	64
Figure 3.22 : Propagation des dommages en traction et en compression dans la dalle du modèle 1 (MC).....	Erreur ! Signet non défini.5
Figure 3.23.a : Propagation des dommages en traction dans la dalle du modèle 2 (MI 15°).	Erreur ! Signet non défini.6
Figure 3.23.b : Propagation des dommages compression dans la dalle du modèle 2 (MI 15°)...	Erreur ! Signet non défini.7
Figure 3.24: Propagation des dommages en traction et en compression dans la dalle du modèle 3 (MI 30°).	Erreur ! Signet non défini.7
Figure 3.25.b : Propagation des dommages en traction et en compression dans la dalle du modèle 4 (MI 45°).....	Erreur ! Signet non défini.
Figure 3.26 : Propagation des déformations dans les armatures de la dalle du modèle 1 (MC)..	Erreur ! Signet non défini.
Figure 3.27 : Propagation des contraintes dans les armatures de la dalle du modèle 1 (MC).	Erreur ! Signet non défini.
Figure 3.28 : Propagation des déformations dans les armatures de la dalle du modèle 2 (MI 15°).	Erreur ! Signet non défini.
Figure 3.29: Propagation des contraintes dans les armatures de la dalle du modèle 2 (MI 15°).	Erreur ! Signet non défini.
Figure 3.30 : Propagation des déformations dans les armatures du modèle 3 (MI 30°). .	Erreur ! Signet non défini.

Liste de figure

Figure 3.31 : Propagation des contraintes dans les armatures de la dalle du modèle 3 (MI 30°). **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3.32 : Propagation des déformations dans les armatures de la dalle du modèle 4 (MI 45°).
..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3.33 : Propagation des contraintes dans les armatures de la dalle du modèle 4 (MI 45°).
..... **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3.34: Courbe force-déplacement du modèle 1 (MC). **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3.35: Courbe force-déplacement du modèle 2 (MI 15°). **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3.36: Courbe force-déplacement du modèle 3 (MI 30°). **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3.37 : Courbe force-déplacement du modèle 4 (MI 45°). **Erreur ! Signet non défini.**

Figure 3.38: Courbe forces-déplacements dans la dalle pour les quatre modèles... **Erreur ! Signet non défini.**

Liste de figure

L'acier et le béton sont des matériaux fréquemment utilisés dans le génie civil. La modélisation des structures en béton armé nécessite la mise en œuvre d'un modèle de prédiction du comportement non linéaire de ces matériaux. En effet, plusieurs facteurs sont à prendre en considération lors de l'établissement du modèle notamment les effets irréversibles de l'endommagement se produisant dans le béton.

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 [1].

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 fini avec les résultats expérimentaux [59]. 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 triaxial 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 [59]. Nous avons entamé une étude afin d'augmenter les performances de la dalle en micro béton C50. Trois nouvelles configurations de ferrailage ont été choisies. Ces derniers sont obtenus en réalisant une inclinaison du ferrailage initial.

Le travail de mémoire est développé en trois chapitres :

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 béton et de l'acier

Le troisième chapitre comporte 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 triaxial) ont été simulés sur le logiciel de calcul par éléments finis "Abaqus".

Dans la deuxième partie de ce 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. Quatre modèles de dalles, avec quatre modèles de ferrailages sont simulés numériquement sur "Abaqus". Et enfin, une étude comparative entre les différents modèles de ferrailages est développée.

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

1. Introduction

La connaissance du comportement d'un matériau soumis à des fortes sollicitations dynamique (comme l'impact, la perforation) est indispensable, à fin d'optimiser la conception des structures sous chargement. Dans ce but il est nécessaire d'étudier l'évolution du comportement du matériau jusqu'à la rupture.

2. Béton

Le béton a un comportement non linéaire très complexe dû à son caractère hétérogène et quasi-fragile, il présente une très bonne résistance à la compression, par contre, il a une très mauvaise résistance à la traction (ce qui le rend un matériau peu ductile).

Le béton est un matériau composite granulaire constitué d'une pâte de ciment hydratée et fragile, et de granulats ou agrégats. Les composants sont très différents ; leurs masses volumiques vont, dans les bétons courants de 1 (eau) à 3 (ciment) t/m^3 . Si le liant utilisé n'est pas un ciment, on parle alors, selon le liant utilisé, de béton de résine, de béton d'hydrocarboné, de béton d'argile, etc.

2.1. Composition du béton

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

➤ Le ciment

C'est un liant hydraulique qui se présente sous forme d'une poudre minérale fine, s'hydratant en présence d'eau. Il forme une pâte faisant et 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.

➤ 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 ($d = 0$ et $D \leq 4$ mm)
- les gravillons ($d \geq 2$ mm et $D \leq 63$ mm)

- les cailloux ($d = 0$ et $D \geq 6,3$ mm)

➤ **L'eau**

De façon générale, l'eau de gâchage doit avoir les propriétés de l'eau potables. Il est exclu d'employer de l'eau de mer, qui contient environ 30 g/l de chlorure de sodium, pour la fabrication de béton armé ou précontraint.

➤ **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, les principaux adjuvants sont :

- **Les plastifiants**

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

- **Les retardateurs de prise du ciment**

Ils prolongent la durée de vie du béton frais. Ils trouvent leur utilisation dans le transport du béton sur des grandes distances ou la mise en place par pompage, en particulier par temps chaud. Ils sont aussi employés pour éviter toute discontinuité lors de reprise de bétonnage.

- **Les accélérateurs de prise ou de durcissement**

Ils permettent, pour les premiers, la réalisation de scellements ou d'étanchements et pour les seconds, une acquisition plus rapide de résistance au béton durci.

- **Les entraineurs d'air**

Ils confèrent au béton durci la capacité de résister aux efforts de gels et dégels successifs en favorisant la formation de microbulles d'air réparties de façon homogène. Le volume d'air occlus doit être de l'ordre de 6% de celui du béton durci [1].

2.2. Comportement du béton

2.2.1. Comportement mécanique 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. Ces structures, qui doivent supporter

des charges extérieures importantes, doivent être fabriquées avec des bétons de 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 du béton sera présenté, basé sur les expériences au laboratoire et les résultats publiés par différents auteurs dans la littérature. [1]

• Compression uniaxiale

En raison de sa facilité de réalisation, l'essai de résistance en compression uniaxiale sur des éprouvettes de béton est l'expérience la plus répandue pour estimer les caractéristiques générales de résistance du béton. Plusieurs études dans la littérature comme celles de Benouniche [3] ont mis en évidence différentes phases de comportement du béton en compression uniaxiale en fonction du niveau de la contrainte appliquée (Figure 1.1) [1].

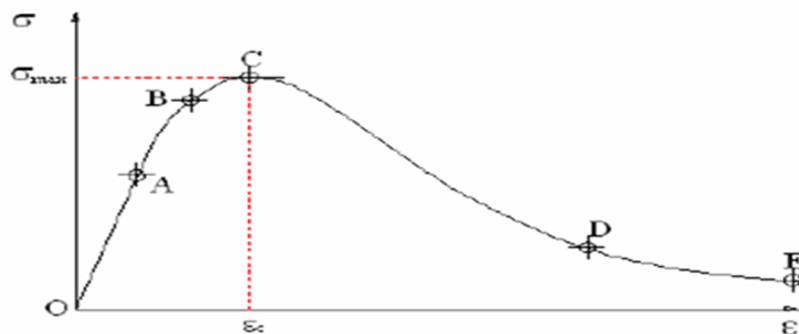


Figure 1.1 : phases du comportement en compression du béton [1].

Sur la Figure 1.1, l'on représente généralement les phases de comportement:

- Comportement linéaire ou quasi-linéaire (OA), jusqu'à ce que $\sigma = (0.4-0.5)\sigma_{max}$. Cette phase est caractérisée par les valeurs du module d'élasticité E et du coefficient de Poisson ν du béton. La déformation résiduelle du béton est nulle durant cette phase de chargement.
- 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.
- 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.
- Apparition et 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.
- 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 1.2). 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 viscoplastiques.

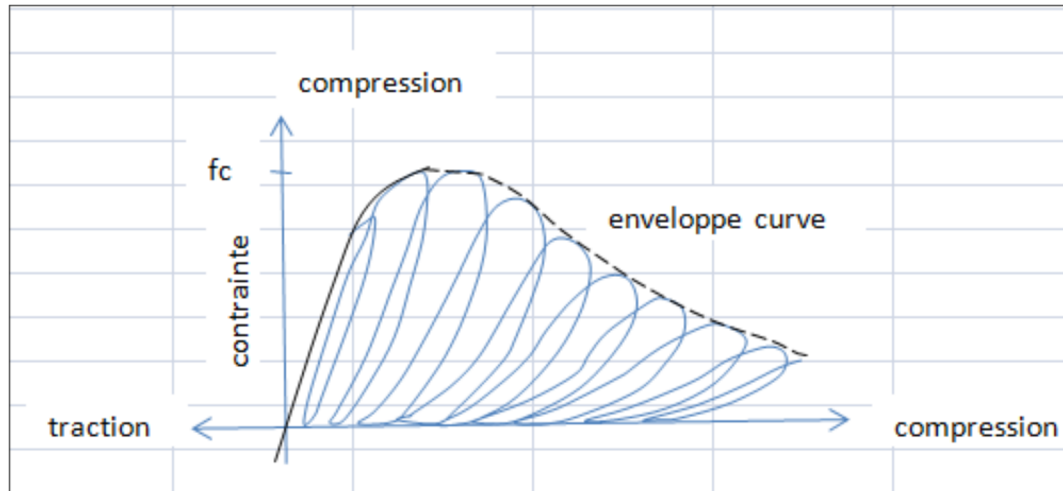


Figure 1.2 : boucles d'hystérésis sous charge cyclique en compression[4].

- **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 Terrien [5] ou Gerard [6] 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 (Figure 1.3). Le module d'élasticité diminue fortement dans cette phase post-pic [1].

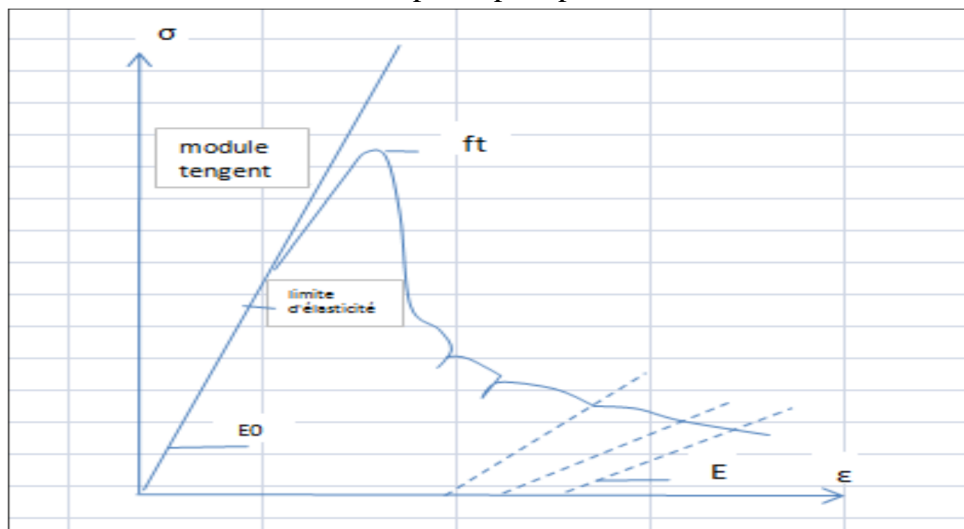


Figure 1.3 : comportement en traction directe du béton [5]

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

- **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 1.4), 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 [1]

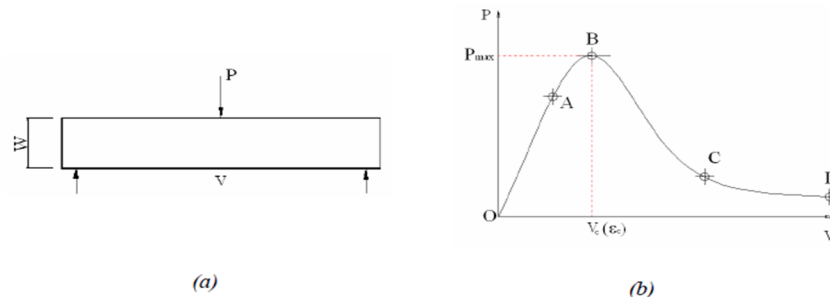


Figure 1.4 : Essai de traction par flexion 3 points (a) et la relation entre la charge P et la flèche V accompagnant les phases de comportement (b) [1].

Le comportement du béton en flexion peut être décomposé en plusieurs phases Figure (1.4) (Karihaloo [7]) comme suit:

- 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 [8] 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 comme le montre la figure (1.5).

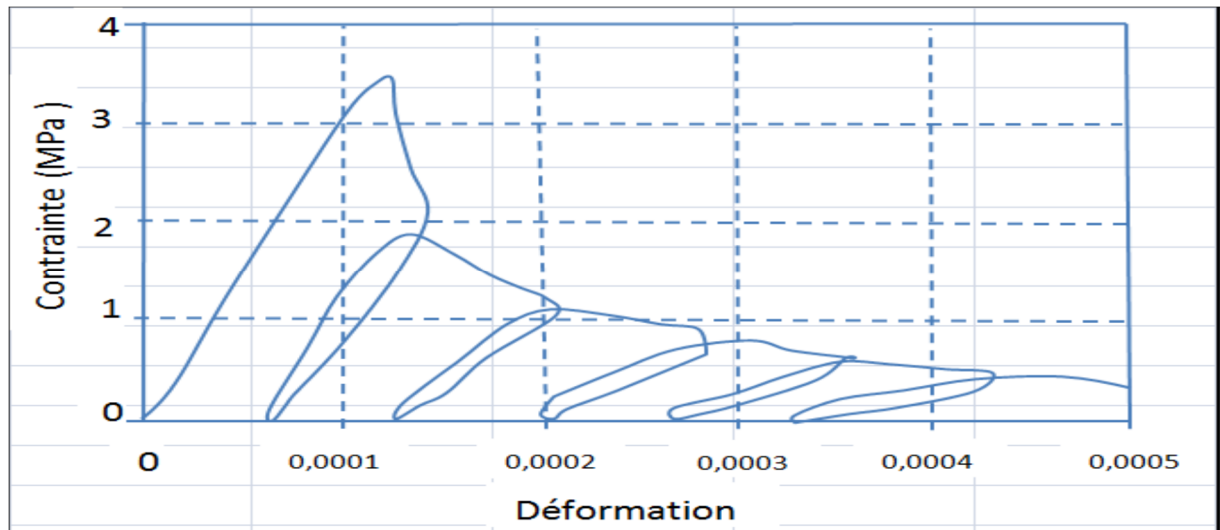


Figure 1.5 : comportement en traction par flexion sous charge cyclique [8]

On trouve que le rapport entre la résistance directe f_t et la résistance en compression f_c du béton varie de 0.05 à 0.1 et selon ACI (American Concrete Institute), la résistance en traction par fendage $f_{t-f} \approx 0.3 (f_c)^{3/2}$.

- **Comportement multiaxial**

Le comportement multiaxial du béton est assez complexe. Plusieurs essais ont été réalisés, mettant en évidence le comportement biaxial Hus[10] ou comportement triaxial Burlion [9] du béton.

Les résultats de l'essai biaxial de traction réalisé par Hus [10] (Figure 1.6a) 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 (Reinhardt [8]) (Figure 1.6b). 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. [1]

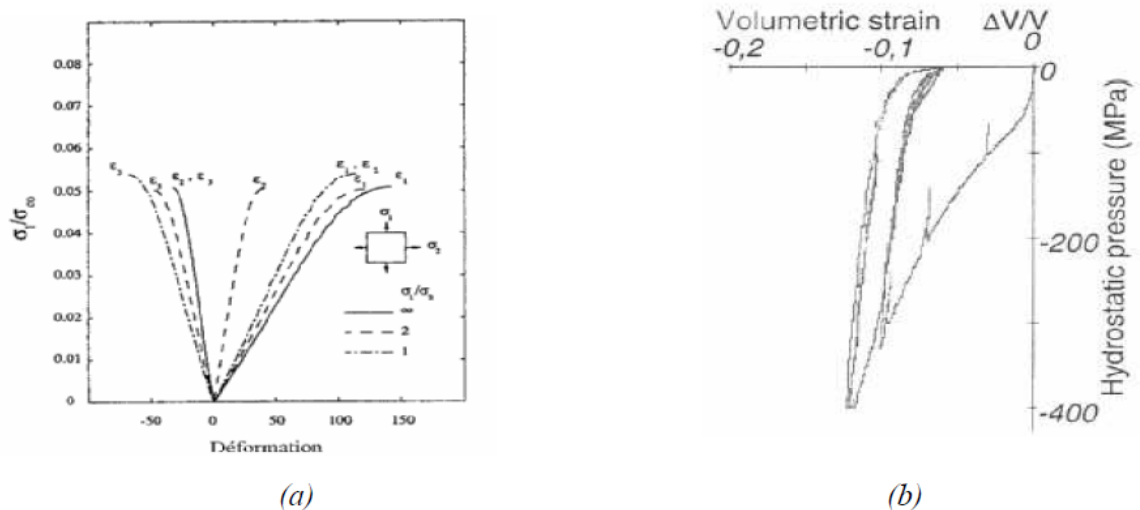


Figure 1.6 : comportement multiaxial du béton (a) traction bi axiale Hus [10], compression sous confinement isotrope [9]

Les essais de compression triaxiale axisymétrique de Reynouard [11] (Figure 1.7) montrent des résultats similaires à ceux obtenus sur des roches:

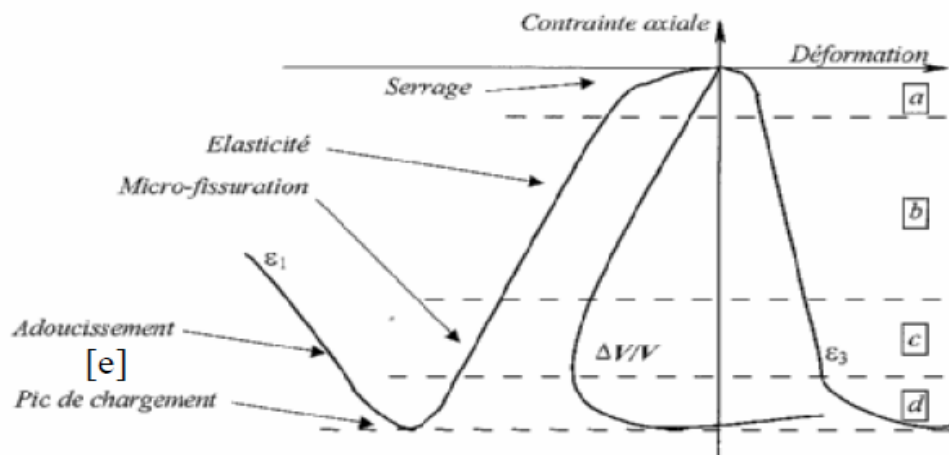


Figure 1.7: comportement en compression triaxiale axisymétrique du béton [11].

- Phase de serrage (a) correspondant à la fermeture des fissures grossières.
- Phase de comportement élastique linéaire (b).
- Phase de fissuration stable (c) avec l'apparition et l'évolution des microfissures dispersées.
- Phase de dilatance (d) lors de laquelle les déformations latérales deviennent importantes la fissuration devient instable.
- Phase post-pic (e) avec un adoucissement du comportement du béton. Cette phase dépend de la pression de confinement. Plus le confinement est important, plus le béton est ductile (Figure 1.8).

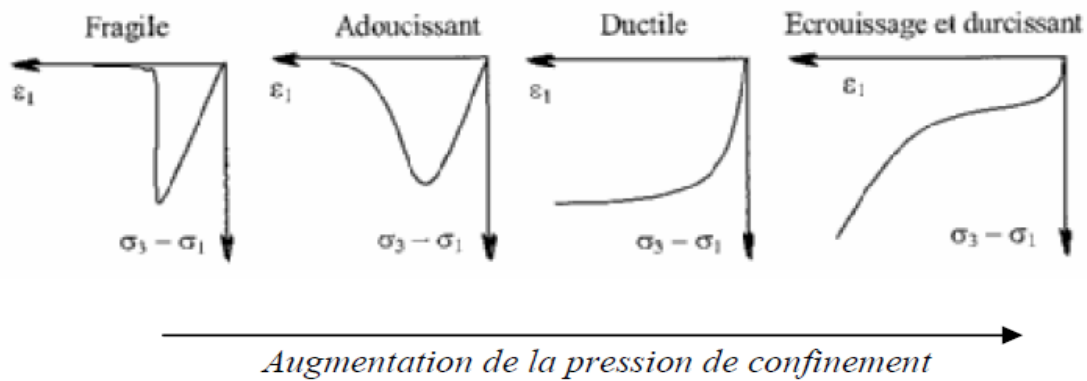


Figure 1.8 : la transition du comportement du béton : d'un comportement fragile à la ductilité en fonction de la pression de confinement [11]

2.2.2. Comportement dynamique

Lors d'un chargement dynamique, le taux de déformation est souvent associé à un cas de taux de sollicitation élevée. Le comportement du béton peut être influencé par la variation de taux de déformation. Dans ce cadre de chargement, il est important de parvenir à caractériser le comportement dynamique du béton.

Les résultats obtenus à partir d'essais uni axiaux ont été synthétisés par Bischoff et Perry [12] pour un large spectre de taux de (de 10^{-6} s^{-1} jusqu'à 10 s^{-1}).

Des essais Charpy ont été réalisés permettant de mesurer la résistance des matériaux dont le taux de déformation est proche du cas d'impact [13] Pour le béton, les essais de « drop weight » ont été généralement utilisés permettant d'atteindre 10 s^{-1} , équivalent à une durée de chargement de 250 ms.

Pour des taux de déformation encore plus grands, des essais à l'aide de dispositifs aux barres d'Hopkinson (voir la Fig. 1-9) sont alors utilisés, permettant ainsi d'atteindre des taux de déformation de plus de 10^2 s^{-1} . Le principe même des barres d'Hopkinson, a et fait toujours l'objet de nombreuses publications (Georgin et Reynouard [14]; Brara et Klepaczko,[15]; Forquin et al[16]): il est basé sur la théorie de la propagation d'ondes dans un échantillon souvent cylindrique qui est placé entre une barre d'entrée et une barre de sortie. Un projectile est lancé sur l'extrémité libre de la barre d'entrée, ce choc génère une onde qui se propage dans la barre. La mesure sur les barres d'entrée et de sortie permet d'évaluer la déformation de l'échantillon et la force appliquée

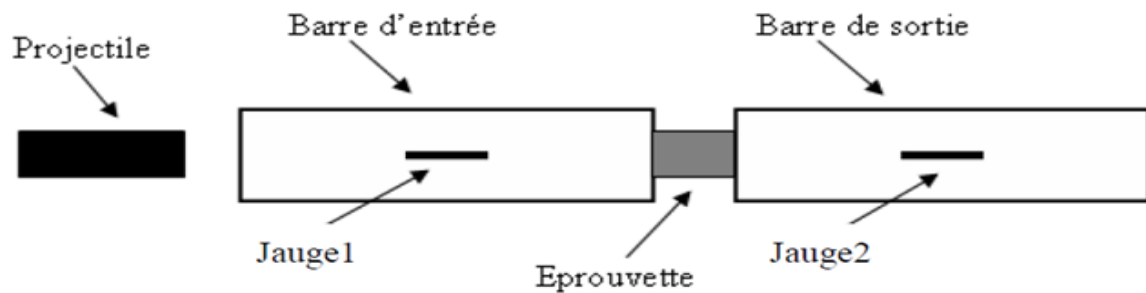


Figure 1.9 :disposition d'essai aux barres d'hopkinson [1].

Suite aux essais présentés auparavant, les caractéristiques du béton ont également été étudiées par Eibl et Schmidt-Hurtienne [17]. La figure (1-10) montre la dépendance de la résistance du béton en fonction du taux de déformation. La limite inférieure du domaine dynamique en termes de vitesse de déformation, correspondant à une sollicitation quasi – statique, vaut approximativement 10^{-6} s^{-1} en traction et 10^{-5} s^{-1} en compression. Lors du passage du régime quasi statique au régime dynamique, le taux de déformation change donc la résistance du béton peut évoluer. Alors, un comportement faiblement dépendant du taux de déformation est observé lors d'un chargement en quasi statique. En revanche, la résistance varie fortement en fonction du taux de déformation pour un chargement dynamique. La limite entre les deux se situe aux environs de 10^1 s^{-1} en compression et de 10^{-6} s^{-1} en traction. Tels que présentés à la figure (1-11), les taux de déformation de la phase dynamique ont la particularité de maintenir une intégrité du matériau pour des niveaux de contrainte au-delà de la résistance caractéristique.

En effet, l'augmentation de la résistance avec la vitesse entraîne un retard de l'endommagement du béton lié à deux effets distincts qui s'introduisent à différentes taux de déformation.

Lorsque les vitesses de déformation sont comprises dans l'intervalle $10 \text{ s}^{-1} < \dot{\epsilon} < 10^3 \text{ s}^{-1}$ l'action des forces d'inertie est prépondérante. En dessous d'une vitesse de déformation égale à $\dot{\epsilon} = 10 \text{ s}^{-1}$ mais supérieure à la vitesse quasi-statique, l'effet Stéfán [18] prend le relais de l'effet inertiel. Le gain de résistance est néanmoins plus faible. Ces deux effets seront expliqués dans la suite.

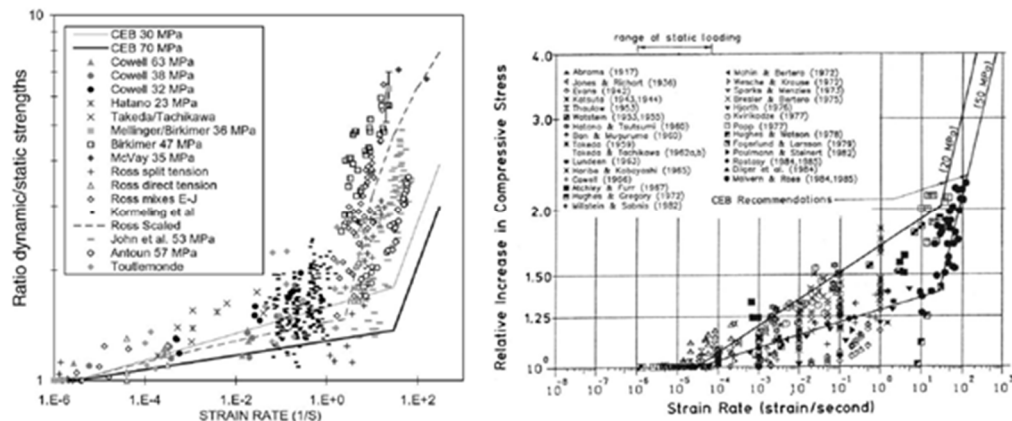


Figure 1.10 : dépendance de la résistance du béton en fonction du taux de déformation : En traction simple (à gauche) et en compression simple (à droite) [12].

Effets inertiels

Ces effets sont introduits lorsque la vitesse de sollicitation est comprise dans l'intervalle de vitesse $10 \text{ s}^{-1} < \dot{\epsilon} < 10^3 \text{ s}^{-1}$. Le béton est sollicité par un effort d'impact et le gain de résistance est principalement dû aux forces d'inertie qui augmentent simultanément la résistance et les déformations du béton (voir la Fig. 1-11). L'effet inertie contrôle l'endommagement par sa localisation générale réduite à un point sous la force d'impact où se crée d'importants efforts de confinement [17]. A l'échelle de la microstructure, ces efforts peuvent contribuer à la progression de l'ouverture d'une microfissure où la propagation s'effectue à une vitesse impliquant les forces inertielles [19]. Il n'existe pas de zones d'adoucissement pour ce comportement avec effet de vitesse dynamique (Berthollet, 2003).

Effet Stéfán

Pour des vitesses de chargement inférieures à 10 s^{-1} , les effets inertiels deviennent négligeables et les gains de résistance et de déformation observés résultent certainement de l'effet Stéfán (voir la Fig. 1-12).

L'effet Stéfán est dû à la présence d'hydrates dans le béton reliés entre eux par la présence d'eau libre. Un effort de traction appliqué avec une vitesse rapide tend à séparer les couches d'hydrates. Cependant, le film fin intermédiaire de liquide visqueux exerce en retour une force de rappel. Plus la vitesse de séparation est grande, plus cette force de rappel est importante. Compte tenu des micromouvements de l'eau à travers les pores des hydrates, la résistance en traction augmente en conséquence [20]. C'est la raison pour laquelle l'effet de vitesse est plus évident pour des bétons humides que secs.

L'endommagement produit pour les vitesses de chargement relatives à l'effet Stéfán, se traduit par une rupture massive des inclusions. Les fissures dans la matrice cimentaire sont différées [19]. La ruine est atteinte lorsque ces zones endommagées deviennent denses au sein de la structure.

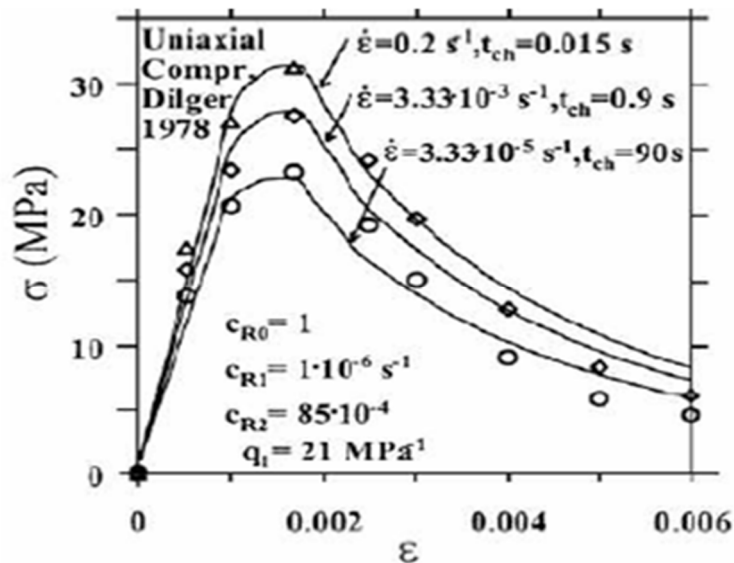


Figure 1.11 : courbe contrainte /déformation d'un essai en traction soumis à l'effet de stéfan [21].

3 .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 naturel. il s'avère un matériau plutôt pratique puisqu'il s'adapte à tout support.

3.1. 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 .

4. l'acier

L'acier est utilisé dans le béton armé afin de compenser la faiblesse du béton à reprendre les efforts de traction. Il est habituellement considéré que les armatures ne sont sollicitées qu'après la fissuration du béton. Elles présentent une importante ductilité après l'atteinte de la limite élastique, ce qui permet aux éléments de béton armé fléchis et fissurés d'atteindre l'ultime sans rupture catastrophique.

La loi de comportement contrainte – déformation de l'acier sous chargement monotone est supposée identique en traction et en compression.

On distingue 4 type d'acier pour armature de moins au plus écroui [22]:

- Les aciers doux sans traitement thermique ayant une valeur caractéristique de la limite garantie de 125 ou 235 MPa. Ce sont les ronds lisses, qui ne sont plus utilisés

en construction sauf pour faire des crochets de levage en raison de leur très grande déformation à la rupture (allongement de 22 %)

- Les aciers laminés à chaud, naturellement dur, dit aciers à haute adhérence de type I. ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 400 MPa et un allongement à la rupture de 14 %
- Les aciers laminés à chaud et écrouis avec faible réduction de section (par traction-torsion), dit aciers à haute adhérence de type II. ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500 MPa et un allongement de 12 %
- Les aciers laminés à chaud par tréfilage (forte réduction de section) fortement écrouis, utilisés pour fabriquer les treillis soudés et fils sur bibines. ce type d'acier a une limite d'élasticité garantie de 500 MPa et un allongement à la rupture de 8 %.

4.1 Comportement mécanique de l'acier

4.1.1 Comportement en traction et en compression

Contrairement au béton, le comportement de l'acier est quasi identique en traction et en compression. La courbe de la figure 1.12 montre l'allure du comportement de l'acier soumis à un essai de traction. Nous y constatons clairement deux comportements [23] :

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

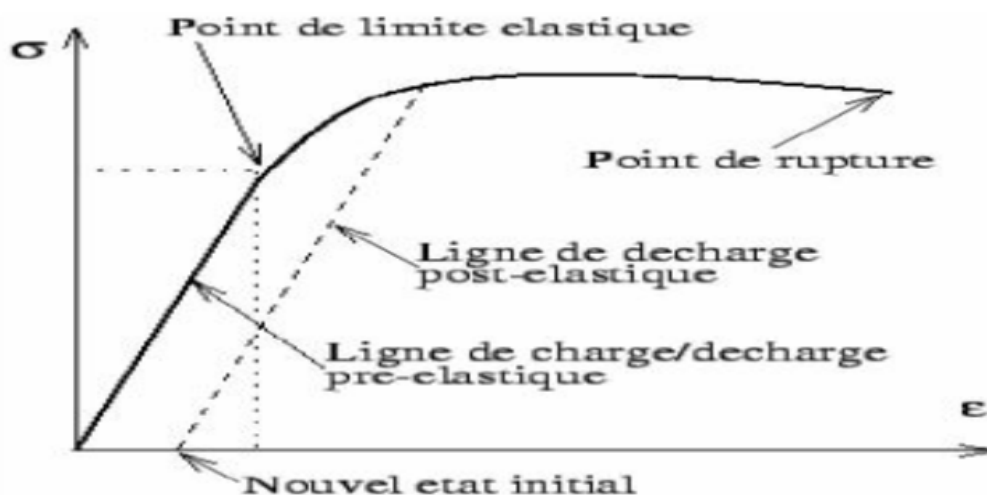


Figure 1.12 : Comportement de l'acier en traction simple [23]

4.1.2. Chargement cyclique de traction – compression

Lors de sollicitations cycliques de traction - compression, la plupart des aciers voient leurs propriétés varier au cours des cycles. Lorsque nous soumettons une éprouvette à un essai de traction suivi d'un essai de compression nous constatons que la traction préalable

écrouit le matériau dans le sens de traction (augmentation de la limite d'élasticité) mais l'adoucit dans le sens de la compression (effet Bauschinger). La figure 1.13 montre clairement que la limite d'élasticité en compression est plus faible que la limite initiale en compression $|f_{eb}| < |f_e|$.

L'effet Bauschinger est présent quelque soit l'amplitude de déformation imposée [23].

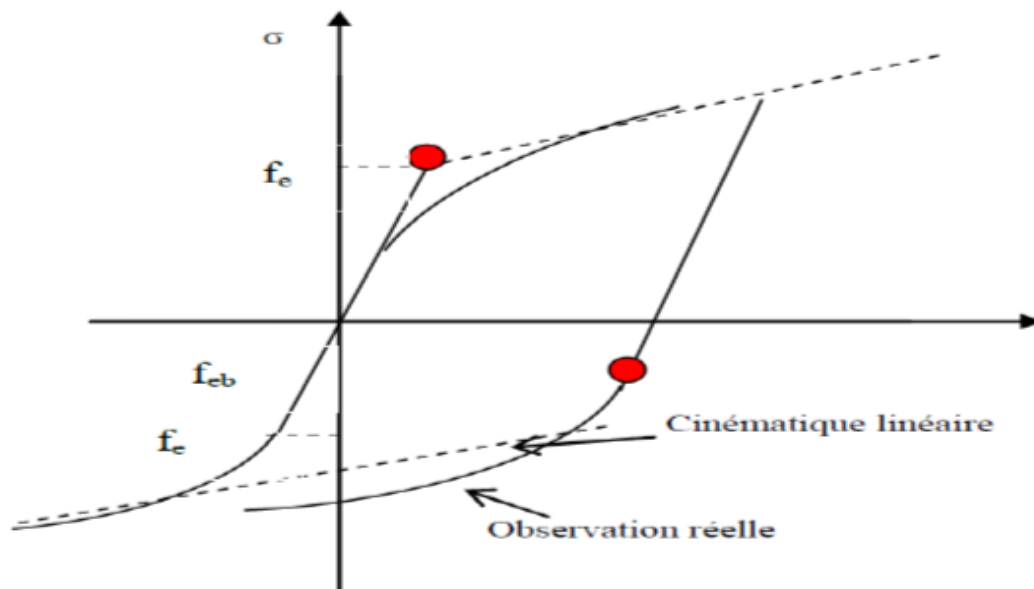


Figure 1.13 : Comportement de l'acier en traction - compression : Effet Bauschinger [23]

5. Béton armé

Le béton est un matériau capable de supporter des efforts de compression importants (10 à 100 MPa) alors que sa résistance aux efforts de traction est très faible (de l'ordre du dixième de sa résistance à la compression). C'est donc pour pallier cette insuffisance qu'est née l'idée de placer, dans les zones soumises à des efforts de traction, des barres d'acier (armatures) qui elles, sont résistantes aussi bien en compression qu'en traction.

Dans une structure en béton armé, les aciers principaux sont positionnés dans les parties tendues du béton pour compenser la mauvaise résistance du béton en traction.

5.1 Interface béton acier

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 [24].

D'une manière générale, un élément structural en béton armé est un système complexe fait de plusieurs composantes (béton, acier, interface) dont les comportements sont très différents l'un de l'autre. Le comportement de la structure dépend essentiellement non seulement des comportements du béton et de l'acier mais encore de celui de l'interface acier béton. Par définition, on peut considérer que l'interface est une zone du béton qui entoure

l'acier, et qui n'a a priori aucune forme spécifiée. Sa forme dépend directement de celle de l'acier. [25]

Le comportement de l'interface est représenté par l'adhérence qui est un phénomène complexe, et permettant d'assurer une liaison entre deux surfaces en contact et de transmettre une sollicitation exercée suivant la surface de contact des deux matériaux.

L'investigation du comportement de l'interface présentée par Lutz and Gergely [26] fournit une évaluation compréhensible du mécanisme de l'interface dans la structure, Ils ont conclu que la transmission de l'effort entre le béton et l'acier se fait par l'action des trois phénomènes physiques suivants : [25]

- Une adhésion physico-chimique
- Une interaction mécanique des nervures causée par la déformation entre l'acier et le béton.
- Un frottement

5.2 L'adhérence acier béton

Elle caractérise les efforts de liaison qui s'opposent au glissement des armatures par rapport au béton qui les enrobe.

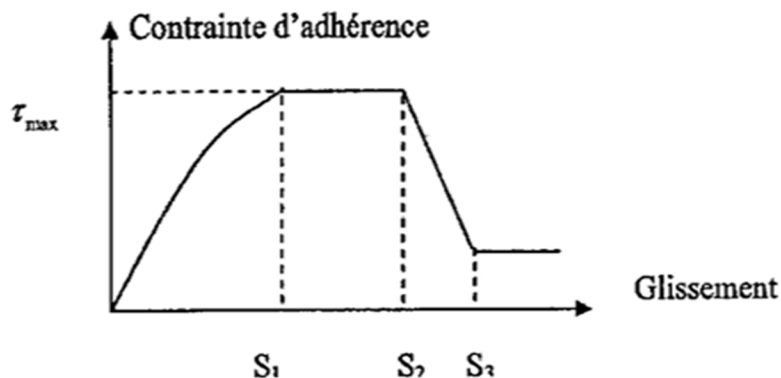


Figure 1.14: adhérence sous charge monotone

Ce comportement dépend de plusieurs facteurs :

- La forme, le groupement et la surface des armatures ;
- La résistance en compression du béton ;
- L'étreinte transversale due au confinement.
-

5.3 .comportement du composite béton armé

On vient de voir que le béton présente un comportement fragile sous des contraintes de traction avec des résistances très faibles de l'ordre de 1/10 de sa résistance à la compression. Pour remédier à cet inconvénient, on introduit des armatures afin de reprendre les efforts de traction dans le matériau béton. Si la résistance à la traction du béton dépasse la valeur limite de critère, il se forme une où plusieurs fissures. Après formation d'une fissure, le

béton ne transmet pas d'efforts dans une direction normale à la fissure. A cause de la présence d'armatures dans le béton qui traversent la fissure et de la rugosité de la surface de la fissure, des contraintes substantielles de cisaillement peuvent se développer. La rugosité de la surface de la fissure conduit au transfert de cisaillement par engrenage des agrégats. Cela est plus effectif lorsque l'acier traverse la fissure parce qu'il a tendance à s'opposer au mouvement relatif des deux lèvres de la fissure [27].

6. Classification des chocs et des projectiles

Dans un environnement industriel, il existe de nombreuses sources de projectiles qui sont largement décrites dans [30]. C'est pourquoi les projectiles peuvent prendre des formes irrégulières variées en fonction du phénomène initiateur. Lorsqu'il s'agit de caractériser l'impact sur un ouvrage particulier (structure, équipement), désigné par la suite de l'article indifféremment comme cible, on distingue deux catégories de projectiles : les projectiles rigides, ou mous tels qu'illustrés à la figure (1.15). On désignera, de la même manière, le choc associé comme rigide ou mou. Certains auteurs ont développé des critères quantitatifs plus précis pour faciliter la distinction entre chocs mous et chocs durs à partir de quelques propriétés mécaniques relatives au projectile et à la cible. Le principe décrit dans [31] est de comparer la contrainte effective (σ_{eff}) apportée par le projectile à la contrainte de rupture de la cible (σ_c). En effet, on peut montrer par des considérations théoriques s'appuyant sur l'équation fondamentale du mouvement que la contrainte effective σ_{eff} exercée par le projectile sur la cible à l'instant initial du choc possède deux composantes :[32]

- l'une liée à la contrainte de rupture du projectile σ_p ;
- l'autre liée à sa vitesse au moment de l'impact V_0 .

La contrainte effective s'exprime selon la relation (1.1):

$$\sigma_{eff} = \sigma_p + \rho_p + \rho_p V_0^2 \quad (1.1)$$

Avec :

σ_{eff} (Pa) contrainte effective,

σ_p (Pa) contrainte de rupture du projectile,

ρ_p (kg/m³) masse volumique du projectile,

V_0 (m/s) vitesse du projectile.

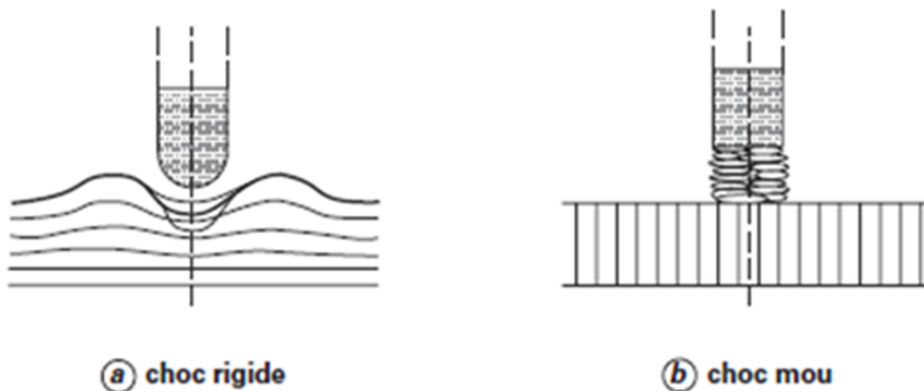


figure 1.15 :distinction entre impact rigide et impacte mou

Lorsque la contrainte effective due à l'impact du projectile est supérieure à la contrainte de rupture de la cible ($\sigma_{\text{eff}} > \sigma_c$), c'est-à-dire que le projectile dispose d'une contrainte de rupture plus élevée que la cible ou que la vitesse d'impact est très importante, on a les caractéristiques d'un **choc dur**. Réciproquement, dans l'autre cas ($\sigma_{\text{eff}} < \sigma_c$), on pourra assimiler l'impact à un **choc mou**. Cependant on retiendra dans la pratique que cette formulation apparemment simple est difficile à appliquer car il n'est pas aisé de quantifier aisément la contrainte de rupture relative d'un projectile ou de la cible sans recours à des calculs. Aussi il a été également introduit une catégorie de chocs intermédiaires correspondant aux **chocs semi-rigides** pour lesquels le projectile et la cible sont considérés tous les deux comme déformables [32].

En fonction de la déformabilité (ou inversement de la rigidité) du projectile par rapport à la cible, les méthodes employées pour caractériser les effets seront différentes. Lors du choc, l'énergie cinétique apportée par le projectile est dissipée majoritairement en énergie de déformation et dans un degré moindre en chaleur, due aux frottements internes des matériaux. Celle-ci est alors distribuée entre le projectile lui-même s'il est déformable et la cible si elle l'est également. L'énergie cinétique résiduelle se traduira par le rebond du projectile s'il est non perforant ou bien par la poursuite de sa trajectoire à une vitesse plus faible. Les projectiles considérés comme rigides par rapport à la cible génèrent de très fortes déformations au voisinage de l'impact. Dans cette catégorie, on trouvera les projectiles d'origine militaire ou fortement « pointus », c'est-à-dire ayant une surface d'impact limitée en regard de leur masse. L'intensité des efforts locaux appliqués pouvant être considérable, notamment en terme de cisaillement, le projectile peut alors pénétrer à l'intérieur de la cible voire la perforer. Les méthodes de calculs utilisables dépendent alors de la violence de l'impact. Ainsi de nombreuses corrélations empiriques ont été développées pour permettre de déterminer la profondeur de pénétration en fonction d'un nombre limité de paramètres en simplifiant la géométrie et les caractéristiques mécaniques du projectile et de la cible. Les projectiles considérés comme déformables ou « mous » par rapport à la cible absorbent une grande partie de l'énergie d'impact par leur propre déformation, ce qui va entraîner des effets locaux limités au niveau de la cible. En revanche, des déformations de flexion d'ensemble sont malgré tout à prévoir compte tenu de la quantité de mouvement transmise [32].

7. Comportement du béton armé sous impact

Même si l'on connaît assez bien le comportement du béton en statique et en dynamique, il est intéressant de comprendre les phénomènes observés lors d'un impact. Les essais Meppen font référence lorsque l'on souhaite traiter des chocs mous. Les résultats de ces essais réalisés à la fin des années 1970 ont été largement analysés dans la littérature. Il s'agit de 21 tirs de tubes déformables sur des dalles en béton armé. Les vitesses des tubes, l'épaisseur des dalles, les réseaux d'armatures ont été modifiés entre les essais pour évaluer leurs effets. Ainsi ces nombreux essais ont permis aux chercheurs d'analyser la propagation des fissures dans les dalles et d'en déduire un processus de perforation [33]. Les états successifs d'endommagement de la dalle sont présentés sur la Figure (1.16) et peuvent se définir ainsi [34]:

1. Etat de contact initial

2. Formation de fissures diagonales dans l'épaisseur, éclatement de l'enrobage sur 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.

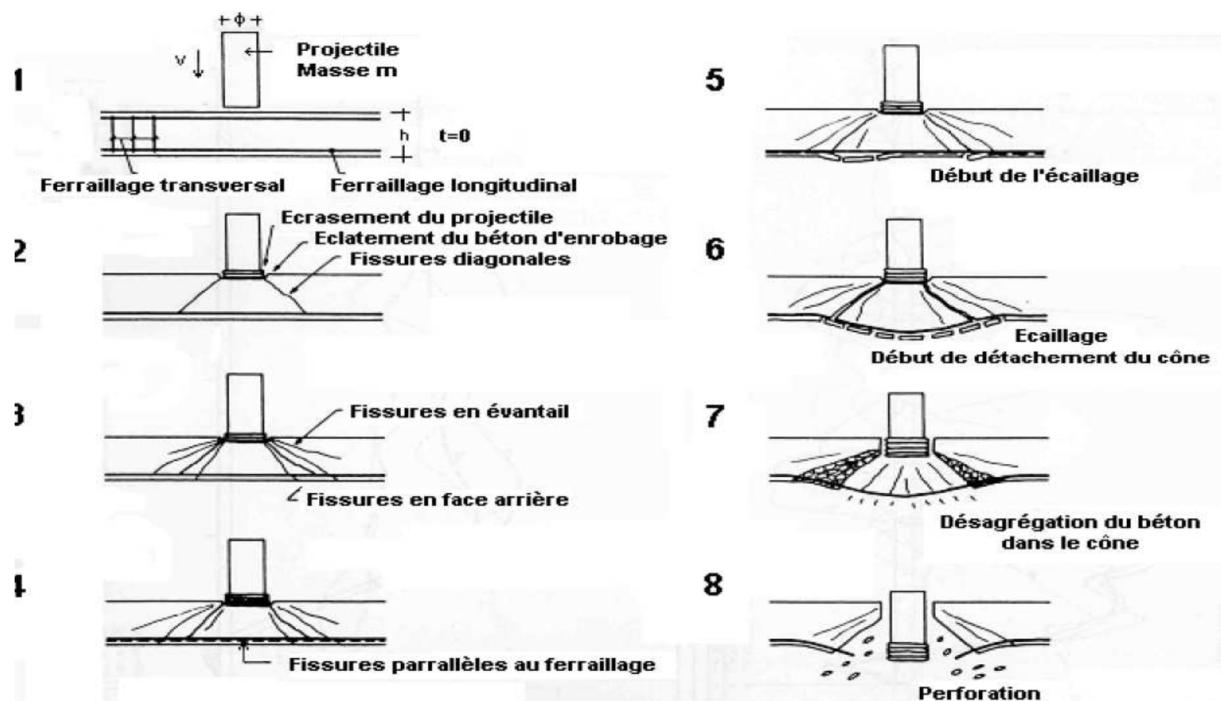


Figure 1.16 : Processus de perforation selon les essais Meppen [33].

8. Conclusion

L'étude des structures en béton armé sous choc, nécessite de caractériser précisément ce type de choc et le comportement des matériaux. Dans ce chapitre une classification générale des chocs, distinguant précisément les chocs mous des chocs durs, incé que le comportement du béton et l'acier et leur interface.

1. Introduction

La modélisation macroscopique du comportement mécanique et dynamique du béton et de l'acier a beaucoup évolué 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, 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 classes de modèles de comportements du béton et de l'acier seront présentées. La deuxième partie est consacrée à la présentation du logiciel Abaqus et les deux modèles utilisés pour la simulation.

2. Les modèles constitutifs du béton et de l'acier

Le béton et les armatures d'acier sont les composants principaux des structures en béton armé. La modélisation numérique du comportement de ces structures nécessite l'étude de trois aspects: les modèles constitutifs du béton, les modèles de comportement de l'acier et l'interaction entre le béton et l'acier. Dans cette partie, ces différents problèmes sont analysés [1].

2.1 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 [1].

2.2 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 2.1 représente le champ de contraintes selon LEFM [1].

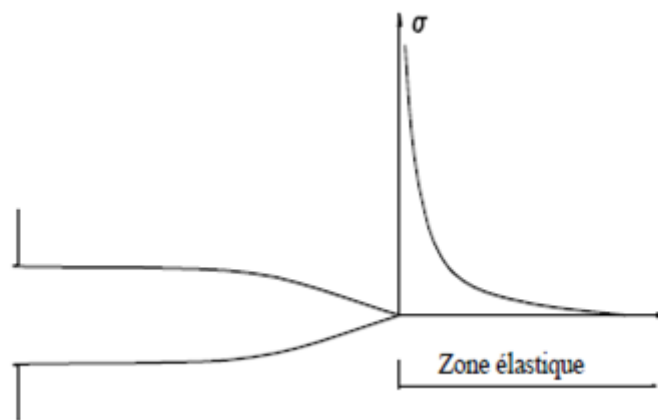


Figure 2.1 : champ de contraintes selon LEFM (singularité au fond de la fissure) [1].

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 [35, 36]. 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 [37] appartenant au groupe des modèles de fissuration discrète avec le champ de déplacement discontinu (modèles discontinus) (Figure 2.2.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 2.2.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.

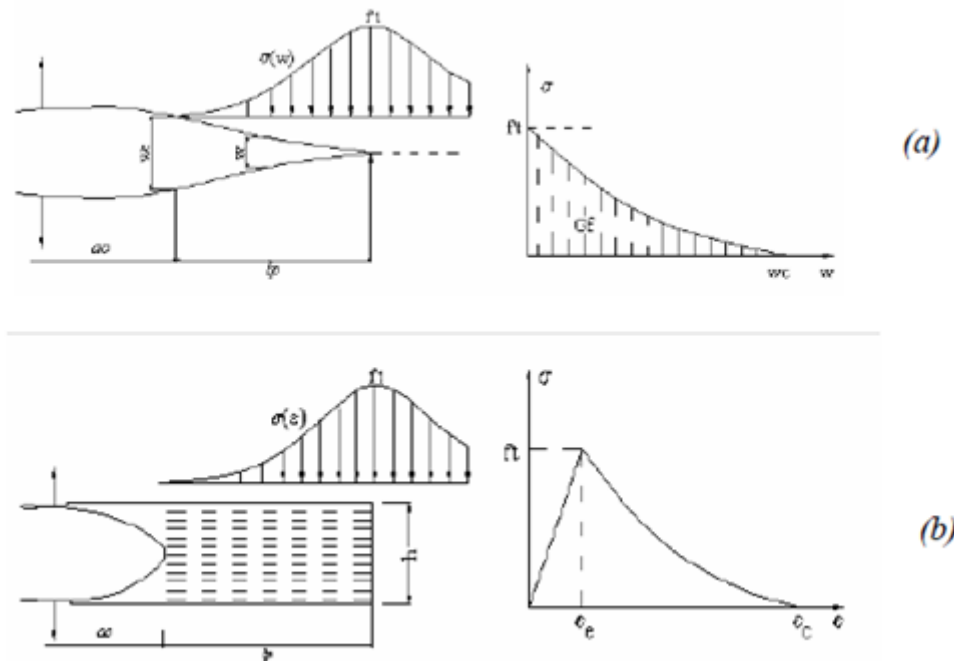


Figure 2.2 : les modèles non linéaires de fissuration : FCM (a) [35] et CBM (b) [36].

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 [35.36]. 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» [1].

2.3 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 ε_1 , ε_2 , ε_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 :

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

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

La variable d'endommagement résulte de la combinaison d'un endommagement de Compression D et d'un endommagement de traction D :

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

Avec :

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

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

β est un coefficient traduisant le couplage entre les deux endommagements

Si $\beta \neq 1$ alors

$$D_c = 1 - \frac{\varepsilon_{D^0}(1 - A_c)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_c}{\exp[\beta_c(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{D^0})]}$$

$$D_t = 1 - \frac{\varepsilon_{D^0}(1 - A_t)}{\tilde{\varepsilon}} - \frac{A_t}{\exp[\beta_t(\tilde{\varepsilon} - \varepsilon_{D^0})]}$$

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

ε_{D^0} : seuil d'endommagement initial qui est identifié à l'aide de la contrainte en traction et du module d'élasticité ($\varepsilon_{D^0} = \frac{F_t}{E}$). $\tilde{\varepsilon}$ 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

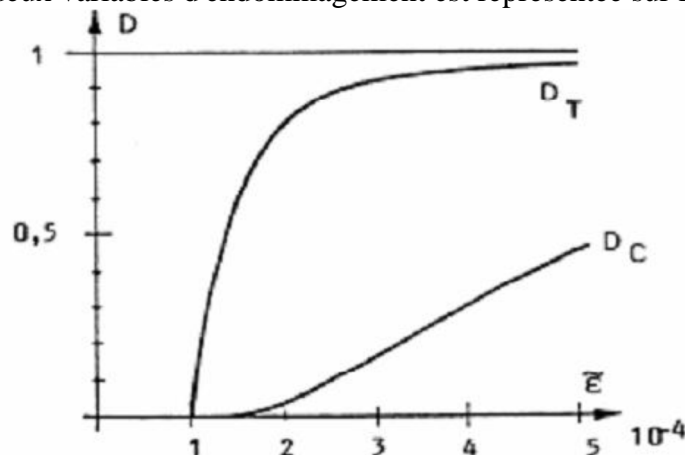


Figure 2.3.1: Evolution des variables d'endommagement en compression et en traction [38].

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

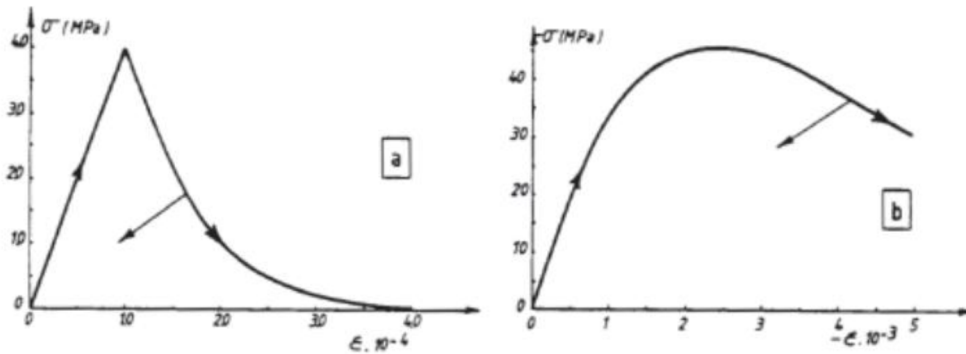


Figure 2.3.2 : Reponse du modele d'endommagement de Mazars en traction simple (a) et en compression simple (b) [38]

2.4 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 2.4). 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.

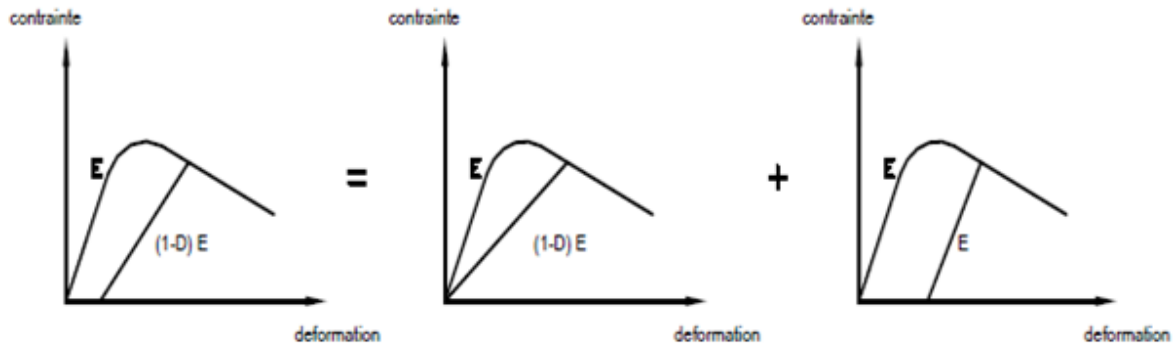


Figure 2.4 : Représentation de la loi de couplage du béton [1].

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 [1].

2.5 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 2.5).

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.

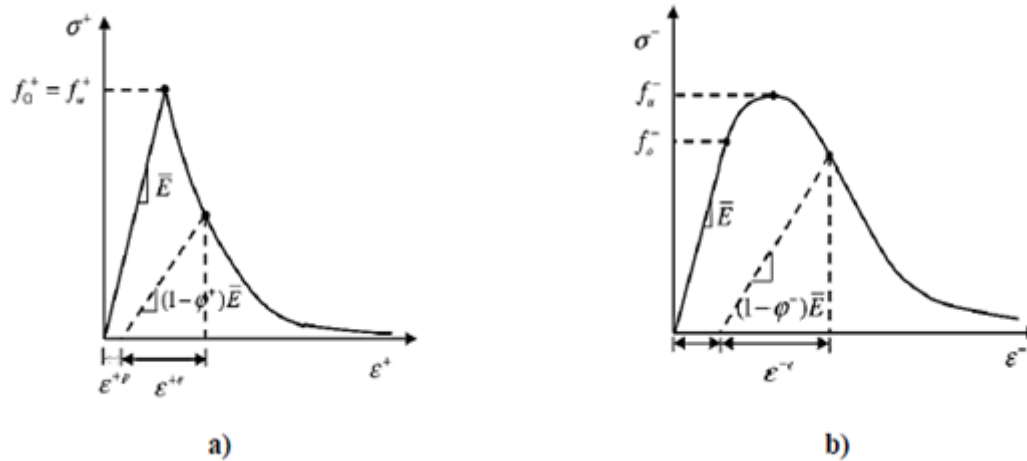


Figure 2.5 : comportement du béton sous a) la traction uniaxiale et b) la compression uniaxiale[42].

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 2.6). 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 ε^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 [1].

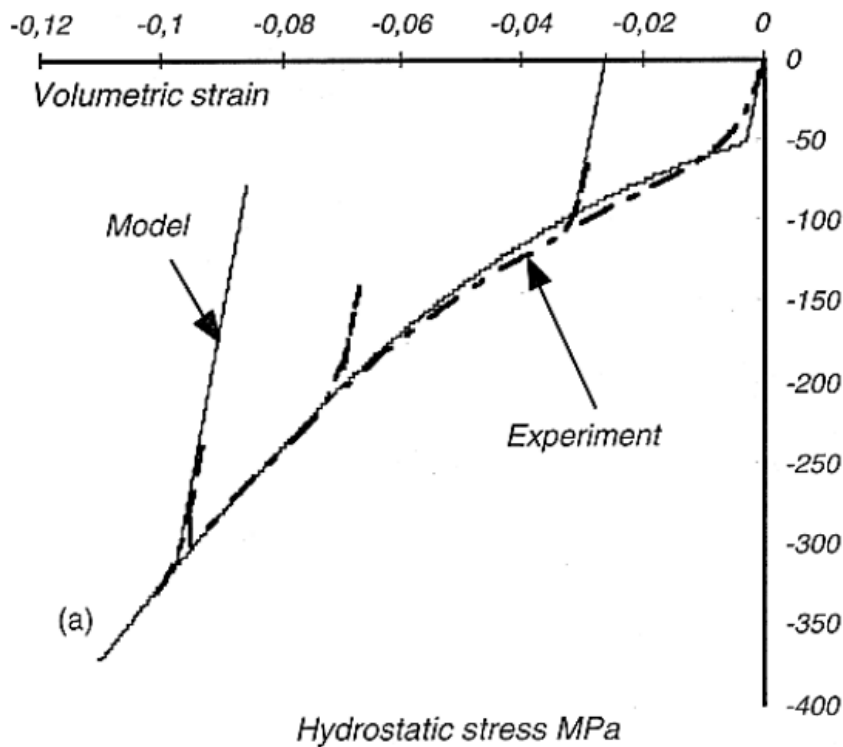


Figure 2.6 : comparaison entre résultats expérimentaux et de simulation pour un mortier sous compression [44].

2.6. Les modèles de comportement des armatures en acier

Le comportement des armatures en acier dans les structures en béton armé est normalement régi par les lois de comportement fondamentales de l'acier comme la loi élastique, la loi élastique parfaitement plastique (Figure 2.7a) et la loi élasto-plastique avec écrouissage (Figures 2.7b). L'écrouissage peut être isotrope ou cinématique en fonction des cas concrets de calcul [1].

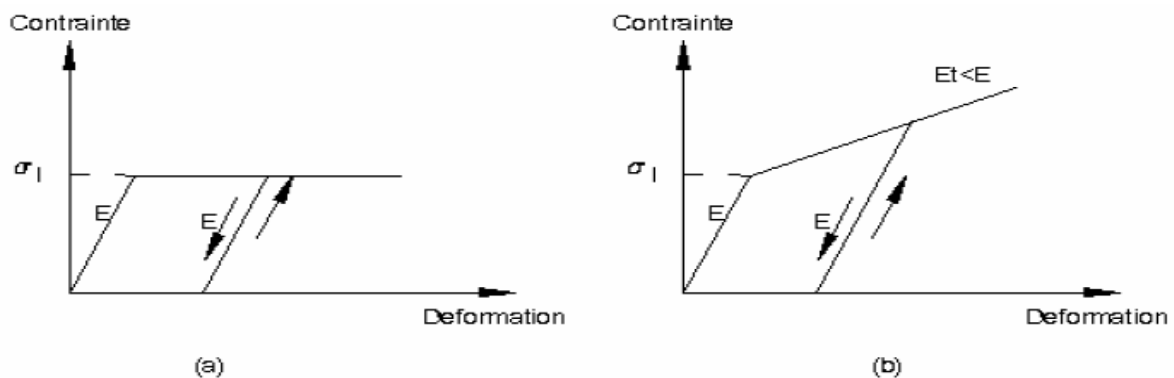


Figure 2.7 : Loi élastique parfaitement plastique (a) et élasto-plastique avec écrouissage (b) [1].

Quelques lois de comportement sont également utilisées comme celle de Pinto-Menegotto pour la modélisation des structures en béton armé sous charges cycliques, en se

basant sur la loi élasto-plastique avec écrouissage cinématique tenant compte de l'effet Bauschinger [1].

2.6.1. Les modèles de l'interaction "béton - armatures d'acier "

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

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

- La représentation discontinue est modélisée par des éléments de type barre reliés avec le milieu continu (béton) par des liaisons parfaites ou spéciales (Figure 2.8a).
- La représentation continue est modélisée par des éléments spéciaux contenant déjà la bande d'armature avec sa direction prédéterminée, l'épaisseur de cette bande dépendant du taux d'acier selon cette direction (Figure 2.8b) [1].

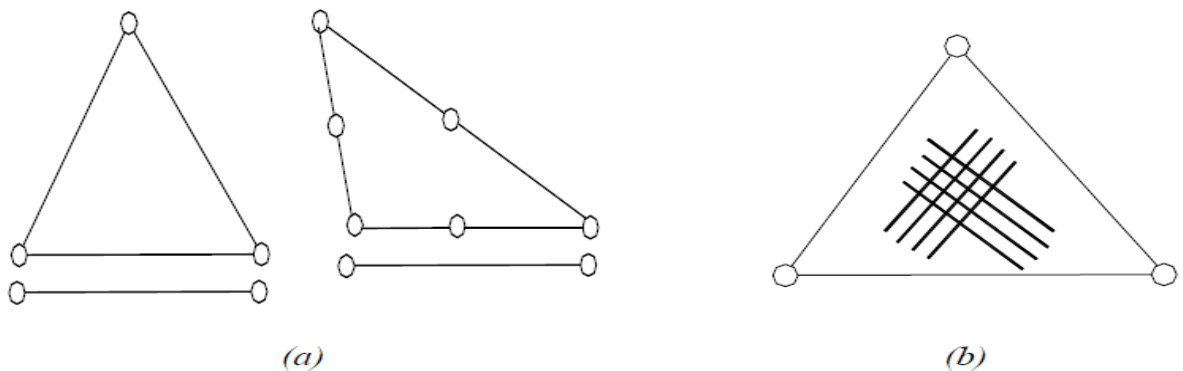


Figure. 2.8 :Représentation des armatures d'acier dans le béton: (a) discontinue, (b) continue [1].

La représentation discontinue est la plus simple et la plus utilisée dans la modélisation des structures de construction en béton armé avec une précision suffisante, tandis que la représentation continue n'est convenable que pour les structures compliquées avec un grand taux d'acier et travaillant dans les conditions défavorables.

Représentation de la liaison béton-acier

La liaison béton-acier assure l'existence même de la structure en béton armé en permettant la transition des effets du chargement de l'un à l'autre lorsque la structure est chargée. Pour représenter cette liaison dans la simulation numérique, plusieurs méthodes peuvent être utilisées comme [1] :

- L'acceptation d'une liaison parfaite entre les armatures et le béton où tous les effets de détachement sont négligés (c'est la représentation la plus simple et qui peut être utilisée avec une précision suffisante quand l'ouverture des fissures reste petite);

- L'utilisation d'éléments spéciaux de type ressort (*bond link spring elements*) reliant les deux surfaces acier-béton par deux noeuds chacune ou des éléments de type d'interface relient les éléments d'acier et de béton en se basant sur la loi d'adhérence (τ - γ) entre ces deux matériaux (la complexité de mise en oeuvre de ces éléments et la difficulté d'identification de la loi d'interface sont les inconvénients de cette méthode);
- La modification de la loi de comportement d'un de deux matériaux (béton ou acier) pour y introduire le comportement d'interface. Cette méthode est en réalité moins utilisée dans les calculs

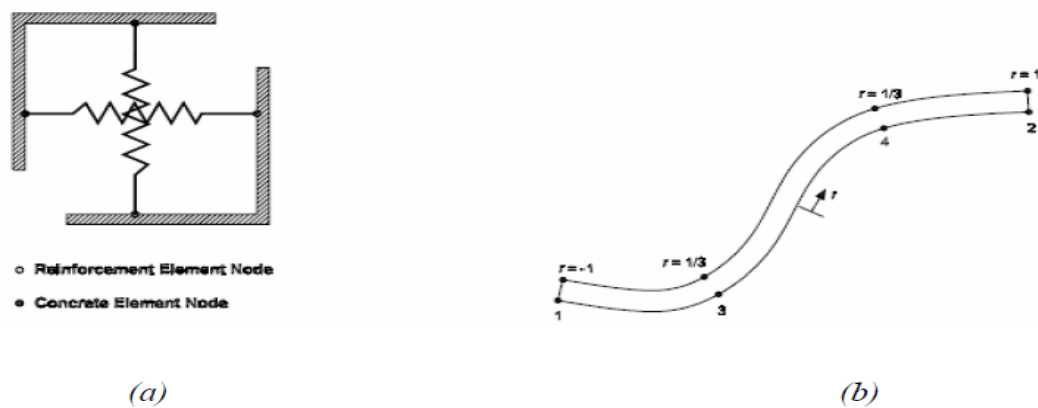


Figure 2.9 :Représentation des éléments de liaison béton-acier – éléments de type ressort ; (b) – éléments d'interface [1].

3. Endommagement et rupture du béton

3.1 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'apparition et l'évolution des micros défauts et des micros vides dans le matériau endommagé, ainsi que ses effets sur le comportement global.

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

- La naissance d'une fissure macroscopique,

- la progression lente ou la propagation rapide de cette fissure dans le solide.

3.2. Définition de la variable d'endommagement[47]

a) Concept de surface endommagée

Soit un solide endommagé dans lequel nous isolons un élément de volume dont les dimensions sont suffisamment grandes devant celles des hétérogénéités. Imaginons une section de cet élément, orientée par la définition de la direction de sa normale n .

Soit S l'aire de la section, et S_D celle des traies des microfissures et des cavités qui constituent l'endommagement (figure 2.10).

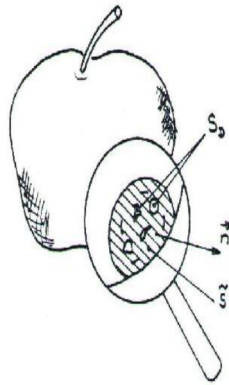


Figure 2.10: Schéma illustrant la définition de la surface effective [48].

Soit \tilde{S} la section effectivement résistante tenant compte de la surface des défauts, des concentrations de micro-contraintes qui existent à leurs voisinages et des interactions entre défauts voisins :

$$S - \tilde{S} = S_D \quad [2.1]$$

Par définition, la mesure de l'endommagement relative à la direction n , est :

$$D_{\vec{n}} = \frac{S - \tilde{S}}{S} \quad [2.2]$$

- $D_n = 0$ Correspond au matériau initialement non endommagé.
- $D_n = 1$ Correspond au matériau totalement rompu perpendiculairement à n .
- D_n est compris entre 0 et 1, il caractérise l'état de l'endommagement.

Hypothèse d'isotropie

Un cas particulier important est celui pour lequel D_n dépend peu ou pas de n . Ceci

Correspond à l'hypothèse d'isotropie et l'endommagement est complètement caractérisé par la variable scalaire D . Sur le plan physique, ceci signifie que les fissures et les cavités sont uniformément distribuées par rapport à toutes les directions : [48]

$$D = D_{\vec{n}} \quad \forall \vec{n} \quad [2.3]$$

Concept de la contrainte effective :

La notion de contrainte effective introduite par Kachanov [47], découle directement de la densité surfacique des discontinuités. Dans le cas d'un matériau endommagé, les sections élémentaires ne résistent pas dans leur totalité aux efforts. Pour simplifier cette approche, plaçons-nous dans le cas de la traction. A un instant donné, si F et S sont respectivement l'effort de traction et la section de l'éprouvette de l'élément de volume représentatif (EVR), alors la contrainte classiquement utilisée est :

$$\sigma = \frac{F}{S} \quad [2.4]$$

Un tel concept ne tient pas compte de la présence de micro-défauts au sein du matériau. Pour prendre en compte leur influence, il est nécessaire de considérer la surface effectivement résistante, soit \tilde{S} .

En supposant l'endommagement uniforme sur la section S .

$$\tilde{S} = S(1 - D) \quad [2.5]$$

Par définition le tenseur des contraintes $\tilde{\sigma}$ est celui qu'il faudrait appliquer à l'E.V.R, vierge afin d'obtenir la même déformation que celui dans l'E.V.R. endommagé soumis à la contrainte actuelle σ , pour tenter de rendre compte des effets de concentration de contraintes au voisinage d'un microdéfaut [48]:

$$\tilde{\sigma} = \frac{F}{\tilde{S}} \quad [2.6]$$

Soit encore :

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{1-D} \quad [2.7]$$

On a évidemment :

- $\tilde{\sigma} \geq \sigma$
- $\tilde{\sigma} = \sigma$: Pour un matériau vierge ($D=0$)
- $\tilde{\sigma} \rightarrow \infty$ au moment de la rupture ($D=1$)

Dans le cas d'un endommagement isotrope défini par la variable scalaire D , une extension a été faite aux sollicitations tridimensionnelles. Le tenseur de contraintes effectives s'écrit [49].

$$\tilde{\sigma} = \frac{\sigma}{1-D} \quad [2.7]$$

En d'autres termes toutes les composantes du tenseur de contraintes sont divisées par le scalaire $(1-D)$.

Principe d'équivalence en déformation

La loi de comportement du matériau endommagé est la même que celle du matériau non endommagé, la contrainte usuelle étant remplacée par la contrainte effective. Ceci suppose que l'endommagement n'intervient que par l'intermédiaire des contraintes effectives. Cette approche n'est pas strictement rigoureuse. Il s'agit d'une hypothèse de travail, dont la simplicité fournit un formalisme efficace pour la construction des lois de comportement des matériaux endommagés.

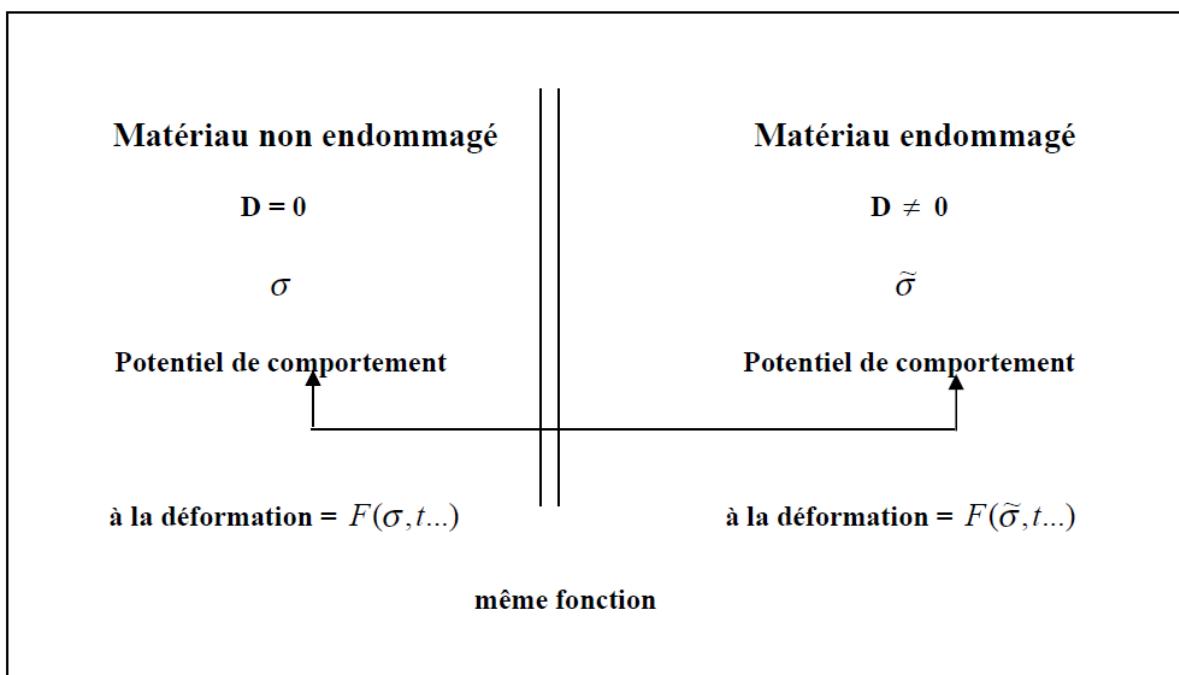


Figure 2.11: Principe d'équivalence en déformations [48].

Ainsi, en élasticité linéaire unidimensionnelle:

$$\varepsilon_e = \frac{\sigma}{E} \qquad \varepsilon_e = \frac{\tilde{\sigma}}{E} = \frac{\sigma}{E(1-D)} \qquad [2.8]$$

- E est le module d'Young du matériau non endommagé.
- $\tilde{E} = E(1 - D)$ est le module effectif du matériau endommagé.

3.4 La théorie de la rupture

La rupture ou le mécanisme de propagation des fissures dans les matériaux sous chargement est divisée en trois modes qui peuvent être combinés entre eux: Modes I, Mode II et Mode III. Ces modes sont représentés sur la Figure 2.12 [2] :

- Le Mode I est le mode d'ouverture de la fissure due aux effets normaux.
- Le Mode II est le mode de cisaillement plan dû aux effets de cisaillement.
- Le Mode III est le mode de cisaillement hors plan dû aux effets de torsion.

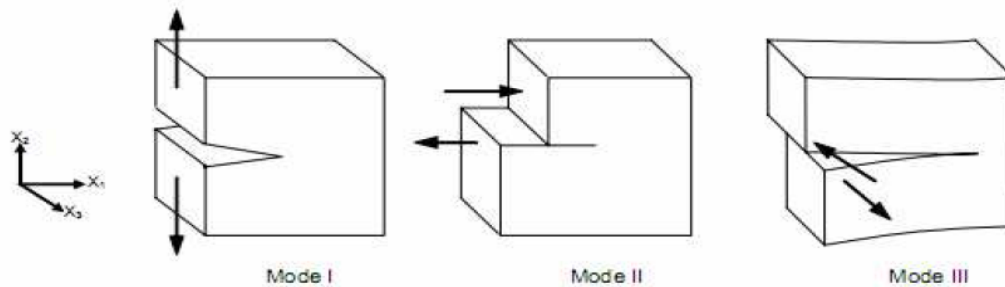


Figure 2.12 Représentation des modes de rupture du béton

En réalité, on rencontre souvent un mode mixte qui combine deux ou trois de ces modes. Par exemple dans la rupture par cisaillement des poutres en béton armé, on constate le mode mixte qui est la somme du Mode I et du Mode II

4. présentation et modélisation dans le logiciel ABAQUS

Aujourd'hui, la simulation de produits est souvent exécutée par des groupes d'ingénierie en utilisant des outils de simulation. L'utilisation de plusieurs produits logiciels du fournisseur crée des inefficacités et augmente les coûts. SIMULIA offre une gamme évolutive de produits d'analyse unifiée qui permettent à tous les utilisateurs, indépendamment de leur expertise en simulation ou un domaine accent, de collaborer et de partager des données de manière transparente et méthodes de simulation approuvées sans perte d'information. Parmi ces produits unifiés par éléments finis Abaqus qui offre des solutions puissantes et complètes pour les deux problèmes techniques courantes et sophistiquées.

ABAQUS est une suite puissante de logiciels de simulation technique, basée sur la méthode des éléments finis, qui peut résoudre des problèmes allant des analyses relativement simples à des simulations non linéaires les plus complexes. ABAQUS contient une vaste bibliothèque d'éléments qui peuvent pratiquement modéliser n'importe quelle géométrie. Il a une vaste liste de modèles et peut simuler le comportement de l'ingénierie des matériaux les plus typiques, y compris les métaux, le caoutchouc, les polymères, les composites, le béton armé et les matériaux géotechniques telles que les sols et roches [50].

4.1 Présentation du logiciel

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

Dans la plupart des simulations, y compris fortement les non linéaires, le besoin d'utilisateur est de fournir les données de technologie telles que la géométrie de la structure, le comportement des matériaux constitutifs, ses états de frontière, et les charges appliquées. ABAQUS peut simuler n'importe quelle géométrie telles que : poutres, plaques, coques et éléments spéciaux (ressorts, masses...) en deux dimensions ou en trois dimensions. Le cœur du logiciel ABAQUS est donc ce qu'on pourrait appeler son "moteur de calcul". À partir d'un fichier de données (caractérisé par le suffixe .inp), qui décrit l'ensemble du problème mécanique, le logiciel analyse les données, effectue les simulations demandées et fournit les résultats dans un fichier .odb. Deux tâches sont 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...., suivant une syntaxe précise. Il faut savoir que le prétraitement et le post traitement peuvent être effectués par d'autres logiciels.

ABAQUS se divise en trois grands codes [51] :

ABAQUS/Standard: résoudre par un algorithme statique implicite.

ABAQUS/Explicit : résolution par un algorithme explicite.

ABAQUS/CAE: fournit un environnement complet de modélisation et de

visualisation pour des produits d'analyse d'ABAQUS.

4.1.1 Abaqus standard (implicite)

Ce module représente le code de calcul implicite dédié aux calculs quasi-statiques, linéaires ou non, thermiques, acoustiques, L'algorithme de calcul se base sur des calculs itératifs visant à atteindre l'équilibre global du système à chaque incrément de temps, ce qui lui confère une grande stabilité et une certaine inertie

Dans un calcul implicite, la méthode de Newton est généralement utilisée pour résoudre les problèmes non linéaires, 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

$$F[u(i)] + (\partial F[u(i)] / \partial u(i)) * c(i+1) + (\partial^2 F[u(i)] / \partial u(i)^2) * c^2(i+1) + \dots = 0 \quad [2.9]$$

$u(i)$ 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

$$(\partial F [u(i)] / \partial u(i)) * c(i+1) = F[u(i)] \quad [2.10]$$

Cette méthode est lente et la matrice jacobienne $\partial F [u(i)] / \partial u(i)$ peut présenter des problèmes de singularité ce qui rend la dernière équation insoluble.

4.1.2 Abaqus explicit

Le module explicite est souvent utilisé pour les calculs dynamiques. Contrairement au code implicite, l'algorithme explicite n'est pas itératif. Cet algorithme se base sur un très grand nombre d'incrémentes très courts définis par la vitesse de propagation d'une onde élastique.

La notion de propagation d'onde présente l'avantage de limiter la résolution par éléments atteints par l'onde ce qui présente une économie par rapport au code implicite (qui résout sur tout le système à chaque incrément). Ceci lui confère la capacité de réaliser des calculs rapides [52]. Le module explicite est toutefois confronté à deux difficultés qui sont la stabilité des calculs et les modes vibratoires. En effet, cet algorithme n'est pas stable comme l'algorithme itératif du module implicite, ce qui nous impose de bien choisir les dimensions des éléments. Pour pouvoir assurer la convergence du calcul, l'incrément minimal utilisé doit être inférieur ou égale au temps défini.

Le schéma d'intégration se fait par différence centrales exprimé par les deux équations équation ci-dessous.

$$du(i+1)/dt = du(i-1/2)/dt + [\Delta t(i)/2] * d^2u/dt^2 \quad [2.11]$$

$$u(i+1) = u(i) + [\Delta t(i+1) * du(i+1/2)/dt] \quad [2.12]$$

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

4.1.3 Le CAE (Complète Abaqus Environment)

Le CAE représente l'interface graphique interactive idéale pour la modélisation, la gestion et le post traitement des modèles Abaqus. Le CAE permet d'effectuer la totalité de la mise en donnée, de la création ou l'import de pièce, du maillage jusqu'à l'exploitation avancée des résultats, comme montré sur la figure 2.13 [51].

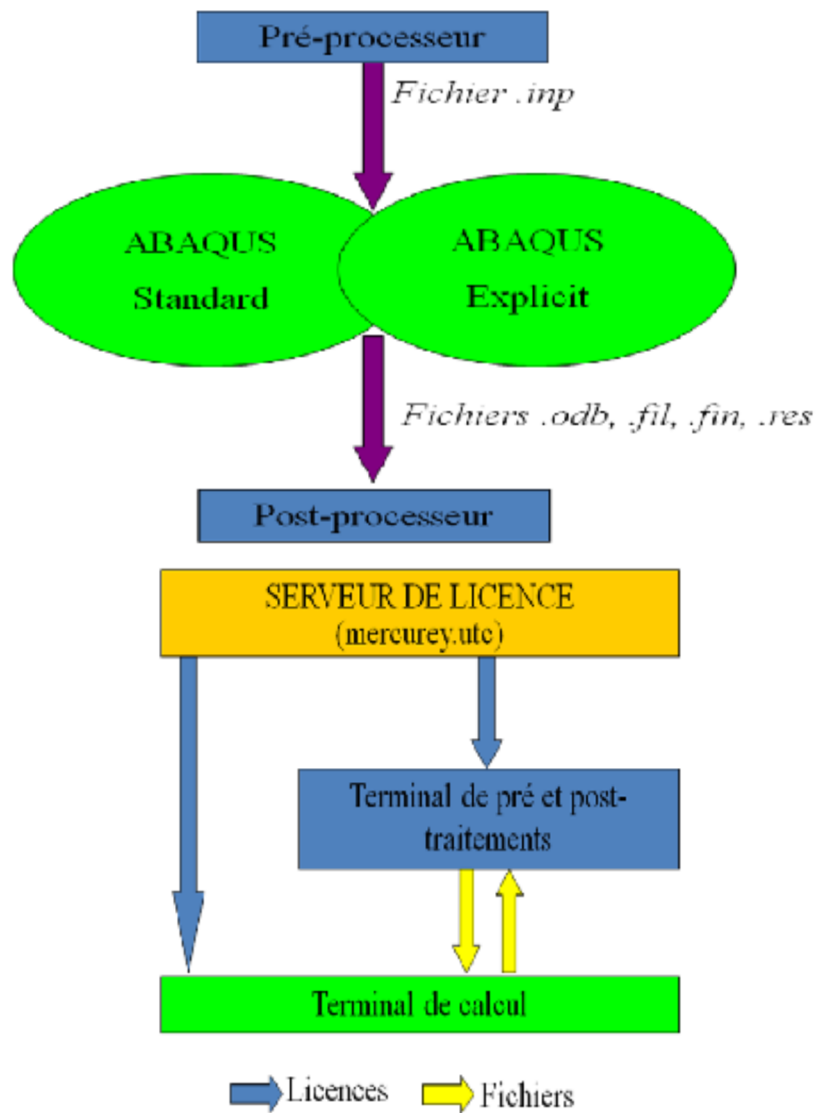


Figure 2.13 : Schéma de fonctionnement d'ABAQUS [50].

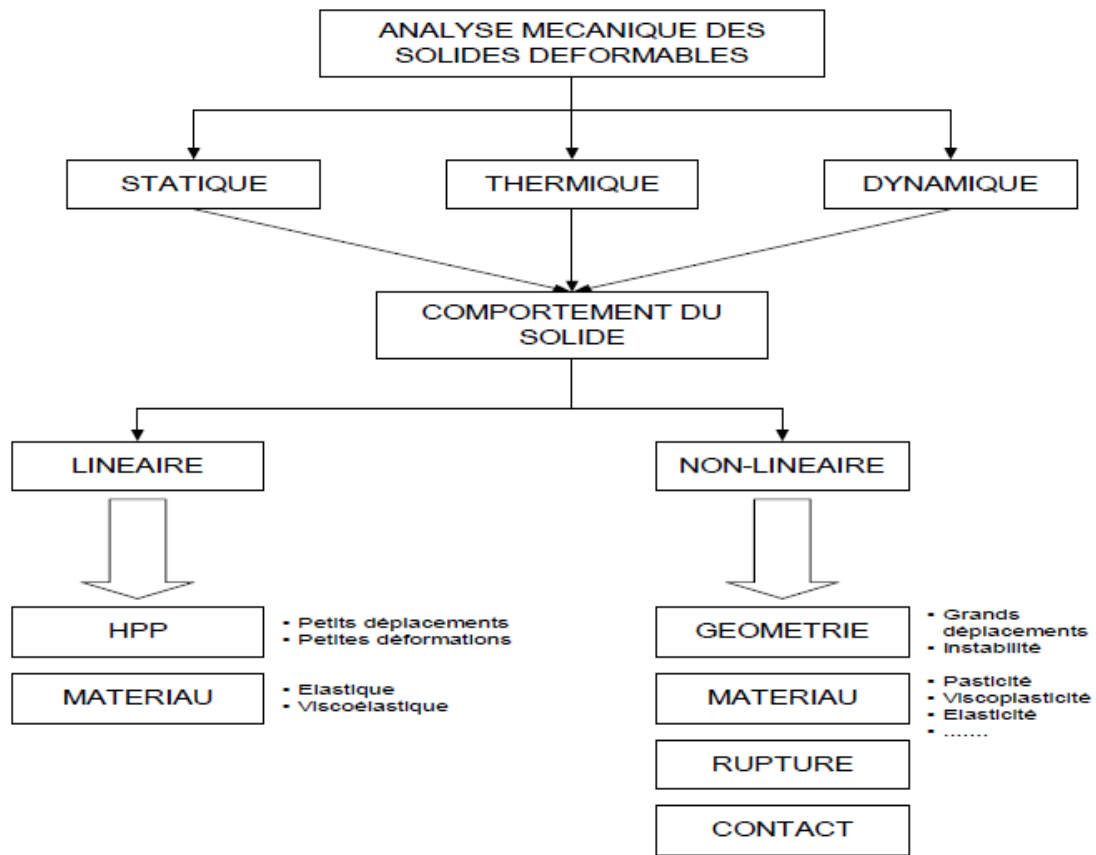


Figure 14 : Itinéraire des opérations sur Abaqus [53]

4.1.4. Modules d'abaqus

La simulation, qui est généralement exécutée en tâche de fond, est le stade dans lequel Abaqus / Standard ou Abaqus / Explicit résout le problème numérique définies dans le modèle:

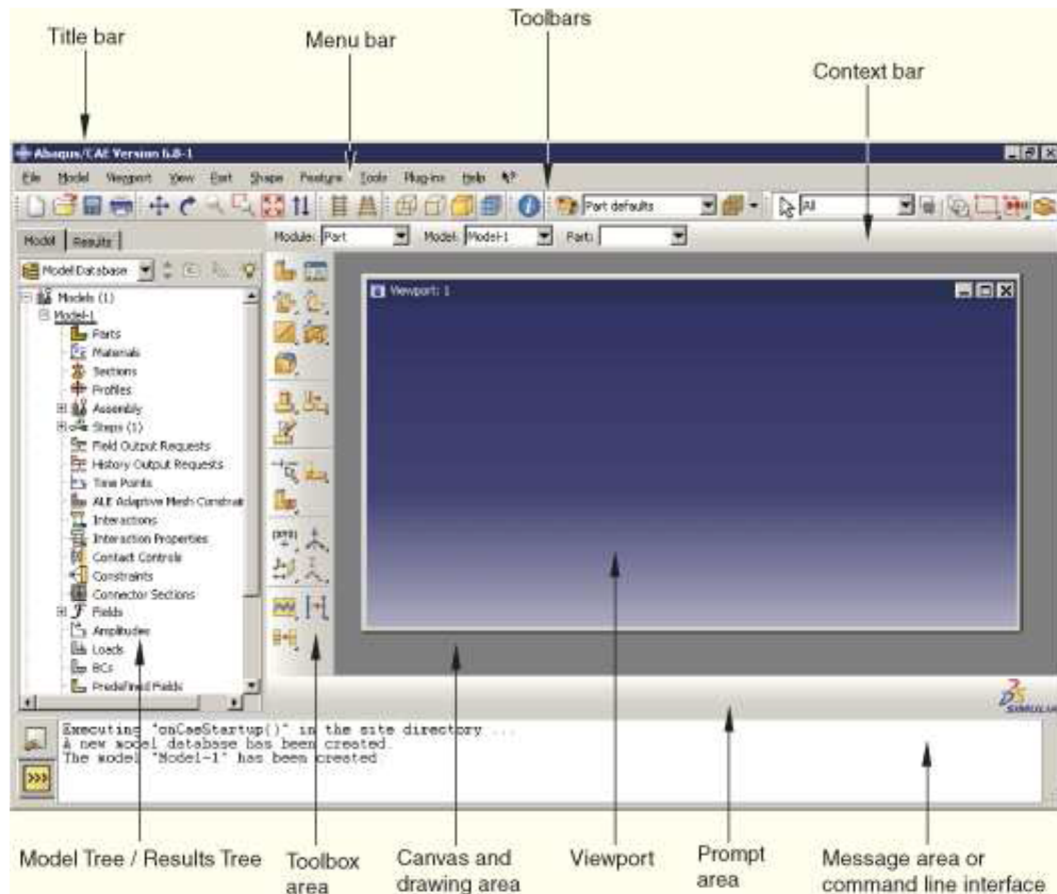
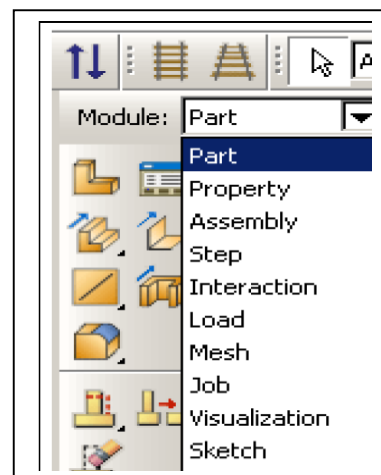


Figure 2.15 : Interface d'ABAQUS.

ABAQUS comporte en tout huit modules pour la modélisation et introduction des données et un neuvième module qui sert à visualiser les résultats ; qui sont :

- Module Par
- Module Property.
- Module Assembly.
- Module Step.
- Module Interaction.
- Module Load.
- Module Mesh.
- Module Job.
- Module de visualisation des resultats.



Module par

Ce module nous permet de créer des pièces individuelles en esquissant leur géométrie directement dans Abaqus / CAE ou en important la géométrie à partir d'autres programmes de modélisation géométrique. Chaque pièce est créée grâce à l'outil '**Create Part**'

Elles sont définies en fonction de leur nom (par défaut, le logiciel utilise le mot Part suivi d'un numéro, correspondant au nombre de pièces). Il faut ensuite entrer d'autres caractéristiques importantes. Par exemple, il est nécessaire d'indiquer notre zone de travail : '**3D**', '**2D**', si le problème se simplifie suffisamment pour être traité comme plan; '**Axisymétrique**', utile dans le cas de la représentation simplifiée du modèle. Ces deux derniers points sont utilisés dans une perspective de simplification du problème, et, par conséquent de diminuer le temps de calcul. Il faut aussi déterminer son '**Type**' : '**Déformable**', '**Discrete Rigide**' ou '**Analytical rigid**', la pièce est définie soit comme déformable ou indéformable; et ses caractéristiques mécaniques qui sont au nombre de quatre: '**Solid**', '**Shell**', en français coque utilise de préférence en '**2D planar**', '**Wire**' et '**Point**'. Tous les dessins élaborés sont bidimensionnels, pour se rapporter dans l'espace de travail, en '**3D**', il suffit de stipuler que sa construction se fait soit par '**Revolution**', soit par '**Extrusion**', ou '**Sweep**', ces outils sont là pour créer une épaisseur. D'autres outils permettent d'améliorer le dessin en rajoutant des détails de plus en plus minutieux, comme les outils d'affinage des arêtes par implantation de congés, etc. Des modèles extérieurs peuvent être importés. Les pièces peuvent être, à tout moment, modifiées grâce à l'outil '**Feature Manager**', en rajoutant, par exemple, ses dimensions afin de les modifier ensuite, nous pouvons créer autant de modèles pour obtenir différents résultats numériques.

Module Property

Ce module est important dans la modélisation numérique du phénomène physique. Il faut créer le matériau, c'est-à-dire, élaborer toutes ses propriétés mécaniques, thermiques ou acoustiques. Dans la partie '**Material Manager**', nous avons la possibilité de rentrer différentes valeurs numériques ou lois physiques. Le logiciel Abaqus travaille sans unités, il est donc préférable de les définir avant et de s'en tenir tout au long du calcul.

Masse	Longueur	Temps	Force	Pression	Energie
M	L	T	M.L.T ⁻²	M.L ⁻¹ .T ⁻²	M.L ² .T ⁻²
Kilogramme	Mètre	Seconde	Newton	Pascal	Joule
Gramme	Millimètre	Milliseconde	Newton	MPa	Milli joule
Tonne	Millimètre	Seconde	Newton	MPa	Milli joule

Tableau 1 : tableau des unités correspond à Abaqus

Module Assembly

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

Module step

L'utilisateur définit tous les critères de calcul utilisés par Abaqus dans le module Job. En particulier il détermine l'incrément, valeur du pas de temps, et la valeur du temps final, qui est un temps (virtuel), temps sans unité. Le temps réel ou physique est défini en fonction des unités (tableau dans 'Material Manager').

Module interaction

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

Module Load

L'utilisateur définit le système à partir de 'Create Boundary Condition' et de 'Create Load', La partie 'BC' regroupe tous les mouvements possibles que l'on rencontre, le nombre de degrés de liberté pour chaque pièce.

La partie 'Load' regroupe l'ensemble des forces auxquelles le système est soumis.

Module Mesh

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

Module Job

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

Module Visualisation

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

4.2. Loi de comportement dans Abaqus

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

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].

4.2.1. Le modèle d'endommagement pour le béton (Concrete Damaged Plasticity(CDP))

Pour notre simulation numérique nous avons utilisé le modèle concrete damaged plasticity (CDP) qui été développé dans le code des éléments finis ABAQUS, ce dernier est basé sur la plasticité et l'endommagement du matériau béton. Il suppose que les deux principaux mécanismes de rupture du béton sont la fissuration en traction et l'écrasement en compression.

Ce modèle offre une capacité générale pour la modélisation du béton et autres matériaux quasi fragiles dans tous les types de structures (poutres, fermes, 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, et il est conçu pour des applications où le béton est soumis à des chargements monotones, cycliques, et / ou dynamique sous faible pression de confinement.

La formulation de ce modèle est basée sur les modèles proposés par Lubliner et al [56].

Comportement uniaxial en traction

En traction uniaxial, la courbe contrainte-déformation présente deux phases, la première phase est linéaire élastique, jusqu'à ce que la valeur de la contrainte de rupture σ_t 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 2.16).

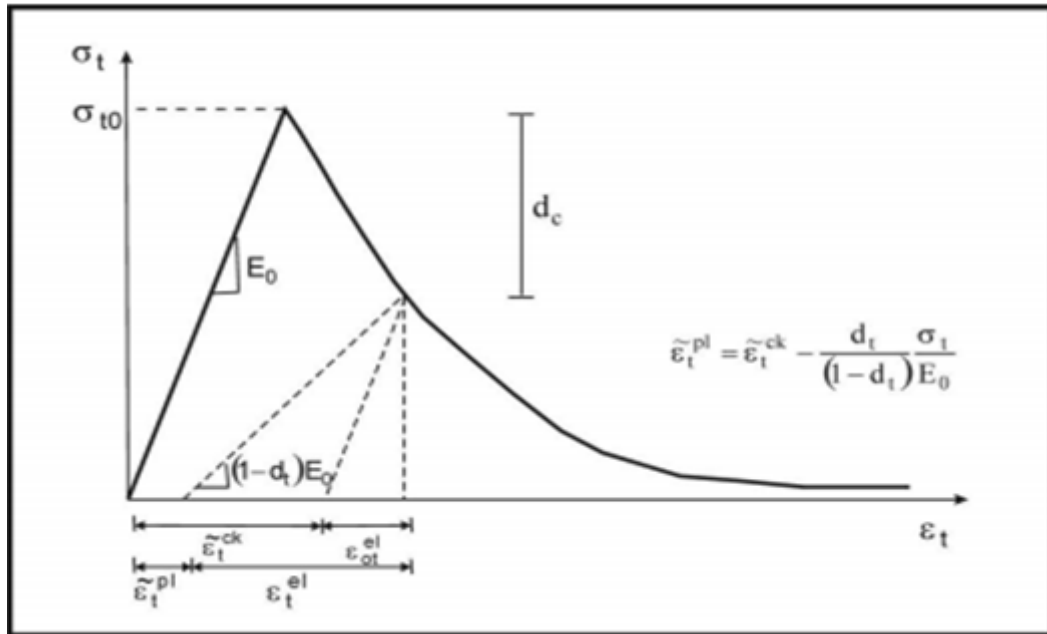


Figure 2.16 : contraintes – déformations en traction simple du modèle « CDP »[54]

Comportement uniaxial en compression :

Dans le cas de la compression uniaxiale, la réponse est linéaire jusqu'à la valeur de la limite élastique σ_{c0} . Dans le domaine plastique, la réponse est généralement caractérisée par un écoulement suivi d'un adoucissement au-delà de la contrainte de rupture σ_c (figure 2.17).

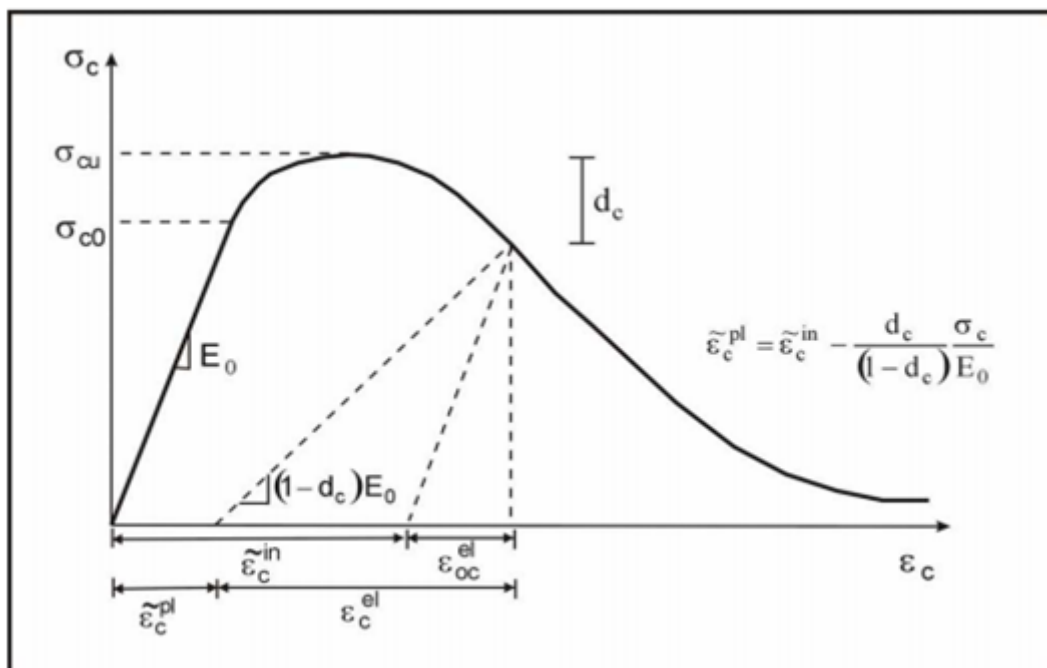


Figure 2.17 : contraintes – déformations en compression simple du modèle « CDP »[54]

Comme le montre les figures 2.16 et 2.17, 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-déformation équivalentes plastiques sous la forme suivante :

$$\sigma_t = f\left(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}, \dot{\tilde{\varepsilon}}_t^{pl}, \theta\right) \quad [2.13]$$

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

Avec :

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

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

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

θ : La température.

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

$$\sigma_t = f(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad [2.15]$$

$$\sigma_c = f(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad [2.16]$$

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.

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

$$d_c = f(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}, \theta) \quad (0 \leq d_c \leq 1) \quad [2.18]$$

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.

$$d_t = f(\tilde{\varepsilon}_t^{pl}) \quad (0 \leq d_t \leq 1) \quad [2.19]$$

$$d_c = f(\tilde{\varepsilon}_c^{pl}) \quad (0 \leq d_c \leq 1) \quad [2.20]$$

4.2.2 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 [65,34,67].

L'équation constitutive du matériau avec la variable scalaire d'endommagement isotrope s'écrit :

$$\boldsymbol{\sigma} = (\mathbf{1} - \mathbf{d})\mathbf{D}_0^{el} : (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^{pl}) = \mathbf{D}^{el} : (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^{pl}) \quad [2.21]$$

Où $\boldsymbol{\sigma}$: est le tenseur de Cauchy, et d est la variable scalaire d'endommagement $\boldsymbol{\varepsilon}$: est le tenseur des déformations totales, \mathbf{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:

$$\tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl} = \begin{pmatrix} \tilde{\varepsilon}_c^{pl} \\ \tilde{\varepsilon}_t^{pl} \end{pmatrix} \text{ et } \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl} = \mathbf{h}(\bar{\boldsymbol{\sigma}}, \tilde{\boldsymbol{\varepsilon}}^{pl}) \quad [2.22]$$

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

$$\mathbf{D}^{el} = (\mathbf{1} - \mathbf{d})\mathbf{D}_0^{el} \quad [2.23]$$

Le tenseur des contraintes effectives est défini par:

$$\bar{\boldsymbol{\sigma}} = \mathbf{D}_0^{el} : (\boldsymbol{\varepsilon} - \boldsymbol{\varepsilon}^{pl}), \quad [2.24]$$

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

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

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 $\bar{\boldsymbol{\sigma}}$ à travers le paramètre d'endommagement scalaire $(\mathbf{1} - \mathbf{d})$:

$$\boldsymbol{\sigma} = (\mathbf{1} - \mathbf{d})\bar{\boldsymbol{\sigma}}. \quad [2.25]$$

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 [56] qui est sous la forme :

$$F = \frac{1}{1-\alpha} (\bar{q} - 3 \cdot \alpha \cdot \bar{p} + \theta(\tilde{\epsilon}^{pl}) \langle \bar{\sigma}_{max} \rangle - \gamma \langle -\bar{\sigma}_{max} \rangle) - \bar{\sigma}_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl}) \quad [2.26]$$

La forme de la surface de chargement dans le plan déviatorique est déterminée par le paramètre γ , tandis que le paramètre α 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 :

$$\langle x \rangle = \frac{1}{2} (|x| + x). \quad [2.27]$$

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

$$\theta(\tilde{\epsilon}^{pl}) = \frac{\bar{\sigma}_c(\tilde{\epsilon}_c^{pl})}{\bar{\sigma}_t(\tilde{\epsilon}_t^{pl})} (1 - \alpha) - (1 + \alpha) \quad [2.28]$$

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 :

$$\alpha = \frac{(f_{b0}/f_c) - 1}{2(f_{b0}/f_c) - 1} \quad [2.29]$$

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

Le paramètre α 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 α .

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

$$\dot{\epsilon}^{pl} = \lambda \frac{\partial G(\bar{\sigma})}{\partial \bar{\sigma}} \quad [2.30]$$

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:

$$G = \sqrt{(f_c - m \cdot f_t \cdot \tan \beta)^2 + \bar{q}^2} - \bar{p} \cdot \tan \beta - \sigma \quad [2.31]$$

Où :

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

β : 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 : $\bar{p} = -\frac{1}{3}\bar{\sigma} \cdot \mathbf{I}$, 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 $\bar{\sigma}$.

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 ($\tilde{\epsilon}_t^{ck}$)) en traction, et entre contraintes et déformations inélastiques (crushing déformations ($\tilde{\epsilon}_c^{pl}$)) 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 :

$$\tilde{\epsilon}_c^{in} = \tilde{\epsilon}_c^{pl} + \frac{d_c}{(1-d_c)} \frac{\sigma_c}{E_0} \quad [2.32]$$

$$\tilde{\epsilon}_t^{ck} = \tilde{\epsilon}_t^{pl} + \frac{d_t}{(1-d_t)} \frac{\sigma_t}{E_0} \quad [2.33]$$

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

$$\tilde{\epsilon}_c^{pl} = \epsilon_c - \sigma_c/E \quad \text{Et : } \tilde{\epsilon}_t^{pl} = \epsilon_t - \sigma_t/E \quad [2.34]$$

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

$$d_c = 1 - \left(\sigma_c * \frac{1}{\sigma_{max}} \right) \quad [2.35]$$

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

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.

Les deux surfaces sont définies par les quatre paramètres: β , m , f et γ .

β : Est l'angle de dilatation mesurée dans le plan p-q à haute pression de confinement.

m : l'excentricité de la surface potentiel plastique.

k : Paramètre qui définit la forme de la surface de chargement dans le plan déviatorique.

f : Etant rapport entre les résistances à la compression du béton sous chargement biaxiale et la résistance sous chargement uniaxial.

4.2.3. Loi élasto-plastique endommageable de Johnson-cook pour les aciers

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

Le modèle de Johnson-Cook 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 :

$$\sigma = 2\mu\varepsilon^{el} + \lambda \text{tr} \varepsilon^{el} I \quad [2.36]$$

$$\Phi(\sigma, \bar{\sigma}) = \sigma_{eq} - \bar{\sigma} \leq 0 \quad [2.37]$$

$$\bar{\sigma} = [A + B\varepsilon^n] \times \left[1 + C \ln \frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0}\right] \times \left[1 - \left(\frac{\theta - \theta_t}{\theta_{fusion} - \theta_t}\right)^m\right] \quad [2.38]$$

Avec :

σ : La contrainte

$\bar{\sigma}$: La contrainte effective

ε^{el} : La déformation élastique

λ, μ : Coefficients de lamé

Φ : Critère de plasticité

L'équation [2.38] 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 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. (De plus amples détails sont fournis dans la seconde partie de ce rapport).

Critère d'endommagement de Johnson-Cook

Allant de paire 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.

$$\varepsilon_f = [D_1 + D_2 \exp(-D_3 \eta)] \times \left[1 + D_4 \ln \frac{\dot{\varepsilon}}{\dot{\varepsilon}_0} \right] \times \left[1 + D_5 \left(\frac{\theta - \theta_t}{\theta_{fusion} - \theta_t} \right) \right] \quad [2.39]$$

Ce critère permet de calculer l'endommagement du matériau, constituant la pièce, ayant lieu au voisinage de l'arête de coupe. Cette zone étant très infime, nous atteignons ici la limite de la mécanique des milieux continus.

Dans le cas où la température n'est pas prise en charge, le troisième terme soit nul.

5. Conclusion

A nos jours, la modélisation du comportement du béton pose encore des problèmes surtout en présence de la fissuration. quelques modèles basés sur le comportement et 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 pour les aciers.

Le modèle choisi doit être d'une part assez complet pour rendre compte des phénomènes physiques observables, et d'autre part assez simple pour identifier les variables introduites.

1. 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 ferrillages seront utilisés lors de la simulation numérique.

2. Les matériaux de l'étude

2.1. Le micro béton "C50"

2.1.1 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 ³)	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 ³ 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.

2.1.2 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 β ,
- 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.

2.1.2.1 Variation de l'angle de dilatation β

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

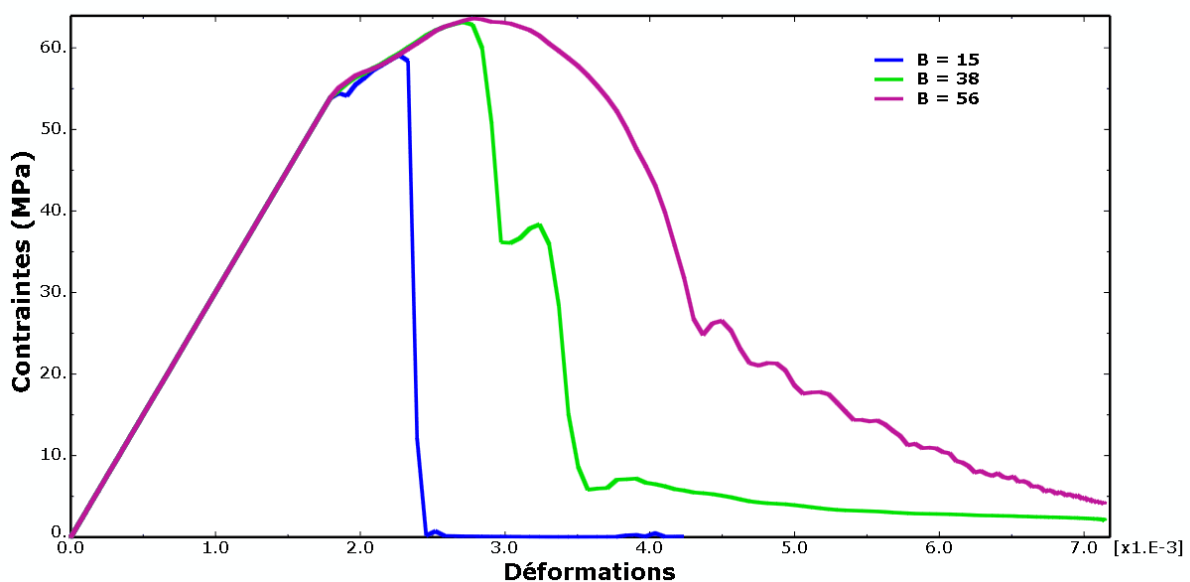


Figure 3.1 : Courbe contraintes-déformations en variant l'angle de dilatation.

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

2.1.2.2 Variation du paramètre k

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

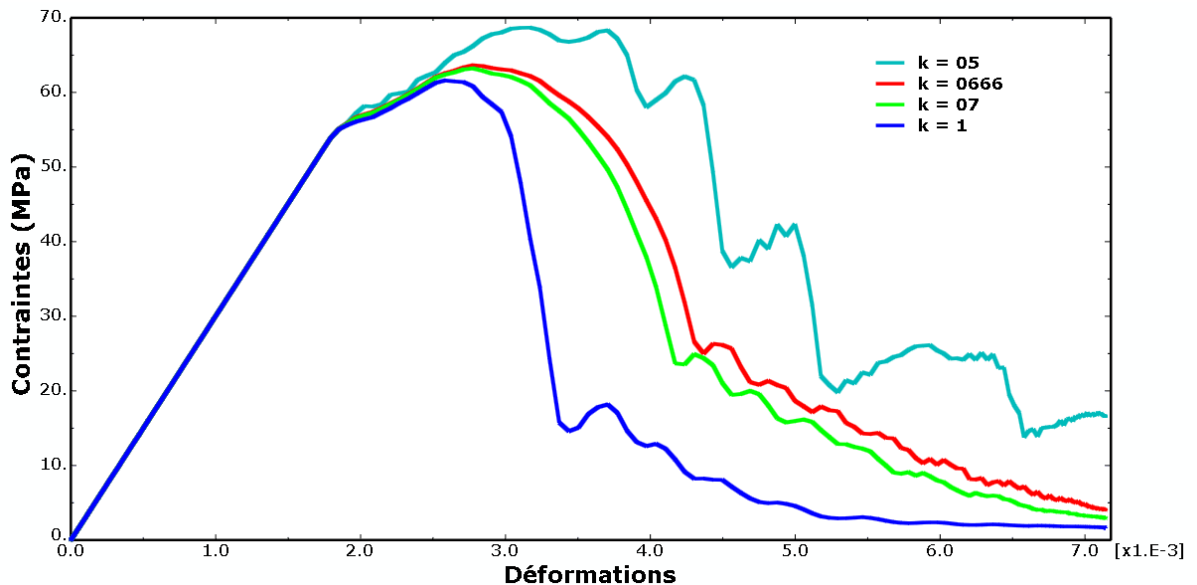


Figure 3.2: Courbe contraintes-déformations en variant le paramètre k.

Le paramètre k paramètre 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.

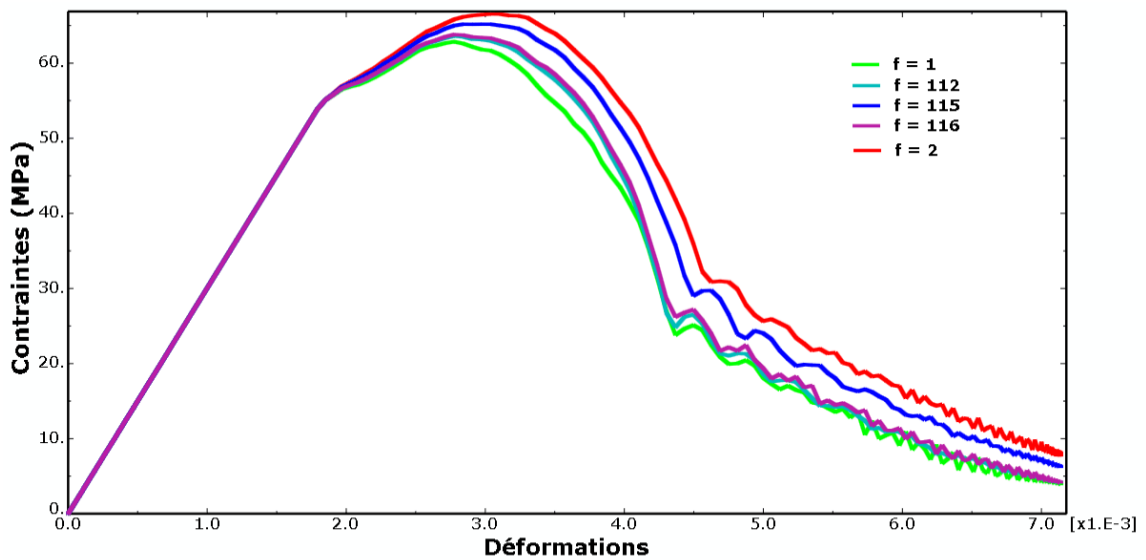


Figure 3.3 : Courbe contraintes-déformations en variant le rapport des contraintes f .

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 .

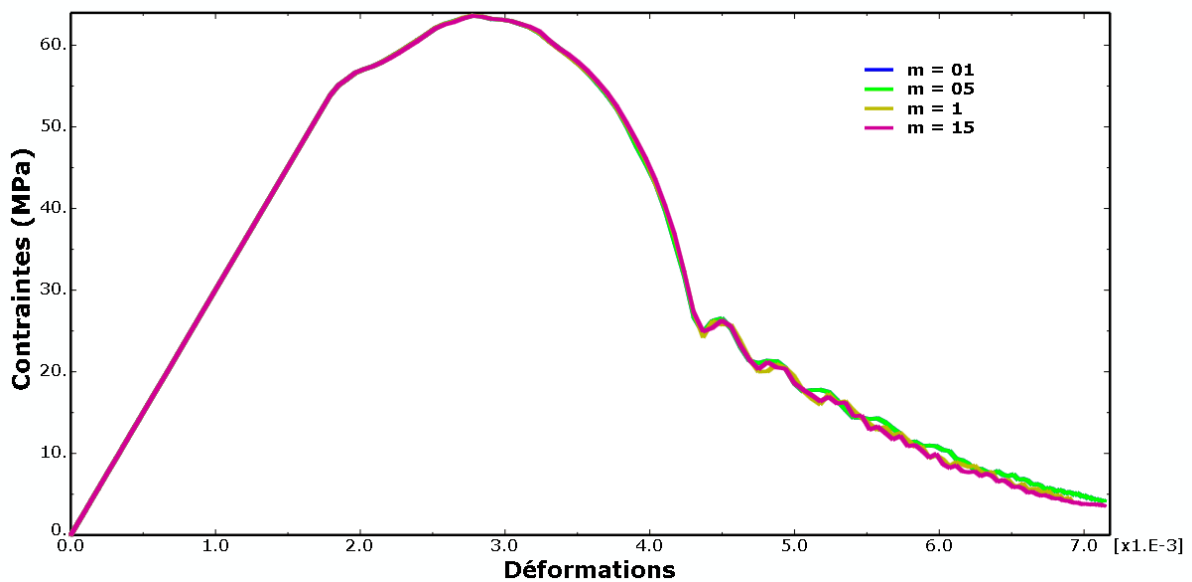


Figure 3.4: Courbe contraintes-déformations en variant l'excentricité m .

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

2.1.3 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 obtenus un meilleur jeu de paramètres (section 1.1.2).

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

β	f	k	m
56°	2	0.666	0.1

Tableau 3.2 : Valeurs des paramètres retenus.

2.1.3.1 Calibrage sur un élément fini en traction

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

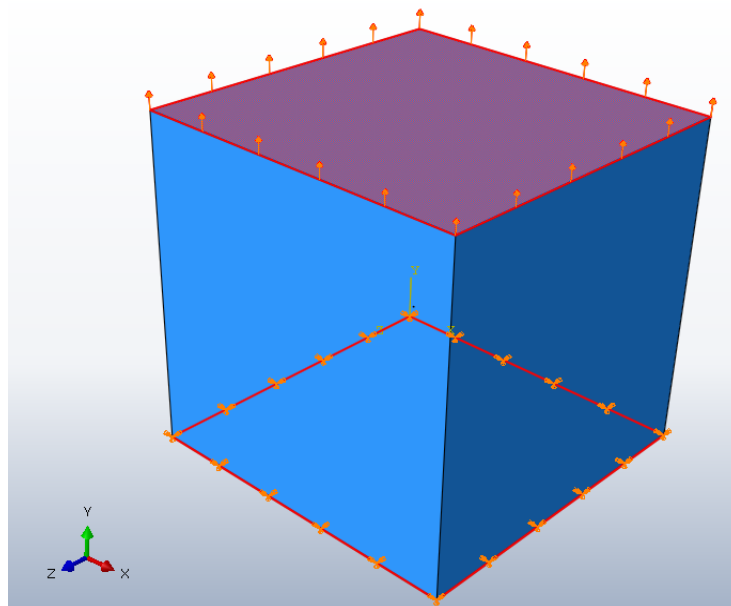


Figure 3.5: Élément fini soumis à une traction simple.

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

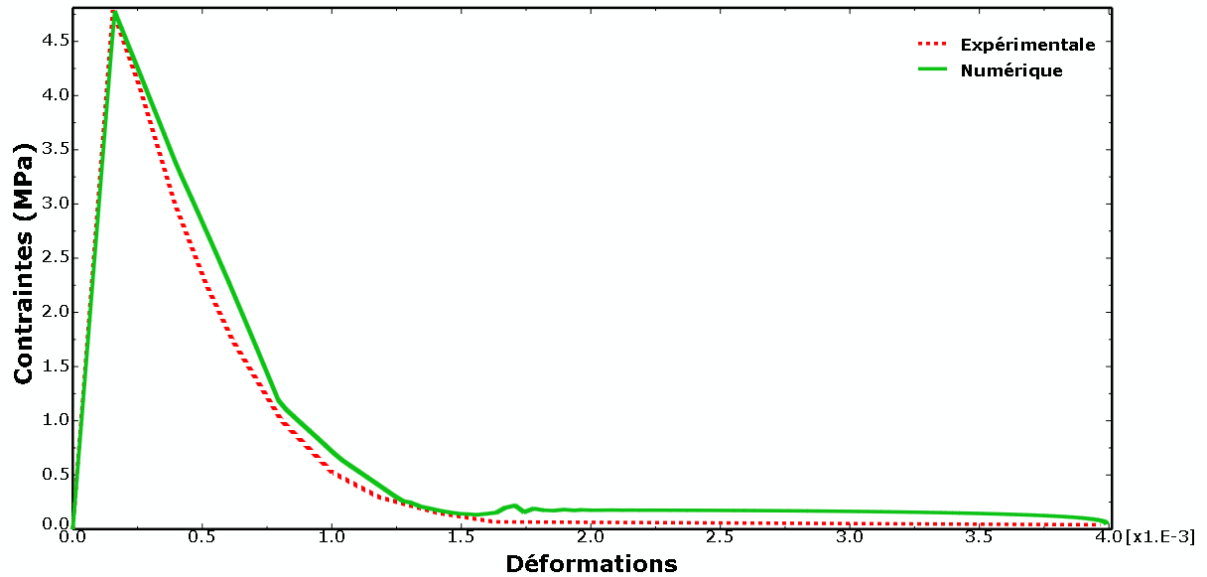


Figure 3.6: Réponse d'un élément en micro béton "C50" en traction simple.

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

2.1.3.2 Calibrage sur un élément fini en compression

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

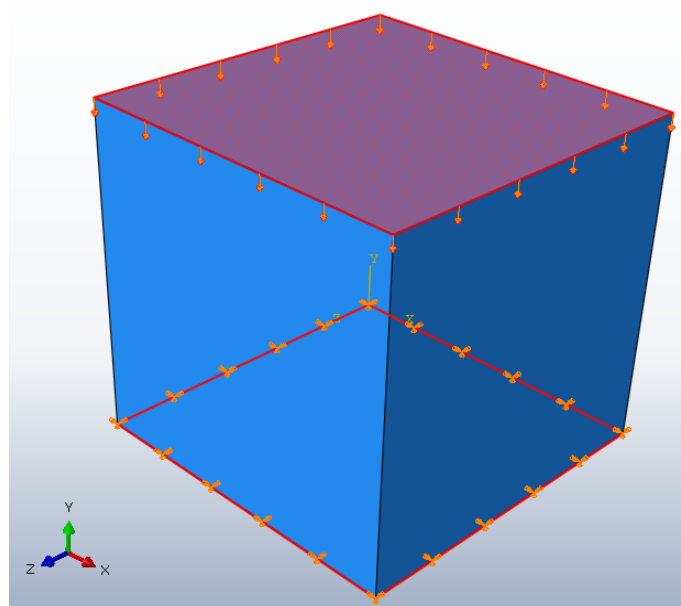


Figure 3.7: Élément cubique C3D8R soumis à la compression simple.

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

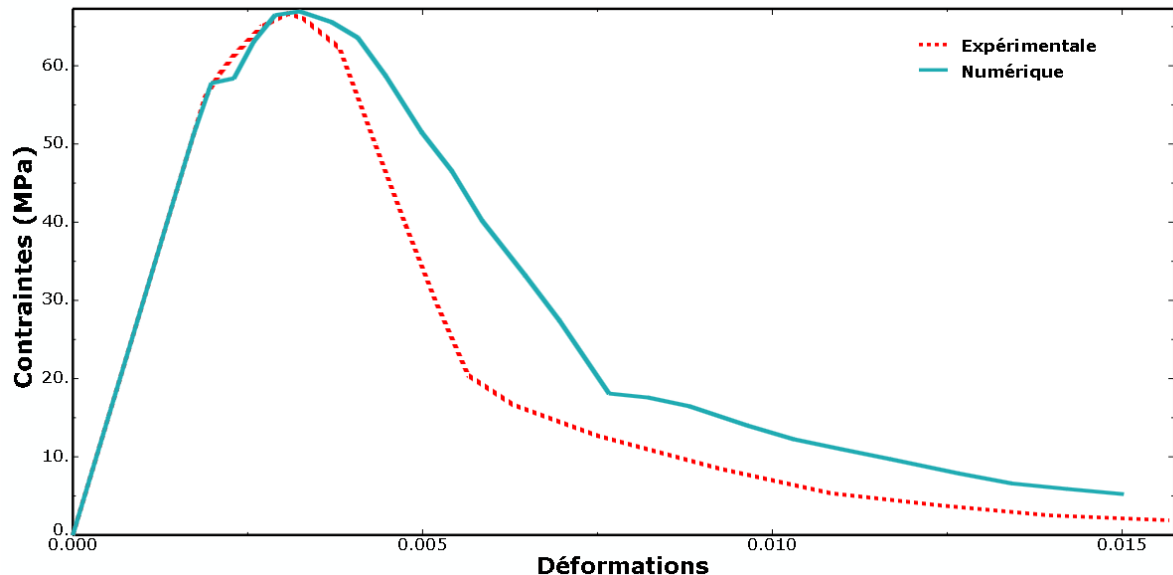


Figure 3.8 : Courbe Contraintes –déformations en compression simple.

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

2.2 Modélisation des aciers

Le modèle numérique utilisé pour la simulation des aciers est le modèle élasto-plastique-endommageable de Johnson Cook [60]. 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 [59].

A	B	C	n	m	d ₁	d ₂	d ₃	d ₄	d ₅
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 :

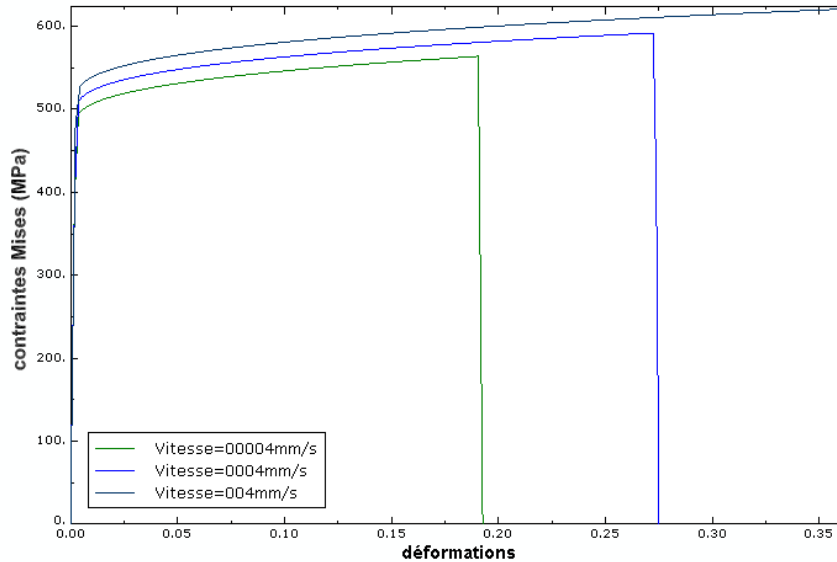


Figure 3.9 : Courbe contraintes- déformations de l'essai de traction d'une barre d'armature.

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.

3. Etude de la compression simple sur une éprouvette

3.1 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 :

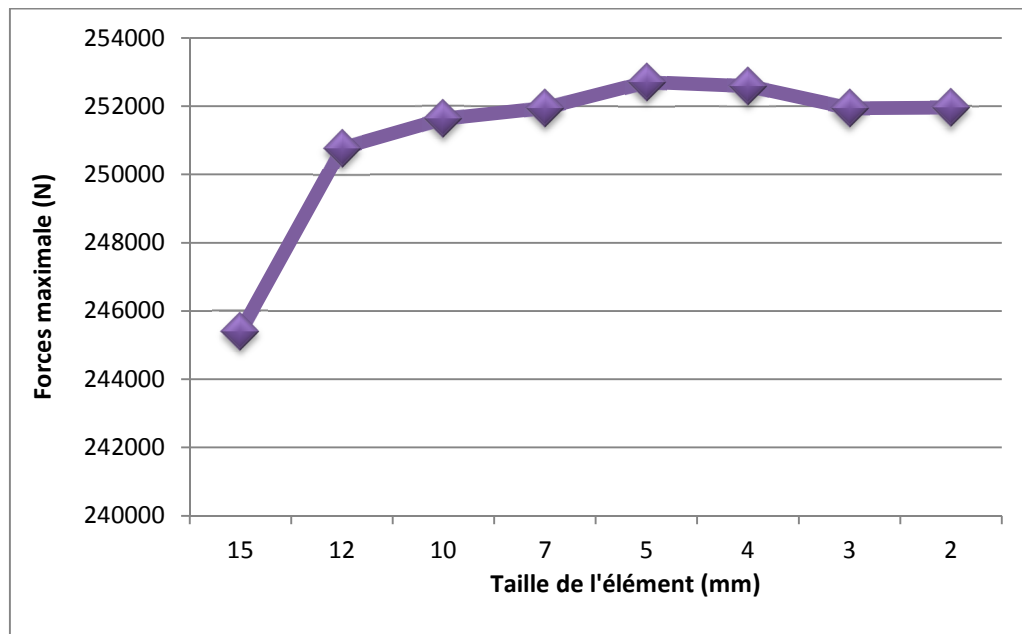


Figure 3.10: Variation de la force maximale en fonction de la taille d'élément.

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.

3.2 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 [59]). 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.

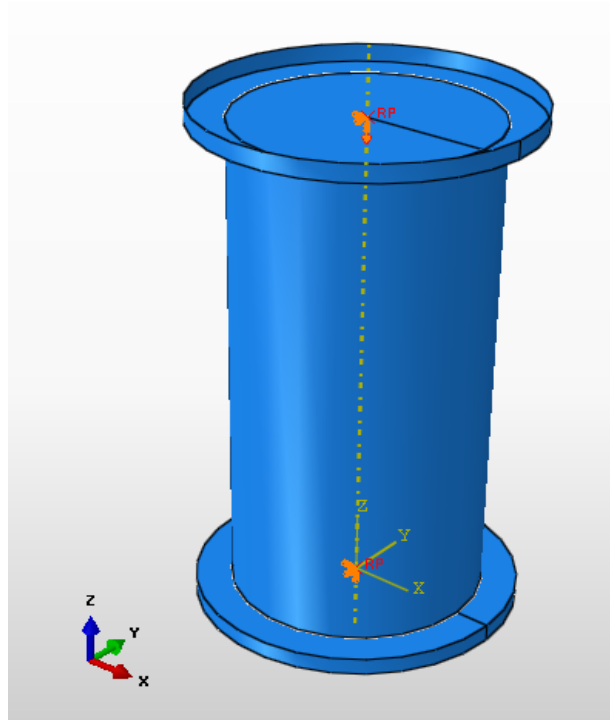


Figure 3.11: Simulation d'une éprouvette pour un essai en compression simple.

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

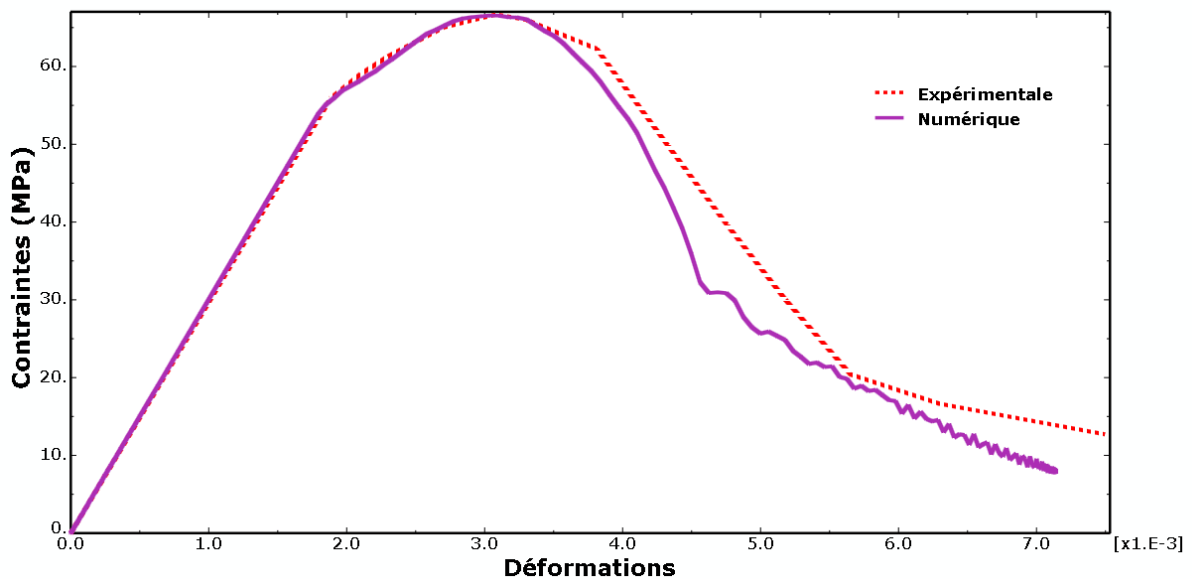


Figure 3.12: Réponse en compression simple du micro béton "C50".

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^{ème} phase qui correspond à la perte de rigidité du béton, les contraintes diminuent dans la courbe numérique par rapport à la courbe expérimentale.

4. Application à l'essai triaxial

Dans le but de valider le modèle (les paramètres identifiés et le maillage choisit), une autre simulation numérique est réalisée. Il s'agit d'un essai triaxial, dont on dispose de sa courbe expérimentale [59]. L'essai sera réalisé à l'aide de la même éprouvette que celle de l'essai de compression simple (figure 3.11).

Lors de la simulation, un essai a été effectué pour des pressions de confinement modéré de, 26MPa.

La figure 3.13 représente la réponse en compression simple du béton testé sur l'éprouvette.

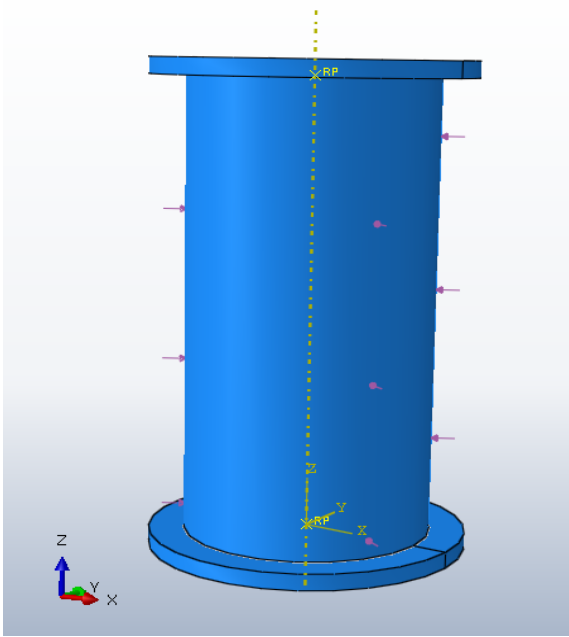


Figure 3.13 : Simulation de l'éprouvette de l'essai triaxial.

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

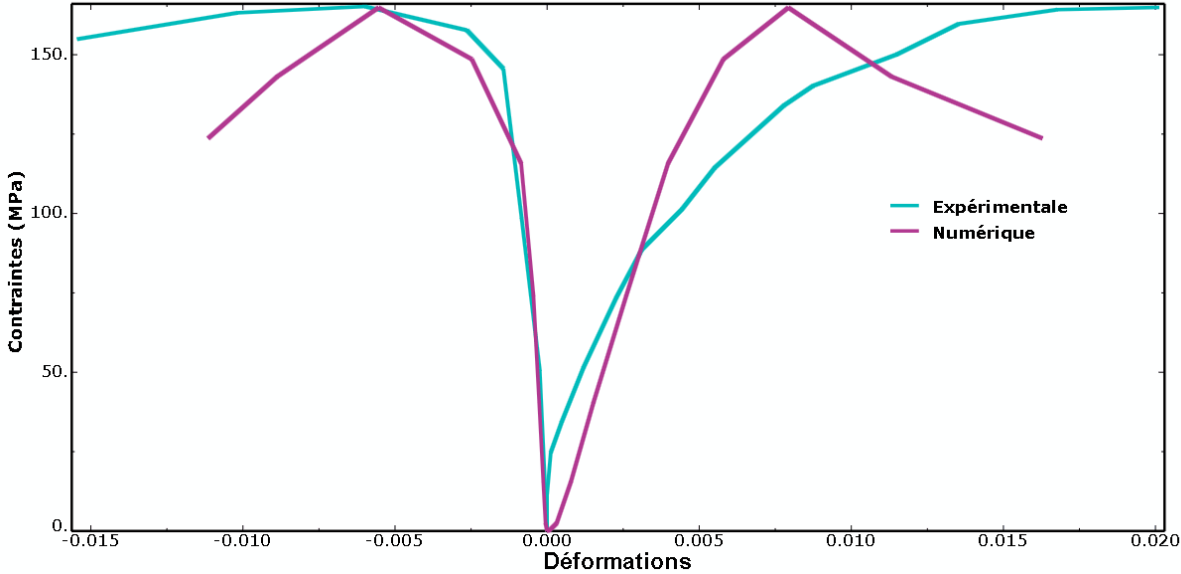


Figure 3.14 : Courbe contraintes-déformations de l'essai triaxial.

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.

5. 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.

5.1 Définition du modèle expérimental

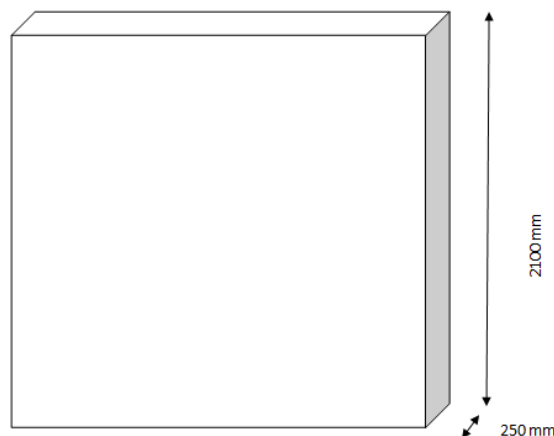
Notre travail consiste à étudier le comportement d'une dalle en béton armé soumise à un impact dur, il s'agit d'un test de perforation à l'aide d'un projectile. Les résultats expérimentaux sont issus d'un programme expérimental et des essais d'impact sur des dalles en béton armé, réalisés dans le cadre du Workshop international IRIS [59].

5.2 Description des modèles simulés

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

5.2.1 Géométrie de la dalle

La dalle à simuler est une dalle carrée en béton armé, de 2.1 m de côté et de 25 cm d'épaisseur.

**Figure 3.15 : Géométrie de la dalle.**

5.2.2 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.

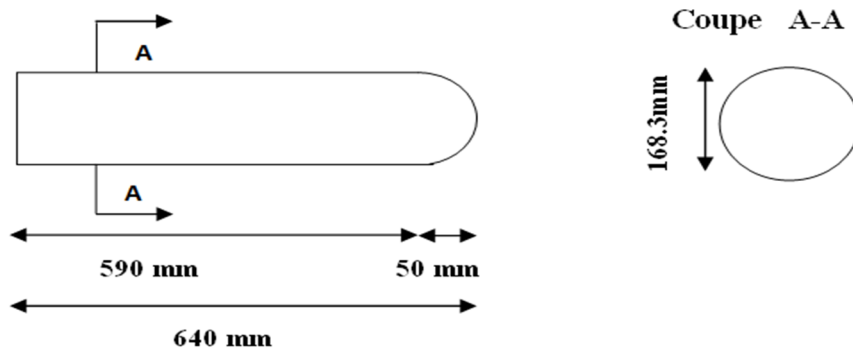


Figure 1.16 : Géométrie du projectile

5.2.3 Chargement et conditions aux limites

- La dalle est encastrée sur ses quatre côtés.
- Le déplacement est appliqué sur le projectile.

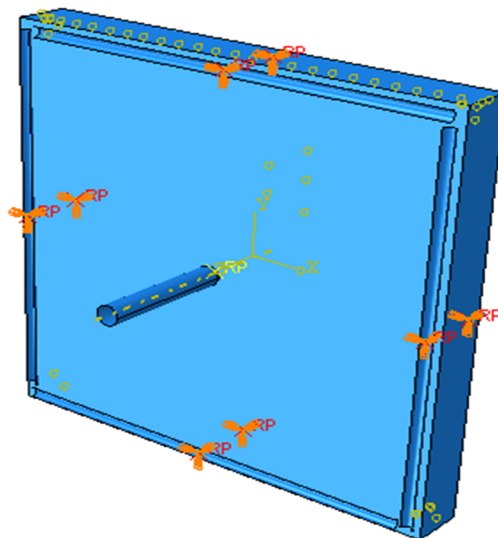


Figure 3.17 : Chargement et conditions aux limites

5.2.4 Ferrailage

Quatre modèles seront étudiés avec quatre 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 comme il est montré sur la figure 3.18

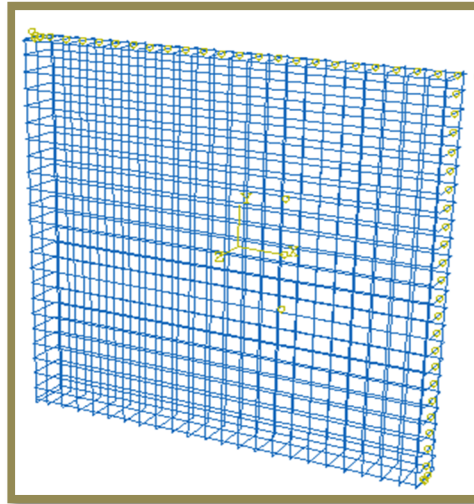


Figure 3.18 : Modèle 1 (MC)

- Dans le deuxième modèle, le même ferrailage que le modèle 1 est adopté, sauf que les armatures sont inclinées d'un angle de 15° (MI15°) figure 3.19.

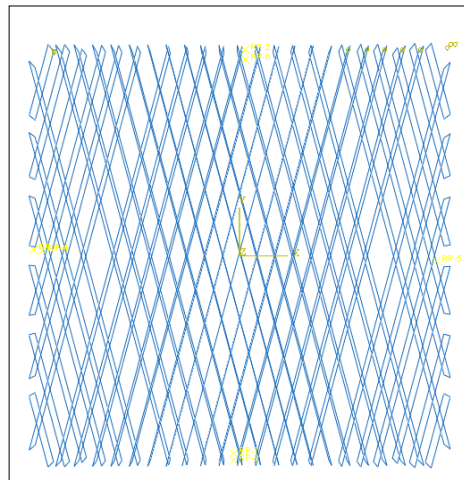


Figure 3.19 : Modèle 2 (MI15)

- Dans le troisième modèle, le même ferrailage que le modèle 1 est adopté, sauf que les armatures sont inclinées d'un angle de 30° (MI30°) figure 3.20.

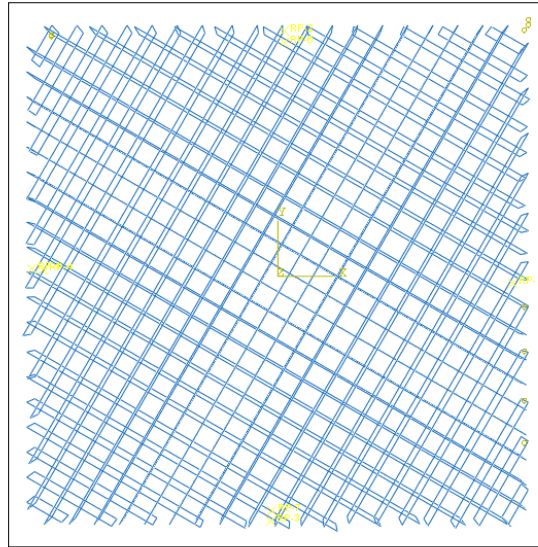


Figure 3.20 : Modèle 3 (MI30)

- Dans le quatrième modèle, le même ferrailage que le modèle 1 est adopté, sauf que les armatures sont inclinées d'un angle de 45° (MI45°) figure 3.21.

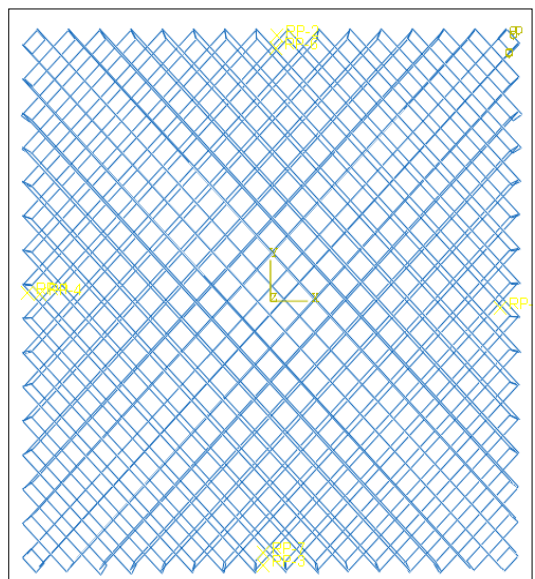


Figure 3.21 : Modèle 4 (MI45).

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

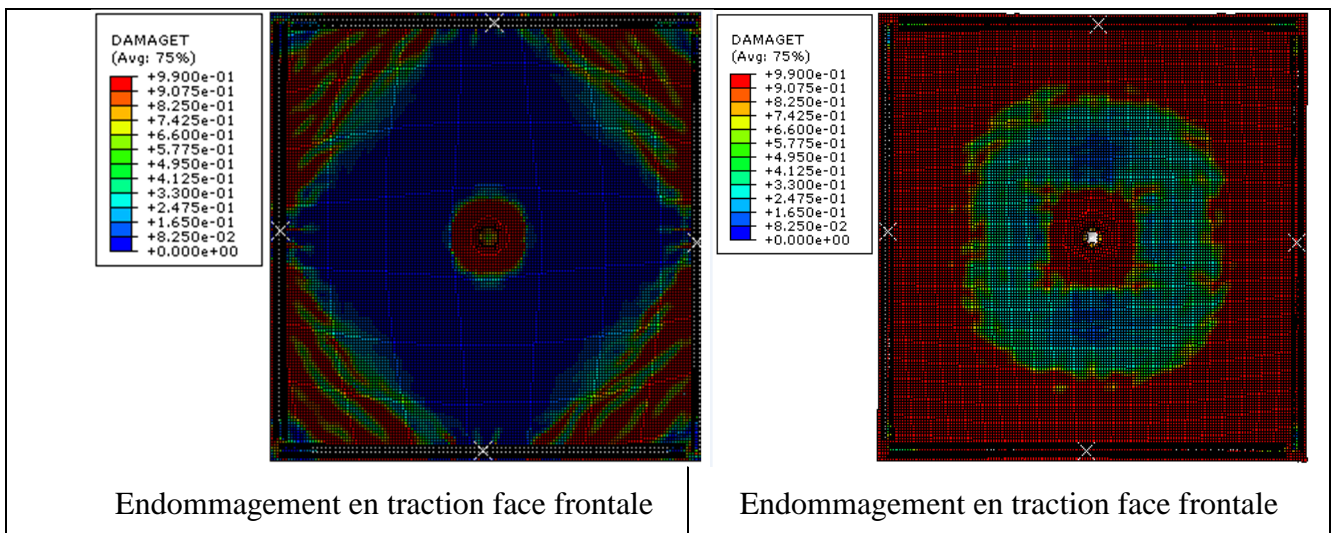
5.3 Résultats et discussions

5.3.1 Distribution de l'endommagement dans le béton

Les isovaleurs en termes d'endommagement sont présentés en traction et en compression à un déplacement de 160 mm (avant pénétration du projectile) et un déplacement de 280 mm (après pénétration du projectile) pour les trois modèles; le modèle classique (MC), les modèles inclinés (MI15°, MI30°, MI45°). En ce qui concerne la compression, les isovaleurs seront présentées seulement 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 3.22.



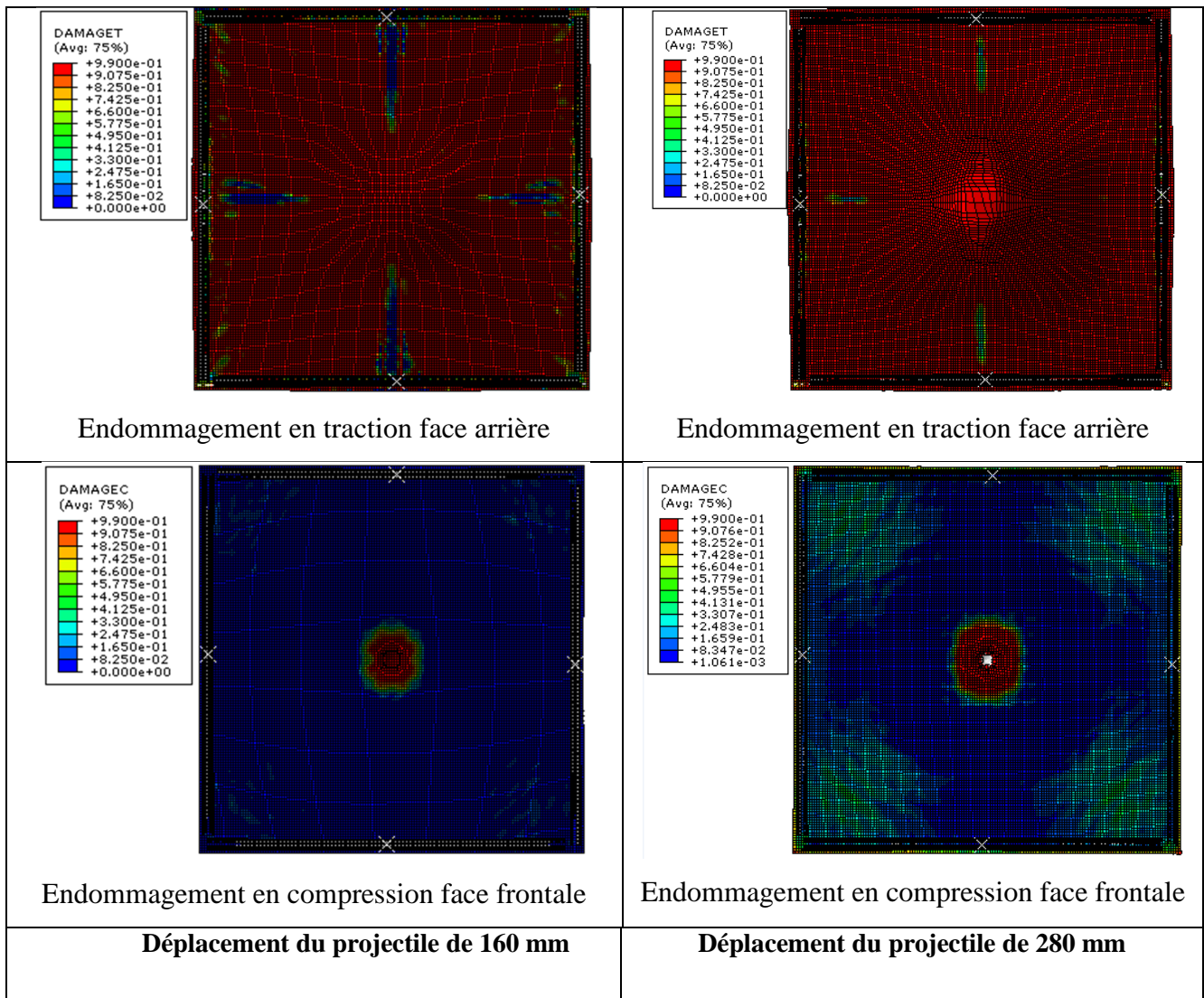


Figure 3.22: Propagation des dommages en traction et en compression dans la dalle du modèle 1 (MC).

➤ **Modèle 2 (MI 15°)**

La propagation des dommages en traction et en compression dans la dalle du modèle 2 (MI 15°) est représentée sur la figure 3.23.

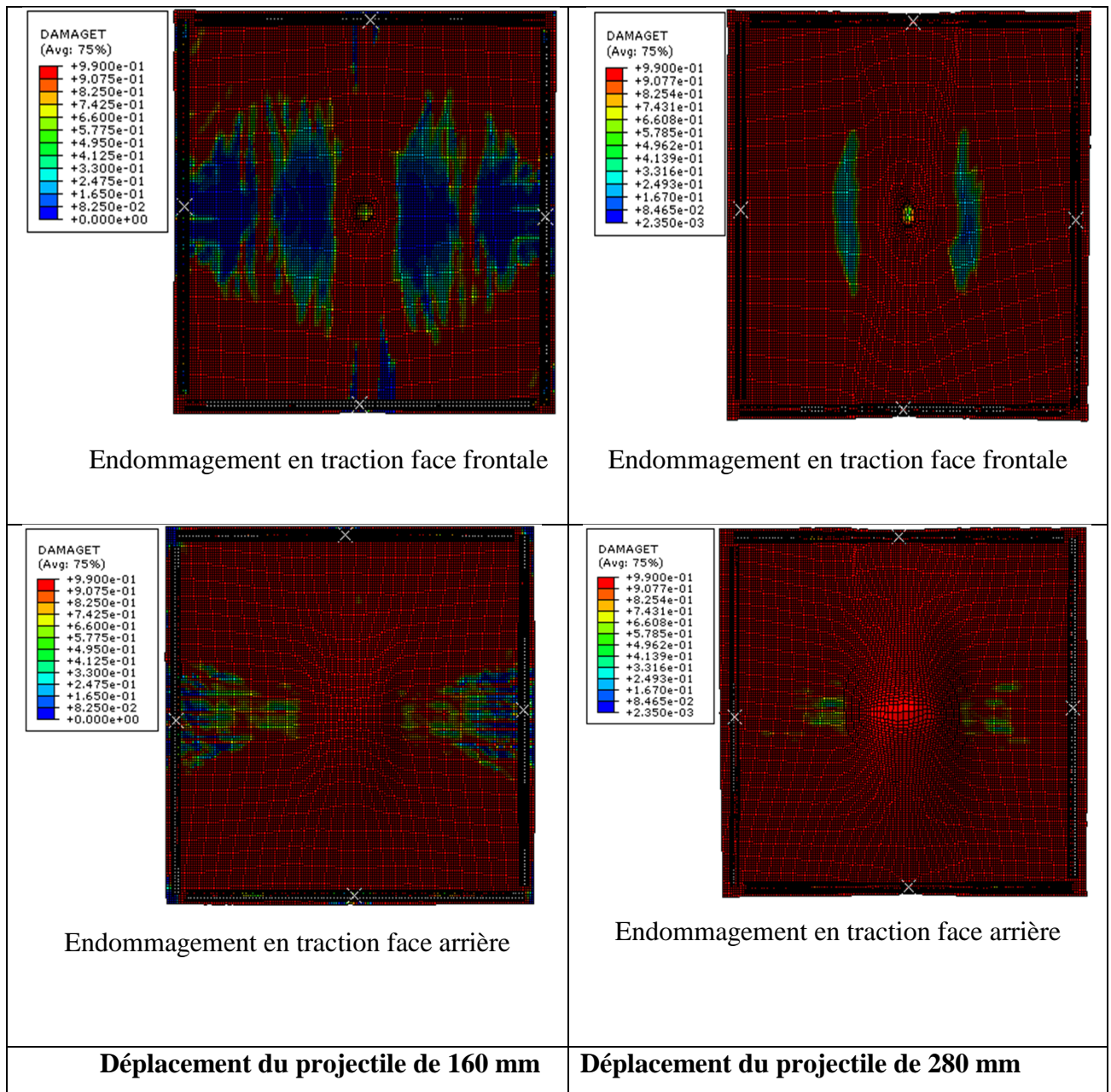


Figure 3.23.a : Propagation des dommages en traction dans la dalle du modèle 2 (MI 15°).

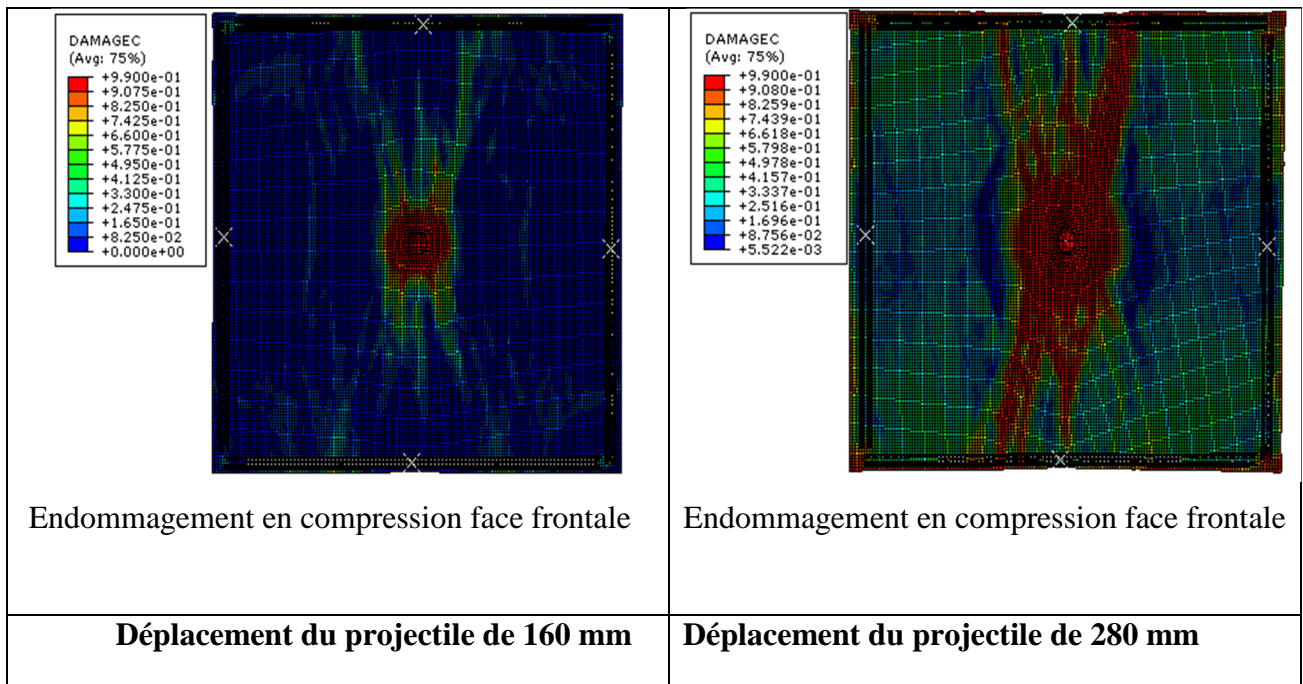


Figure 3.23.b : Propagation des dommages compression dans la dalle du modèle 2 (MI 15°).

➤ **Modèle 3 (MI 30°)**

La propagation des dommages en traction et en compression dans la dalle du modèle 3 (MI 30°) est représentée sur la figure 3.24.

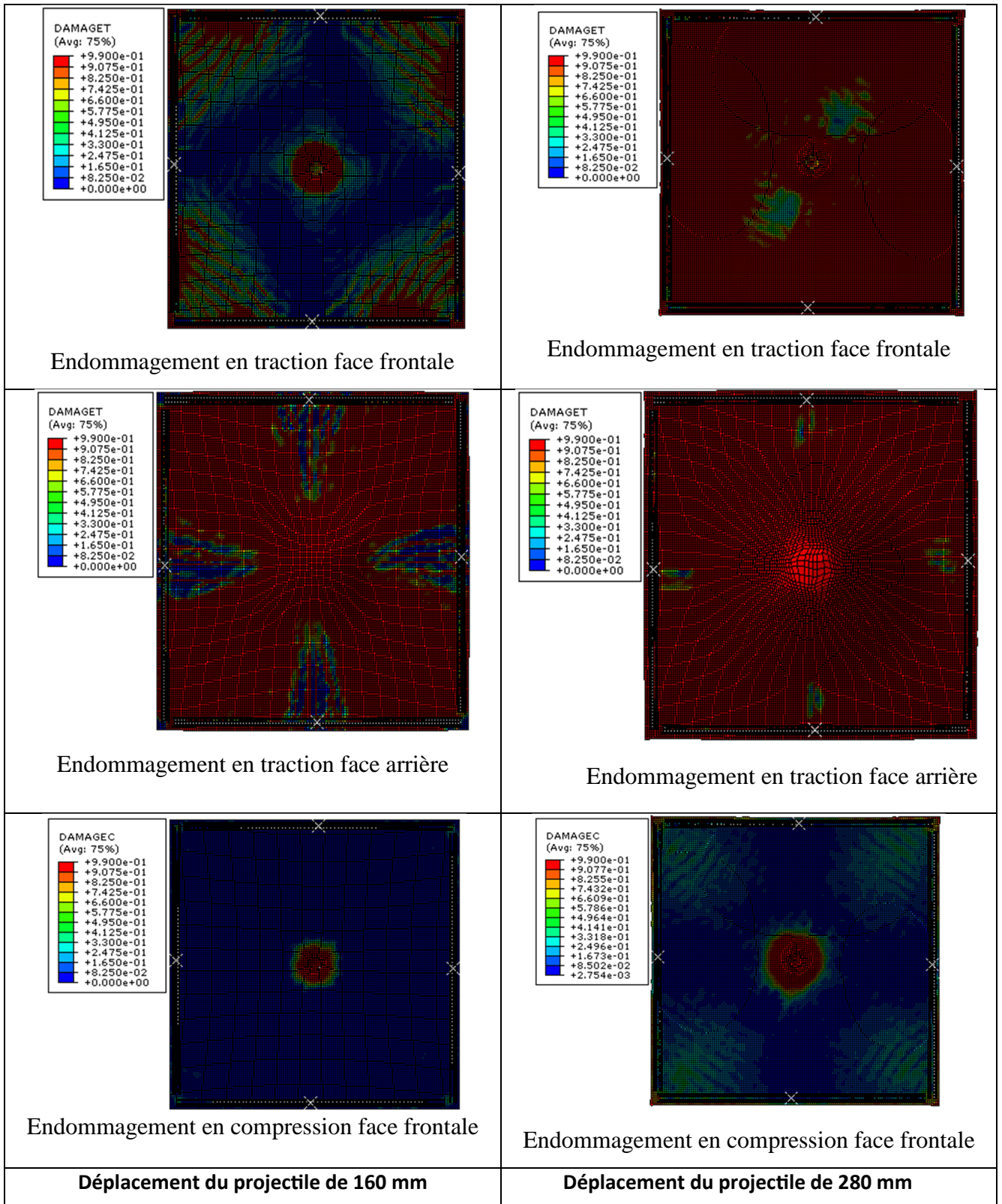


Figure 3.24: Propagation des dommages en traction et en compression dans la dalle du modèle 3 (MI 30°).

➤ **Modèle 4 (MI 45°)**

La propagation des dommages en traction et en compression dans la dalle du modèle 4 (MI 45°) est représentée sur la figure 3.25.

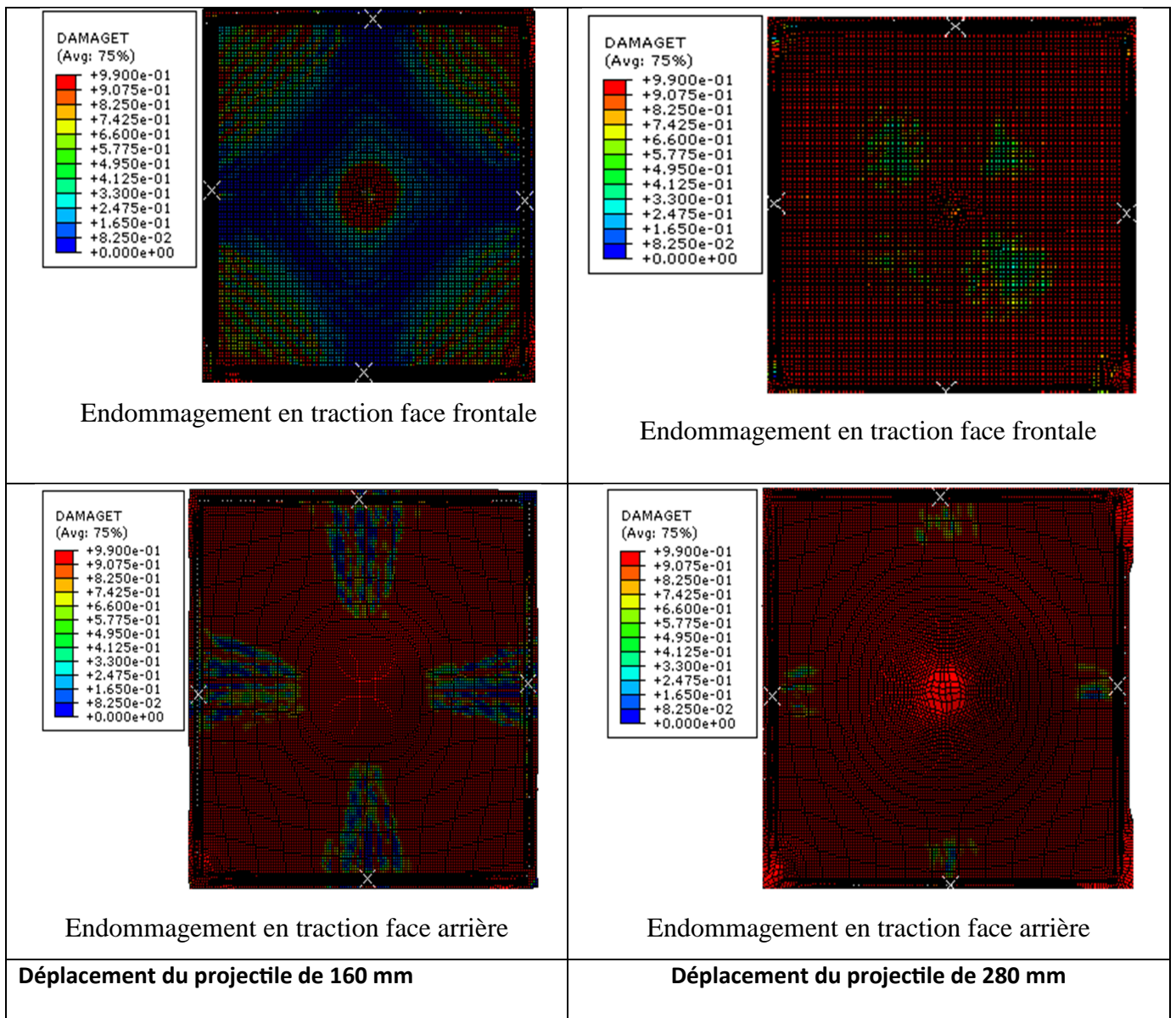


Figure 3.25.a: Propagation des dommages en traction dans la dalle du modèle 4 (MI 45°).

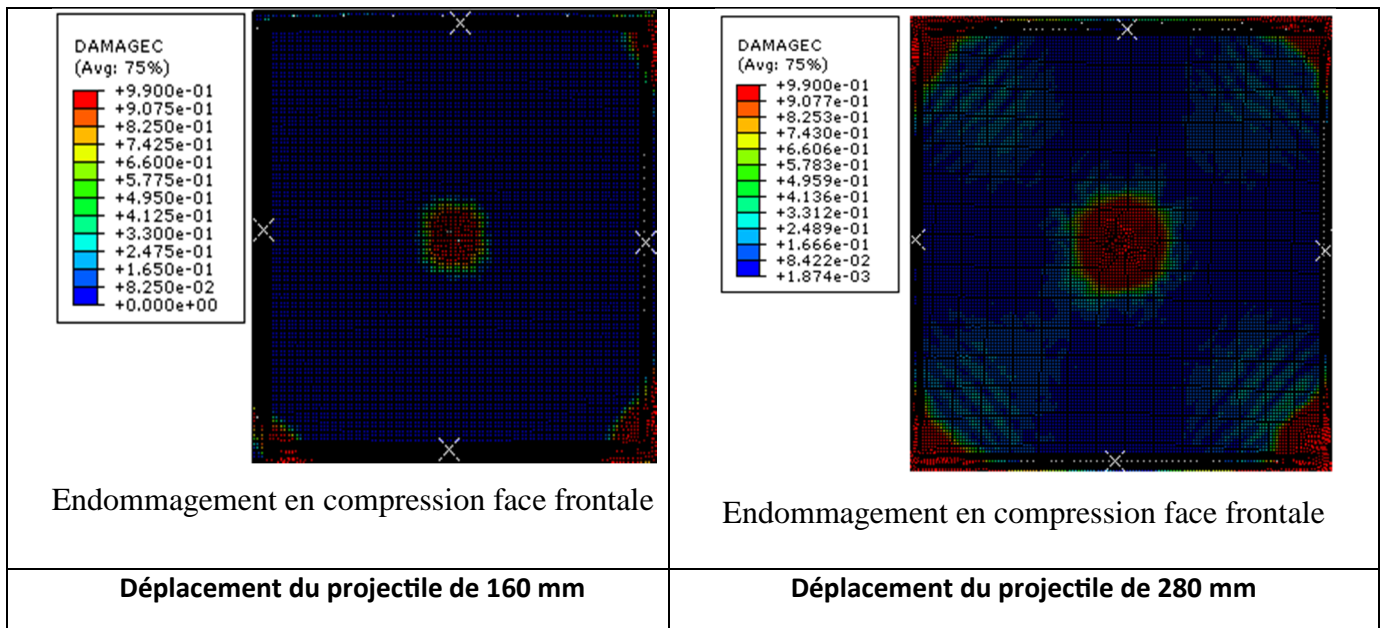


Figure 3.25.b : Propagation des dommages en traction et en compression dans la dalle du modèle 4 (MI 45°).

On constate :

- ❖ Pour les quatre 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, car les déformations sont essentiellement en traction sur cette face.
- ❖ L'endommagement en compression est moins important sur la face frontale. Il commence à se propager du centre aux extrémités de la dalle, au fur et à la mesure que le projectile pénètre dans la dalle.
- ❖ La propagation des dommages diminue dans le cas des modèles inclinés.
- ❖ La dalle avec le ferrailage inclinée 45° (MI 45°) est moins endommagée en traction et en compression par rapport aux autres ferrailages.

5.3.2 Distribution des déformations et des contraintes dans les aciers

➤ Modèle 1 (MC)

La propagation des déformations dans les armatures de la dalle du modèle 1 (MC) est représentée sur la figure 3.26.

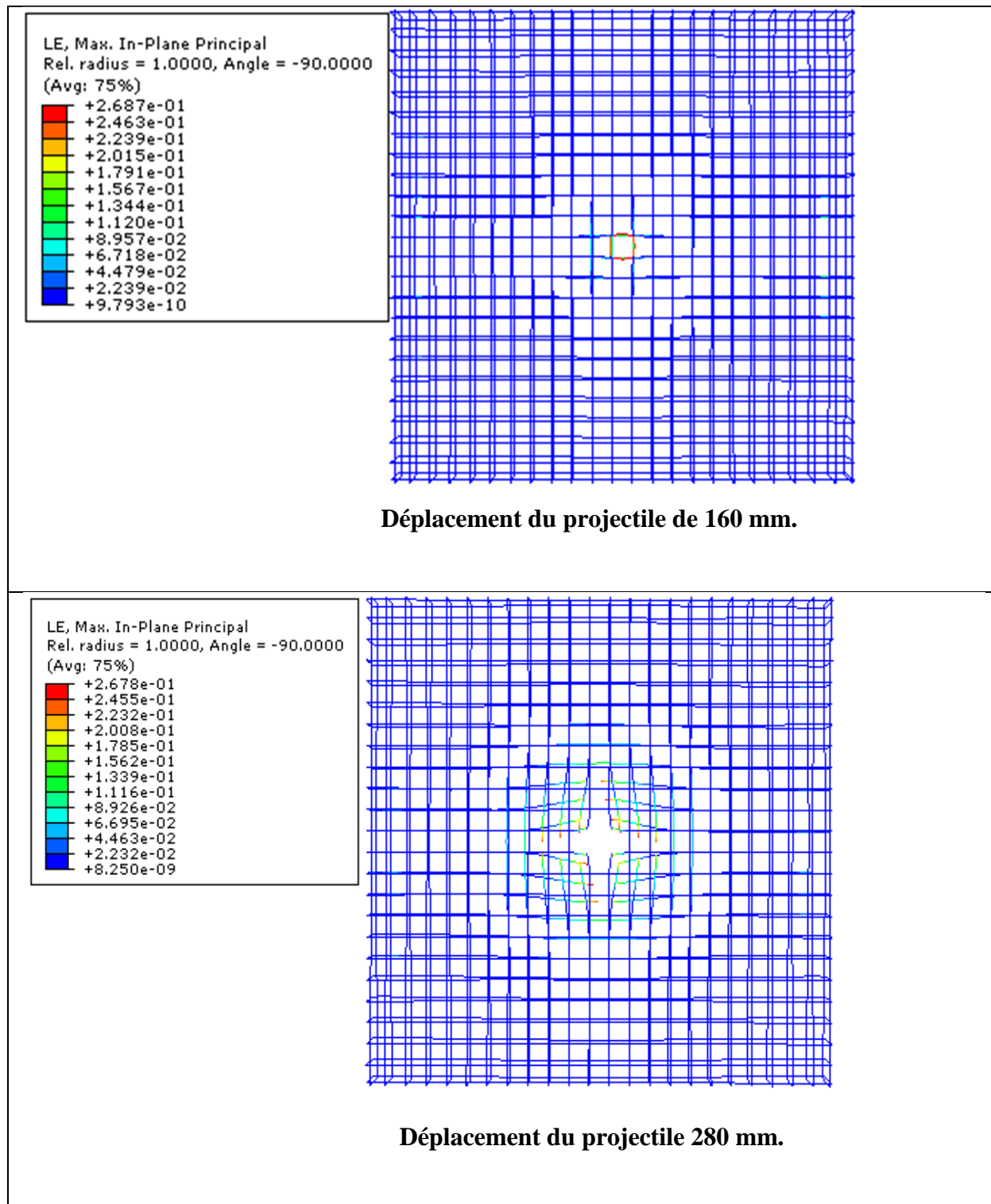


Figure 3.26 : Propagation des déformations dans les armatures de la dalle du modèle 1 (MC).

La propagation des contraintes dans les armatures de la dalle du modèle 1 (MC) est représentée sur la figure 3.27.

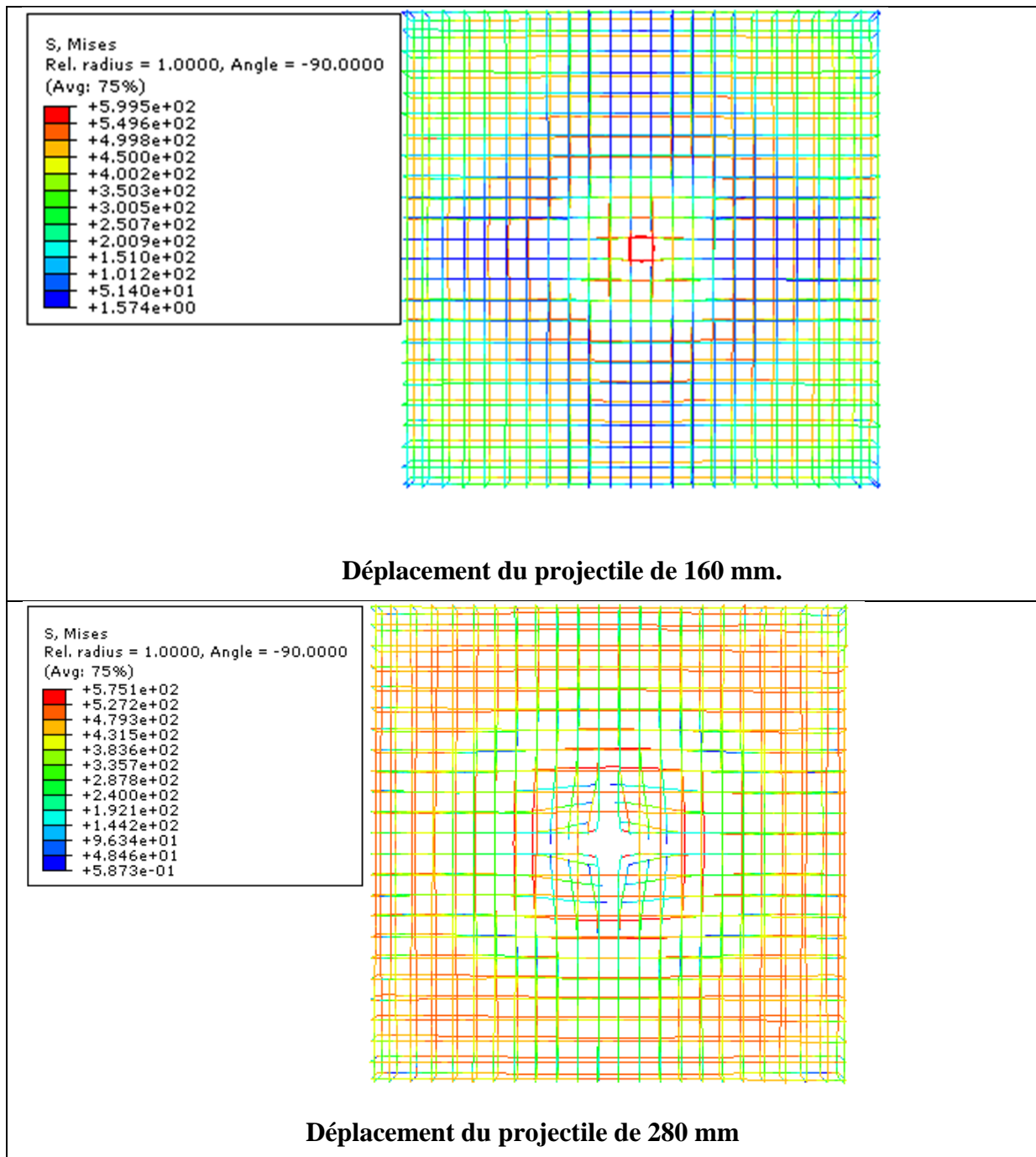


Figure 3.27 : Propagation des contraintes dans les armatures de la dalle du modèle 1 (MC).

➤ **Modèle 2 (MI 15°)**

La propagation des déformations dans les armatures de la dalle du modèle 2 (MI 15°) est représentée sur la figure 3.28.

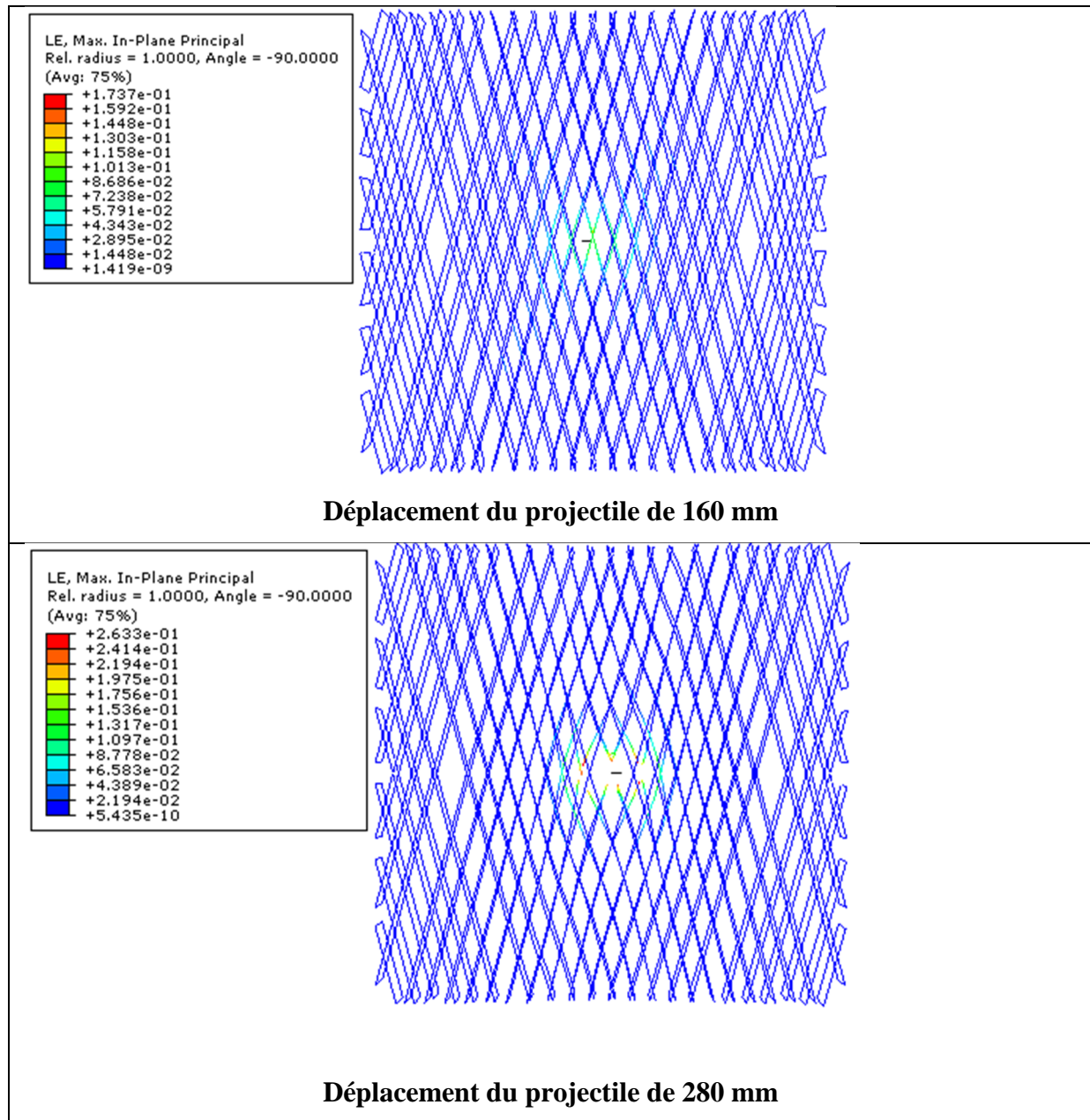


Figure 3.28 : Propagation des déformations dans les armatures de la dalle du modèle 2 (MI 15°).

La propagation des contraintes dans les armatures de la dalle du modèle 2 (MI 15°) est représentée sur la figure 3.29.

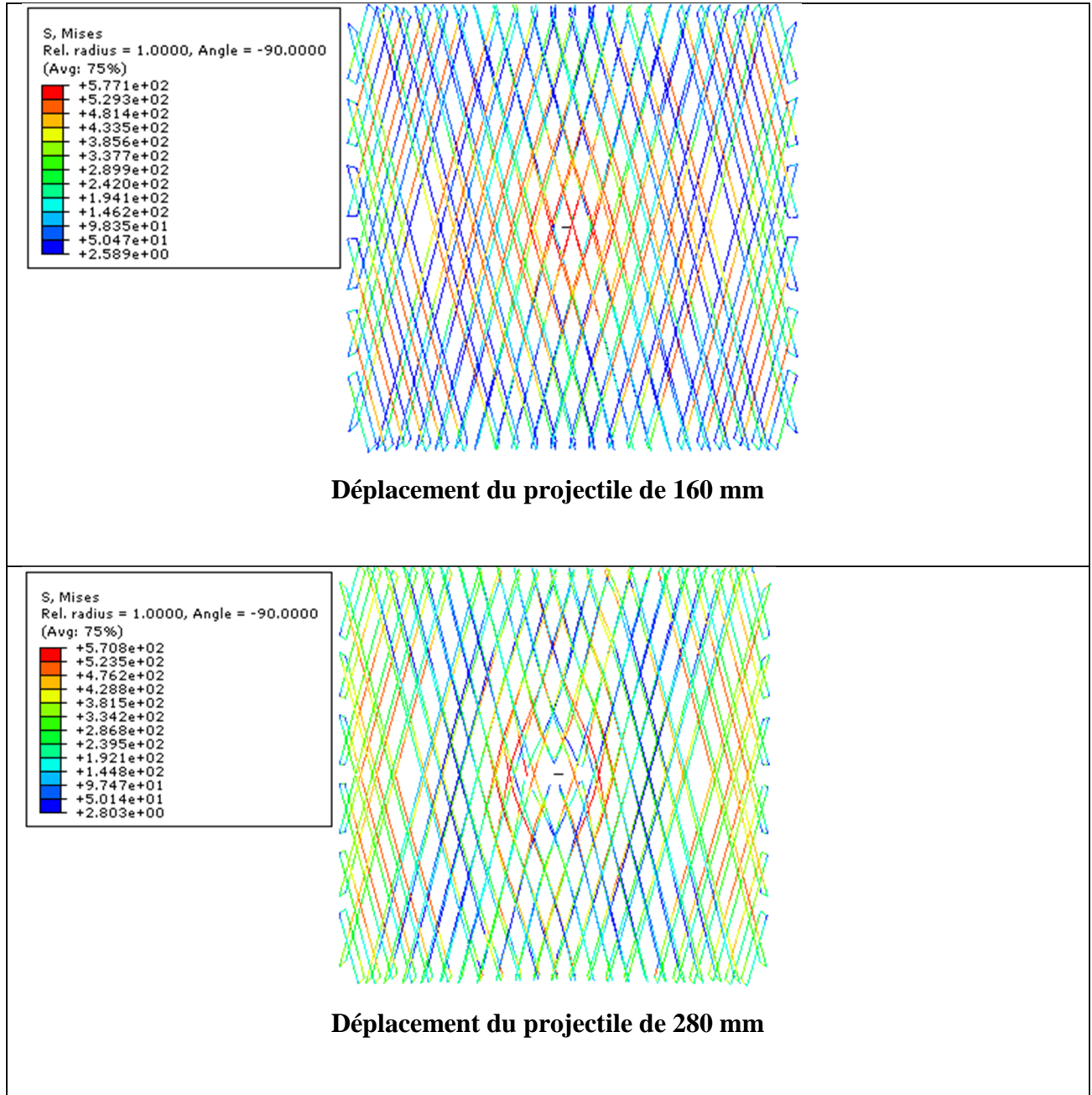


Figure 3.29: Propagation des contraintes dans les armatures de la dalle du modèle 2 (MI 15°).

➤ **Modèle 3 (MI 30°)**

La propagation des déformations dans les armatures de la dalle du modèle 3 (MI 30°) est représentée sur la figure 3.30.

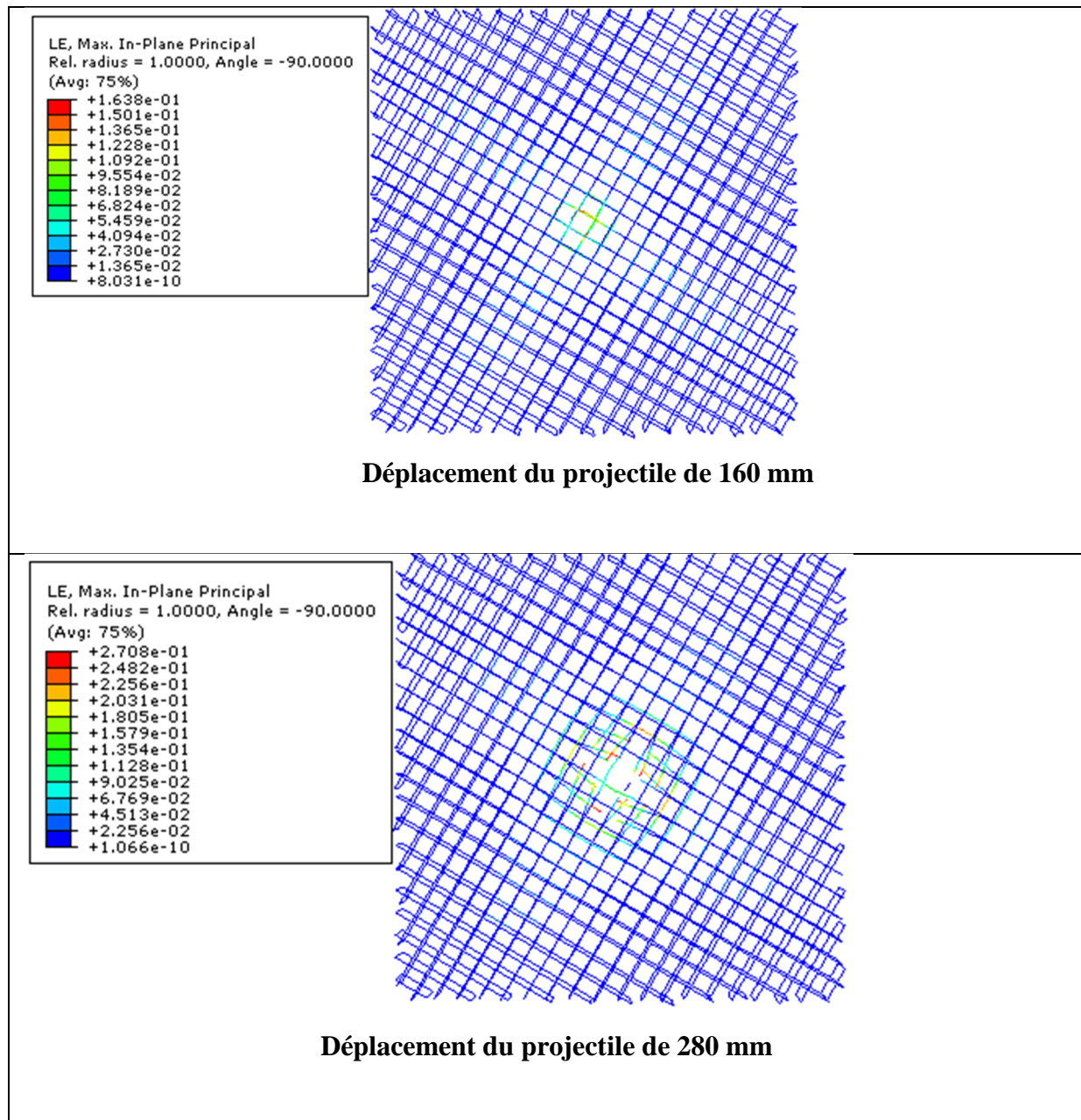


Figure 3.30 : Propagation des déformations dans les armatures du modèle 3 (MI 30°).

La propagation des contraintes dans les armatures de la dalle du modèle 3 (MI 30°) est représentée sur la figure 3.31.

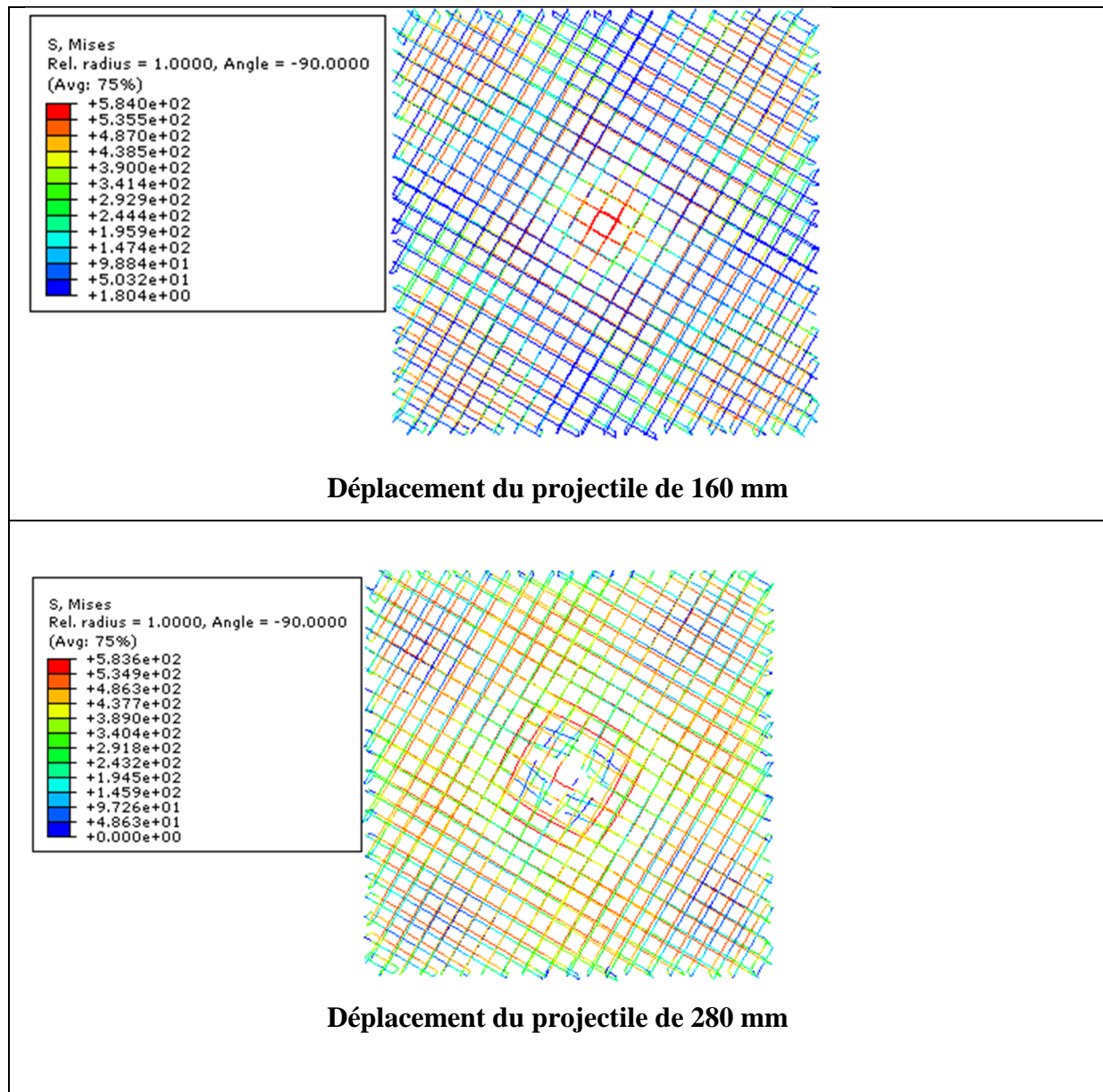


Figure 3.3 1: Propagation des contraintes dans les armatures de la dalle du modèle 3 (MI 30°).

➤ **Modèle 4 (MI 45°)**

La propagation des déformations dans les armatures de la dalle du modèle 4 (MI 45°) est représentée sur la figure 3.32.

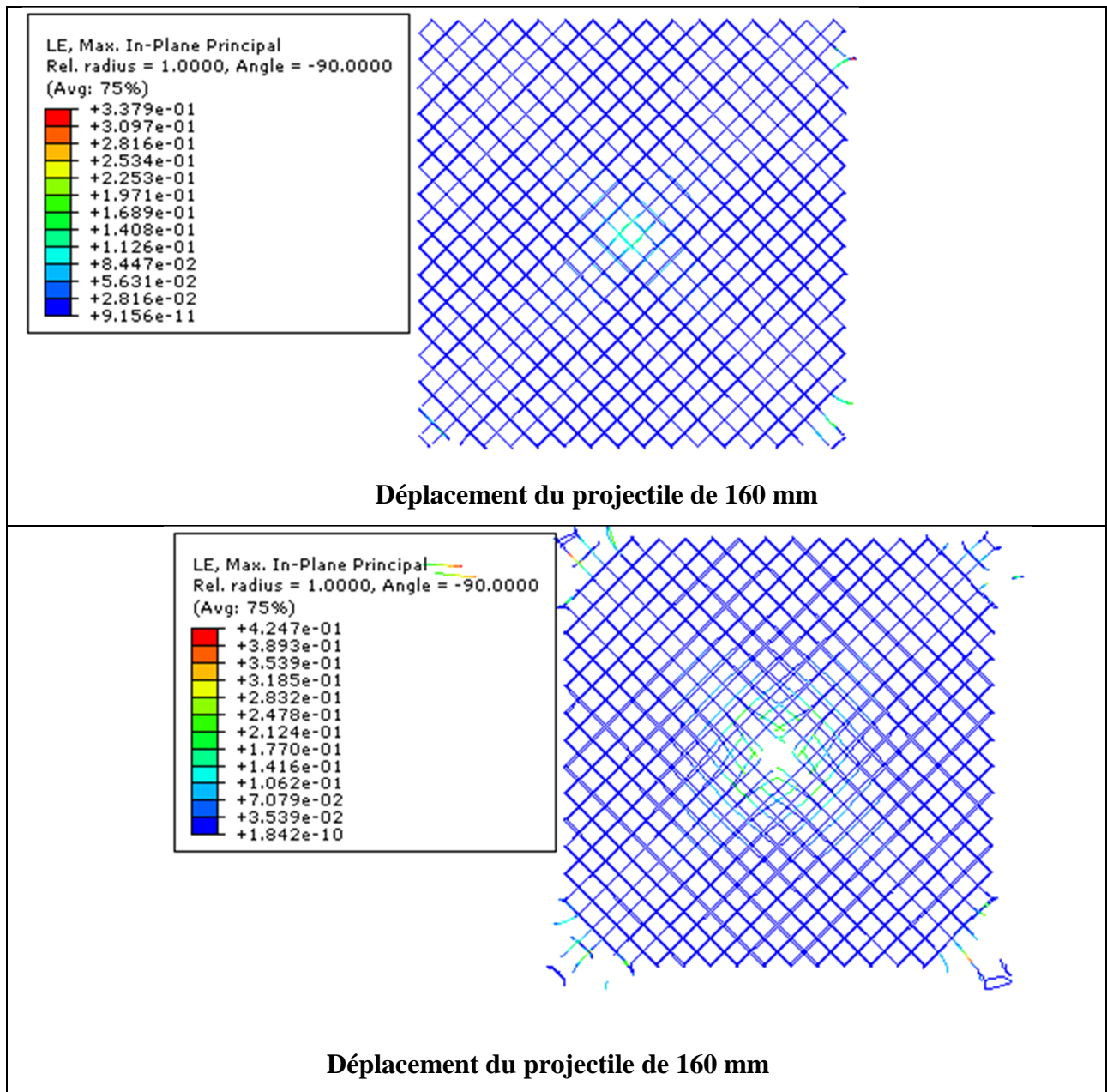


Figure 3.32 : Propagation des déformations dans les armatures de la dalle du modèle 4 (MI 45°).

La propagation des contraintes dans les armatures de la dalle du modèle 4 (MI 45°) est représentée sur la figure 3.33.

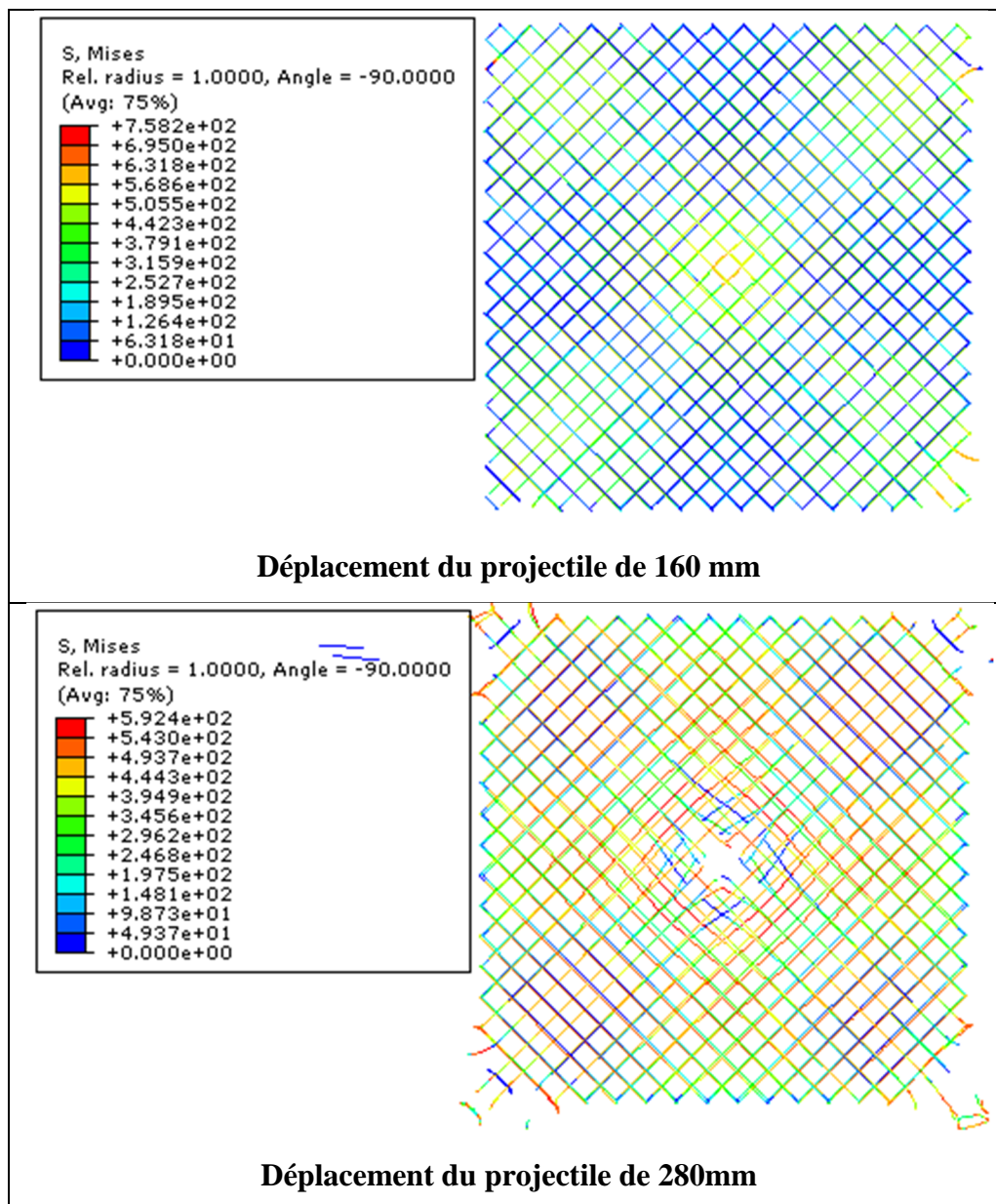


Figure 3.33: Propagation des contraintes dans les armatures de la dalle du modèle 4 (MI 45°).

On constate:

➤ **En termes de déformations**

Les déformations des 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. Constat fait pour les quatre modèles de ferrailage.

➤ **En termes de contraintes**

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.

5.3.3. Courbe Force-Déplacement pour les quatre modèles

➤ **Modèle 1 (MC)**

La figure 3.34 représente la courbe de capacité du modèle 1 (MC).

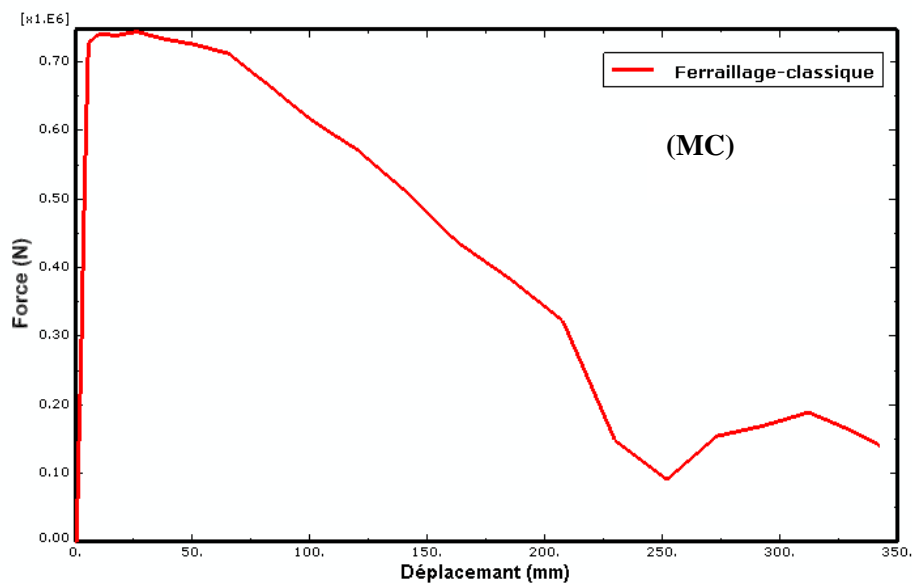


Figure 3.34: Courbe force-déplacement du modèle 1 (MC).

Sur la figure 3.29, on constate une augmentation de la force, jusqu'à atteindre une valeur de 740 kN pour un déplacement de 9.6 mm, puis elle diminue rapidement jusqu'au déplacement 250 mm. A ce mode, la dalle est complètement perforée.

➤ **Modèle 2 (MI 15°)**

La figure 3.35 représente la courbe de capacité du modèle 2 (MI 15°).

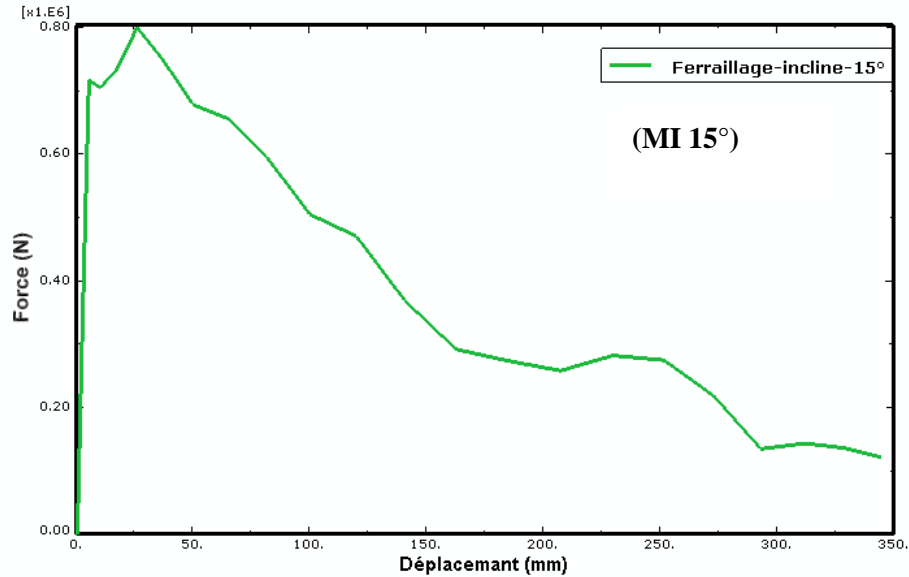


Figure 3.35: Courbe force-déplacement du modèle 2 (MI 15°).

Sur la figure 3.30, on constate une augmentation de la force jusqu'à atteindre une valeur de 800 kN pour un déplacement de 26 mm, puis diminue jusqu'à ce que le projectile perce complètement la dalle.

➤ **Modèle 3 (MI 30°)**

La figure 3.36 représente la courbe de capacité du modèle 3 (MI 30°).

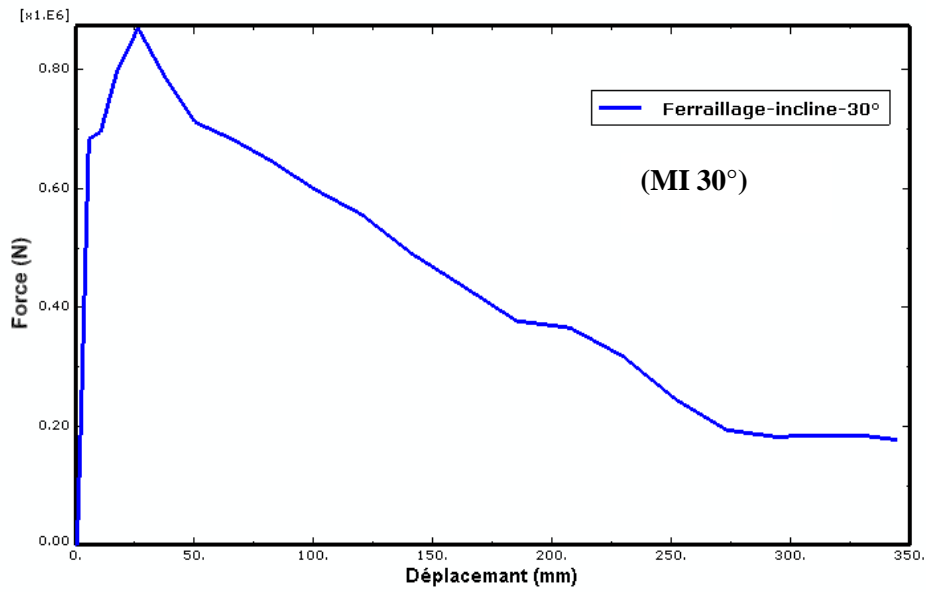


Figure 3.36: Courbe force-déplacement du modèle 3 (MI 30°).

D'après la figure 3.29, on remarque une augmentation de la force jusqu'à atteindre 869kN pour un déplacement de 26mm.

➤ **Modèle 4 (MI 45°)**

La figure 3.37 représente la courbe de capacité du modèle 4 (MI 45°).

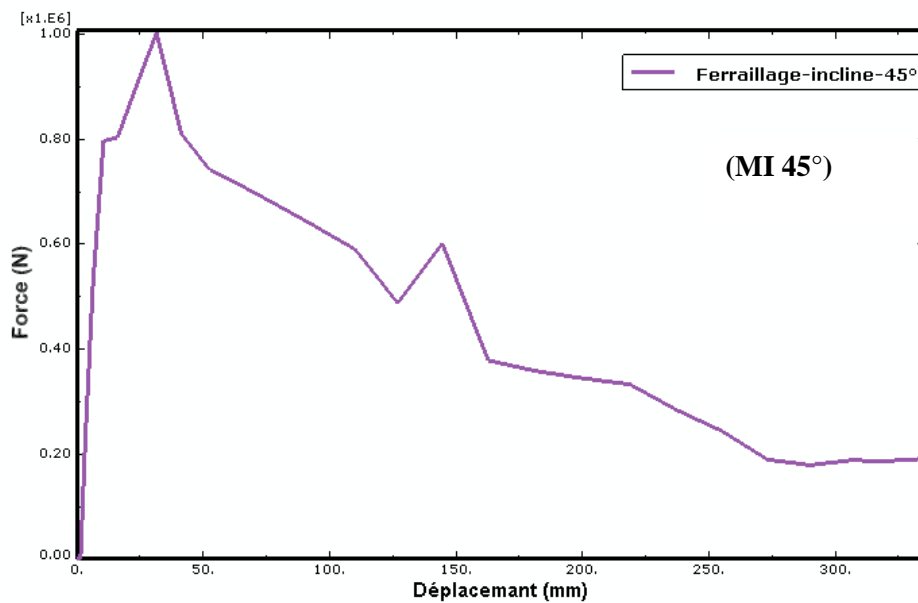


Figure 3.37: Courbe force-déplacement du modèle 4 (MI 45°).

D'après la figure 3.32, la force augmente rapidement en fonction du déplacement, cette force dépasse les 1000kN pour un déplacement de 41mm environ, par la suite l'effort diminue jusqu'à ce que le projectile atteigne la deuxième face de la dalle.

5.3.4. Comparaison des résultats

La figure 3.38 suivante représente la superposition des figures 3.34, 3.35, 3.36 et, 3.37.

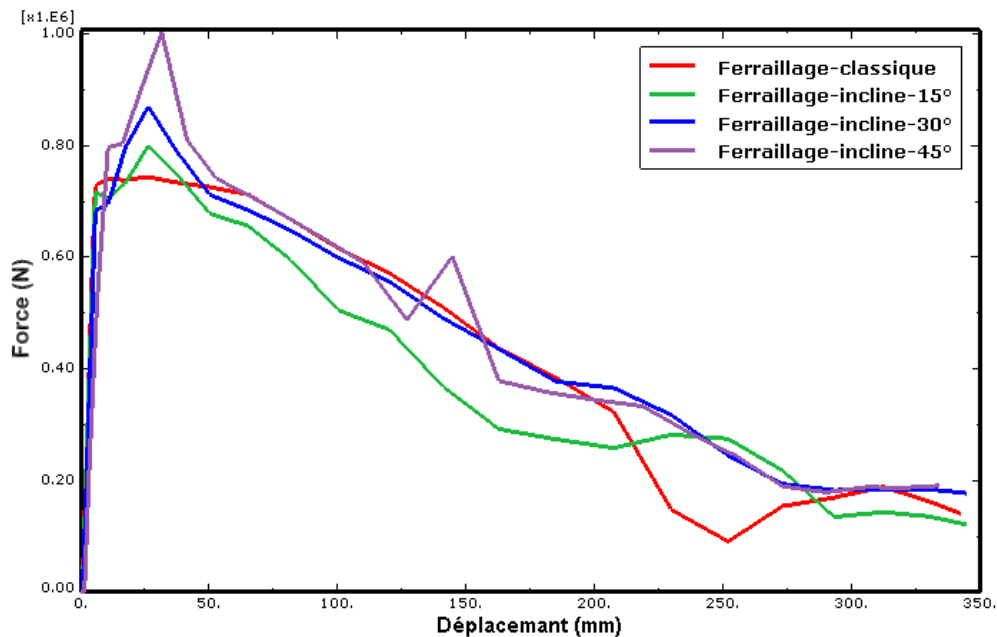


Figure 3 .38: Courbe forces-déplacements dans la dalle pour les quatre modèles.

- ❖ les courbes forces déplacements montrent clairement que la résistance de la dalle varie avec l'angle d'inclinaison du ferrailage.
- ❖ Les courbes force-déplacement montrent que la résistance de la dalle varie fortement avec le type de ferrailage adopté. On constate que la dalle avec un ferrailage classique a une faible résistance, elle atteint 740 kN lorsque le projectile se déplace de 10 mm. L'effort est maximal pour un ferrailage incliné de 45° (MI 45°). C'est la configuration optimale.
- ❖ On remarque que la force augmente avec l'augmentation d'angle d'inclinaison jusqu'à 45°.

6. 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. Quatre modèles de dalles, avec quatre modèles de ferraillements, sont simulés numériquement sur "Abaqus".

Les résultats de la simulation mettent en exergue la performance mécanique du ferraillement suivant la direction des contraintes principales par rapport au ferraillement classique.

Pour une même quantité d'armatures, les résultats de cette simulation montrent que le ferraillement en diagonales est efficace pour reprendre les efforts. La comparaison des quatre modèles sous ferraillement diagonal montre que 45° est l'angle le plus performant en termes de résistance ainsi en termes de dommages.

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 de la disposition du ferrailage sur la résistance à la perforation, et de trouver l'angle d'inclinaison des barres diagonales le plus adéquat, 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 l'essai triaxial) 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 triaxial.

Nous avons constaté que les paramètres retenus donnent une réponse très proche des résultats expérimentaux en compression simple et en traction simple.

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, quatre modèles de ferrailages sont utilisés lors de la simulation numérique :

- **Modèle 1** : Ferrailage classique (MC)
- **Modèle 2** : Ferrailage incliné à 15° (MI 15°)
- **Modèle 3** : Ferrailage incliné à 30° (MI 30°)
- **Modèle 4** : Ferrailage incliné à 45° (MI 45°)

Comparaison entre les différents modèles

➤ En termes de dommage

- Pour les quatre 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 essentiellement en traction sur cette face.
- L'endommagement en compression est moins important sur la face frontale, il commence à se propager du centre aux extrémités de la dalle, au fur et à mesure que le projectile pénètre la dalle.
- La propagation des dommages diminue dans le cas des modèles inclinés.
- La dalle avec le ferrailage inclinée à 45° (MI 45°) est moins endommagée en traction et en compression par rapport aux autres ferrailages.

➤ En termes de contraintes et de déformations

- 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.
- Les déformations des 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. Ce constat est fait pour tous les modèles de ferrailage.

➤ **Pour le modèle 1 "MC1"** : 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, puis diminue jusqu'à atteindre à 10 kN pour un déplacement de 250 que le projectile atteint, là où il perce complètement la dalle.

➤ **Pour le modèle 2 "MI 15° "**: La force augmente rapidement en fonction du déplacement du projectile, cette force dépasse les 800 kN pour un déplacement de 26 mm environ, puis diminue jusqu'à ce que le projectile atteigne la deuxième face de la dalle.

➤ **Pour le modèle 3 "MI 30° "** : On remarque une augmentation de la force jusqu'à atteindre 869 kN pour un déplacement de 26mm.

- **Pour le modèle 4 "MI 45°"** : La force augmente rapidement en fonction du déplacement, cette force dépasse les 1000kN pour un déplacement de 41mm environ, par la suite l'effort diminue jusqu'à ce que le projectile atteigne la deuxième face de la dalle.

On constate que :

- Les courbes forces déplacements montrent clairement que la résistance de la dalle varie avec l'angle d'inclinaison du ferrailage.
- Les courbes force-déplacement montrent que la résistance de la dalle varie fortement avec le type de ferrailage adopté. On constate également, que la dalle avec un ferrailage classique a une faible résistance, elle atteint 740kN lorsque le projectile se déplace de 10 mm.
- On remarque que la force augmente en augmentant l'angle d'inclinaison.
- Le modèle 4 (MI 45°) présente une capacité portante plus élevée par rapport aux autres modèles.

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

Pour une même quantité d'armatures, les résultats de cette simulation montrent que le ferrailage en diagonales est plus efficace. La comparaison des quatre dalles sous ferrailage diagonal montre que 45° est l'angle le plus performant en termes de résistance ainsi en termes de dommages. Ceci n'implique que 45° est la direction la plus proche des contraintes principales développées.

Références bibliographiques

- [1] TRAN The Truyen, «Contribution à l'étude du comportement mécanique et hydromécanique du béton», thèse de doctorat (2009)
- [2] Ramtani. S, « Contribution à la modélisation du comportement multiaxial du béton endommagé avec description du caractère uniaxial », thèse de doctorat (1990).
- [3] Benouniche, 1979] Benouniche, S. 1979. Modélisation de l'endommagement du béton par micro_suration en compression. Thèse de doctorat, Université de Paris 6, France
- [4] KARSAN & al., "Behavior of concrete under compressive loading". Journal of Structures Div., Vol 95, pp 2543-2563,1969.
- [5] 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.
- [6] 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.
- [7] KARIHALOO. B: Fracture mechanics and structural concrete, Longman Scientific & Technical, New York, Wiley, 1995
- [8] reinhardt(1996) REINHARDT H.W. and CORNEILLESSEN H.A.W., Post-peak cyclic behaviour of concrete in uniaxial tensile and alternating tensile and compressive loading. Cement and Concrete Research, 1984, vol 14, p 1-6
- [9] BURLION N, SKOCZYLAS F, DU BOIS: Induced anisotropic permeability due to drying of concrete, Cement and Concrete Research 33, 2003
- [10] Hsu, T. C., Slate, F. O., Sturman, G. M., and Winter, G. 1963. Microcracking of plain concrete and the shape of the stress strain curve. Journal of the
- [11] [Reynouard et Pijaudier-Cabot, 2005] Reynouard, J. M. and Pijaudier-Cabot, G. Comportement mécanique du béton. 2005.
- [12] Bischoff P., Perry S. H. Compressive behaviour of concrete at high strain rate. Materials and Structures, vol. 24, p. 425-450, 1991.
- [13] Gopalaratnam, V. S. and Shah, S. P. Instrumented impact testing of brittle materials, in Engineering Mechanics in Civil Engineering. ASCE, New York 1984, Vol. 1, pp. 635-639.
- [14] Georgin, J. F. and Reynouard, J. M. Modelling of structures subjected to impact: concrete behaviour under high strain rate. Cement & Concrete Composites, Vol. 25, 2003, pp. 131-143.
- [15] Brara, A. and Klepaczko, J. R. Experimental characterization of concrete in dynamic tension. Mechanics of Materials, Vol. 38, 2006, pp. 253-267.

Références bibliographiques

- [16] Forquin, P., Gary, G. and Gatuingt, F. A testing technique for concrete under confinement at high rates of strain. *Int. J Impact Eng.* Vol. 35, 2008, pp. 425-446.
- [17] Eibl, J. and Schmidt-Hurtienne, B. Strain-rate sensitive law for concrete. *Journal of Engineering Mechanics.* Vol. 125, No. 12, 1999, pp. 1411-1420.
- [18] [Rossi et al., 1994] Rossi, P., Van Mier, J. G. M., Toulemonde, F., Le Maou, F. and Boulay, C. Effect of loading rate on the strength of concrete subjected to uniaxial tension. *Materials and structures,* Vol. 27, 1994, pp. 260-264.
- [19] Rossi, P. and Toutlemonde, F. Effect of loading rate on the tensile behaviour of concrete : description of the physical mechanisms. *Materials and structures.* Vol. 29, No. 186, 1996, pp. 116-118.
- [20] Ben Romdhane, M.R. and Toutlemonde, F. Modélisation discrète de la fissuration du béton sous chargement dynamique. *Actes du troisième Colloque National en Calcul des Structures.* 1997, pp. 703-708.
- [21] Bazant et al., 1990] Bazant, Z. P., Tabbara, M. R., Kazemi, M. T., and Pijaudier-Cabot, G. 1990. Random particle model for fracture of aggregate or fiber composites. *J. Engng. Mech,* 116(8) :1686_1705
- [22] Bouamara Youcef , « confinement du béton pour une technique de conversion des efforts »Thèse de Master (2009)
- [23] LE MAITRE. J and CHABOCHE J.L, "Mécanique des matériaux solides", Ed- Dunod de physique, 1985
- [24] Jessica ROUSSEAU, « Modélisation numérique du comportement dynamique de structures sous impact sévère avec un couplage éléments discrets / éléments finis» thèse de doctorat (2009)
- [25] Thanh Song PHAN, «Modélisation numérique de l'interface acier-béton : application au comportement des structures en béton renforcées par des aciers plats crantés» thèse de doctorat (2012)
- [26] Lutz, L.A., Gergely, P, Mechanism of bond and slip of deformed bars in concrete, *ACI Journal, Proceedings,* V.64, No. 11, pp. 711-721, 1967.
- [27] 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 master (2011)
- [30] PARIS (L.). – Évaluation du risque projections.[SE 5 066] Sécurité et Environnement (2012).

Références bibliographiques

- [31] KOECHLIN (P.) « Modélisation de comportement membrane-flexion et critère de perforation pour l'analyse de structures minces en béton armé sous choc mou». Thèse de Doctorat (2007).
- [32] Laurent paris, « comportement des structures soumise à des projectiles », article publié 2012
- [33] Jonas, W. et al., 1982. Kinetische Grenztragfähigkeit von Stahlbetonplatten, RS 165, Schlussbericht (Rapport final), s.l.: IV. Technischer Bericht, Hochtief AG
- [34] Kœchlin, P. & Potapov, S., 2009. Classification of soft and hard impacts-Application to aircraft crash, s.l.: Nuclear Engineering and Design 239.
- [35] 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.
- [36] BAZANT. Z. P, OS: Crack band theory for fracture of concrete, Material & Structures (RILEM), 16, 1983
- [37] 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 (2005) 224– 284.
- [38] MAZARS J., 1984, "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.
- [39] Lemaitre LEMAITRE. J: A course on damage mechanics, Springer-Verlag Berlin Heidelberg, 1992.
- [40] Jirasek J IRASEK, M. (2004). Modeling of localized inelastic deformation. In Short Course at the Czech Technical University, Prague, République Tchèque.
- [41] Simo & Ju SIMO AND J.JU 1987b. "Strain and stress-based continuum damage model I-formulation". Int. J. Solids struct, pp 23, 821-840
- [42] Voyiadjis, et al Voyiadjis, G., Taqieddin, Z. & Kattan, P., 2008. Anisotropic damage-plasticity model for concrete, s.l.: International Journal of Plasticity, Vol. 24, 1946-1965.
- [43] Jason, L., Huerta, A., Pijaudier-Cabot, G. & Ghavamian, S., 2006. 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.

Références bibliographiques

- [44] Burlion, N., Gatuingt, F., Pijaudier-Cabot, G. & Daudeville, L., 1998. Compaction and tensile damage in concrete : constitutive modelling and application to dynamics, s.l.: Comput. Methods Appl. Engrg.183, 291 -308.
- [45] Gurson, A., 1977. 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.
- [46] Needleman, A. & Tvergaard, V., 1984. An analysis of ductile rupture in notch bars, s.l.: J. Mech. Phys. Solids 32, 461 - 490.
- [47] KACHANOV M., 1958, "On the time to failure under creep conditions", Otd. Tekhn. Nauk., 8 :26-31
- [48] MONTHEILLET F., & MOUSSY F., 1986, "Physique et mécanique de l'endommagement".
- [49] LE MAITRE J. & CHABOCHE J.L. 1985; "Mécanique des matériaux solides", Ed. : Dunod.de physique.
- [50] ABBAS Mickaël, «Présentation du logiciel ABAQUS Principes et fonctionnement », Université de Technologie de Compiègne Laboratoires Roberval / UMR UTC- CNRS.
- [51] JULIEN BRICHE, Introduction à la CAO sur le logiciel ABAQUS
- [52] KOECHLIN (P.) « Modélisation de comportement membrane-flexion et critère de perforation pour l'analyse de structures minces en béton armé sous choc mou». Thèse de Doctorat (2007).
- [53] L.PENNAZI, premier pas d'un utilisateur ABAQUS Ecole des mines d'ALBI CARAUX, 1999
- [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.

Références bibliographiques

[59] Xuan Dung VU, «Vulnérabilité des ouvrages en béton sous impact : Caractérisation, modélisation, et validation», thèse de doctorat (2013).

[60] Johnson, J. & Cook, W., 1985. *Fracture characteristics of three metals subjected to various strains, strain rates, temperatures and pressures*, s.l.: Engineering Fracture Mechanics 21, 31 -48.

[61] 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).

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. [59].



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).

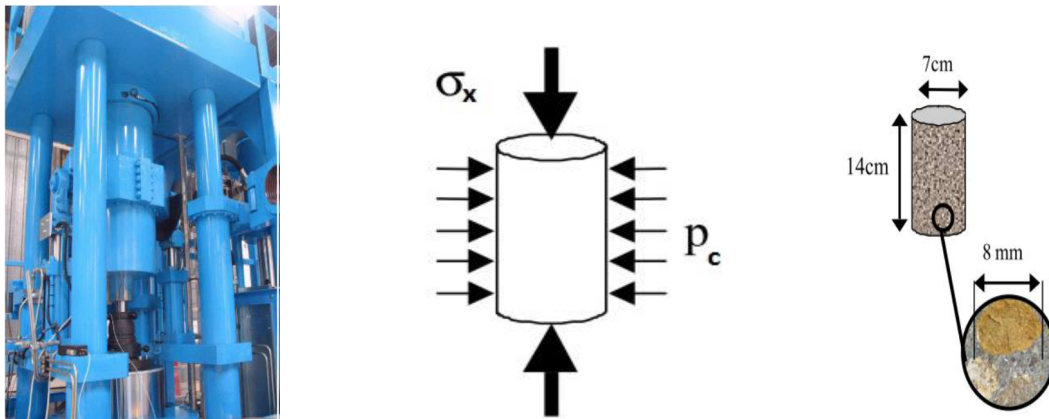


Figure A2 : a) Vue générale de la Presse GiGa, b) Principales spécificités de Giga en termes de sollicitations, c) Dimensions de l'échantillon.

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).

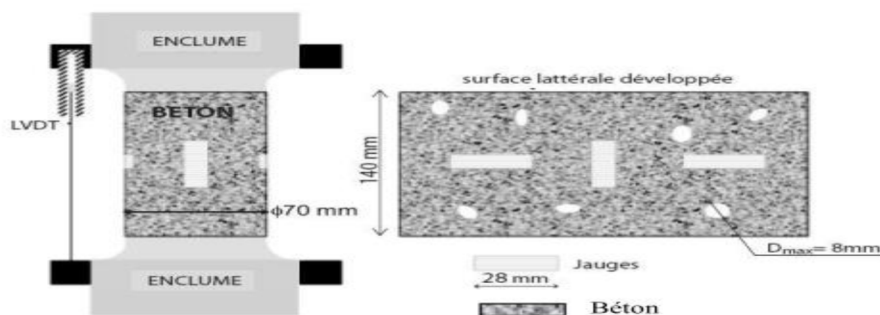


Figure 3 : Positionnement du LVDT et des jauges sur l'échantillon

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 [59].

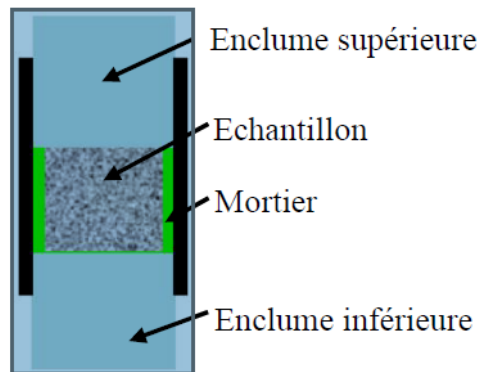


Figure 4 : Echantillon positionné dans la chemise avant le test oedométrique.

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.

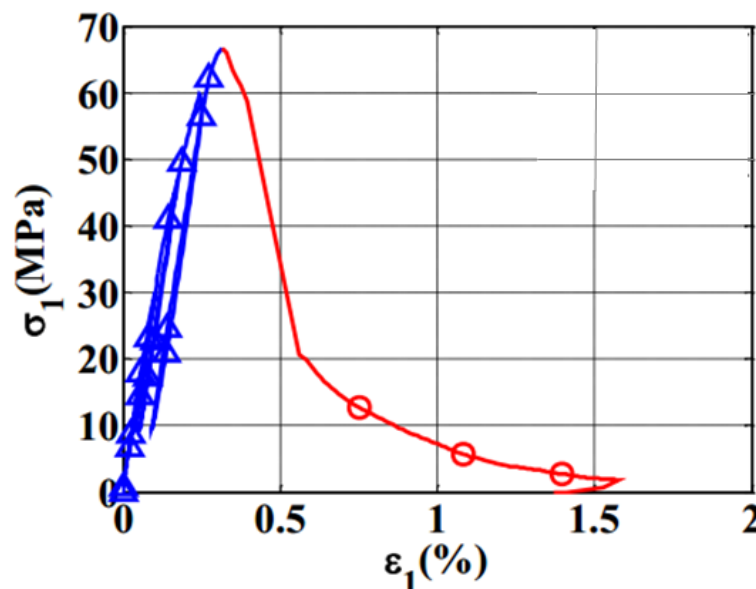


Figure 5 : a) Essai de compression uniaxiale du béton de classe C50 - Courbe expérimentale.

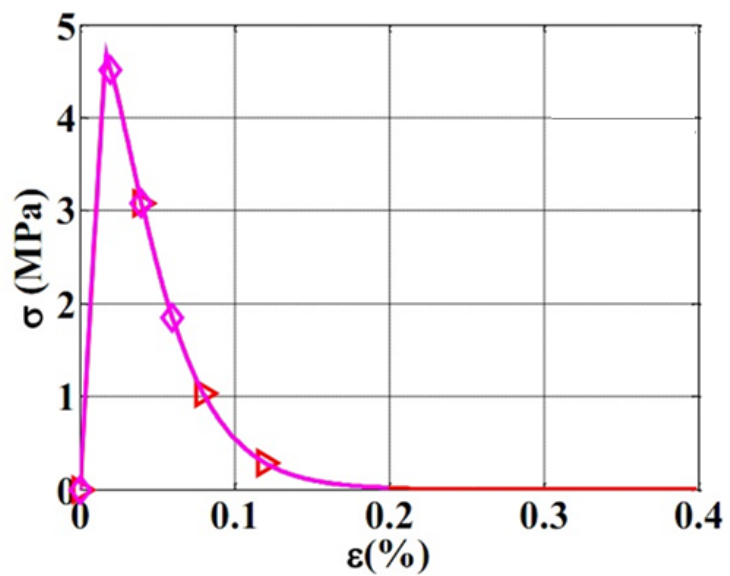


Figure 5 : b) Essai de traction uniaxial du béton de classe C50 - Courbe expérimentale.

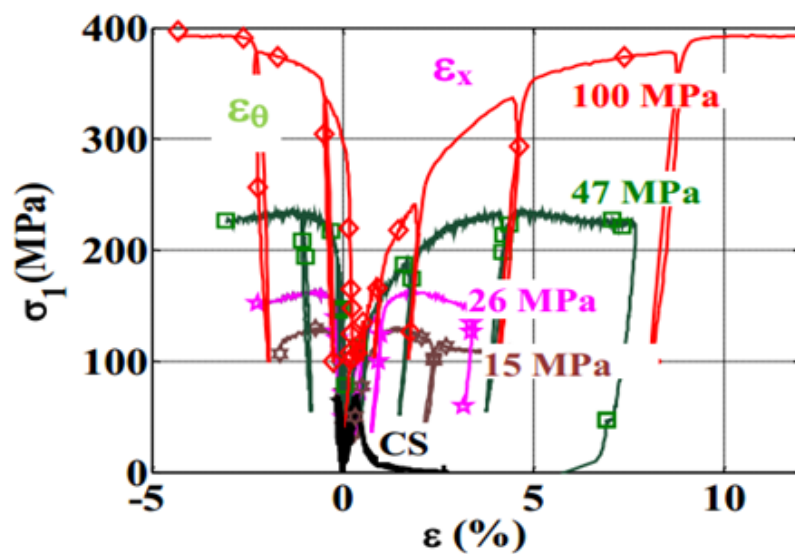


Figure 5 : c) comportement triaxial du béton de classe C50- Courbe expérimentale.

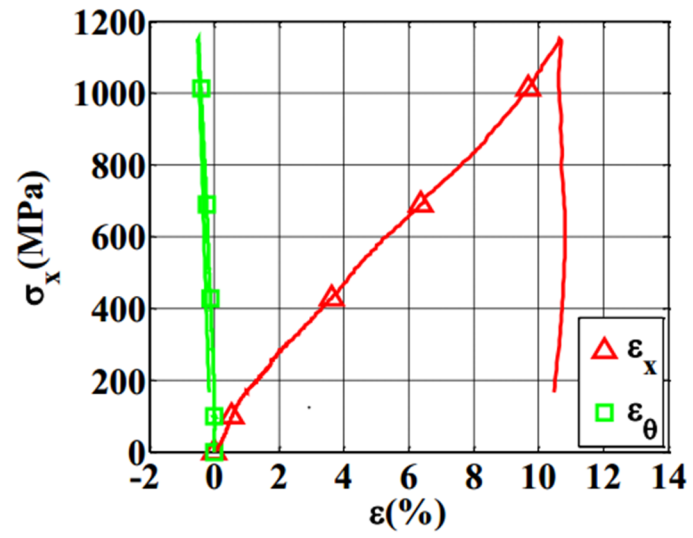


Figure 5 : d) Essai œdométrique du béton C50 – Courbe expérimentale.

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

$f = \frac{f_{bo}}{f_c}$: 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 [61]. Le modèle CDP recommande à supposer $m = 0,1$.

- L'angle de dilatation β :

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**.

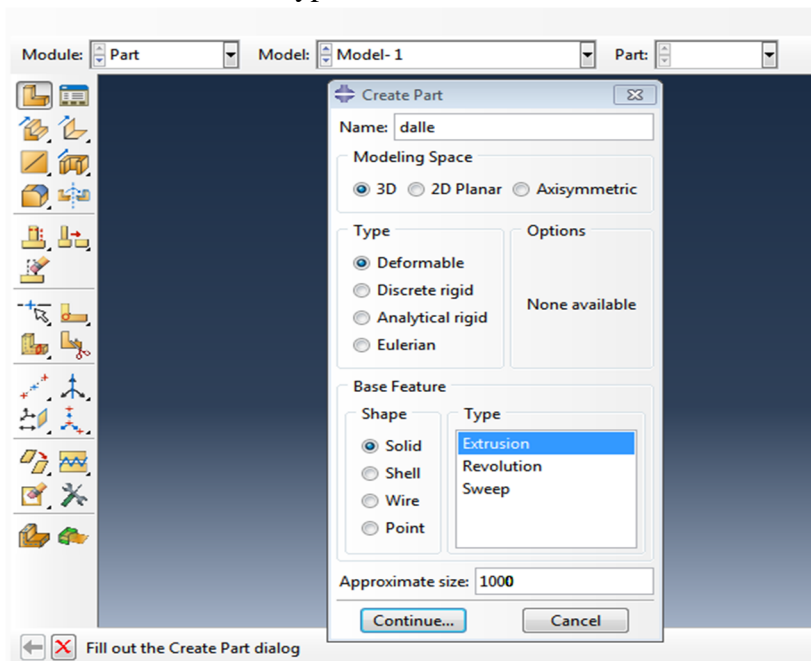



Figure 1 : Illustration de la première étape de la création de la dalle.

❖ 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) :

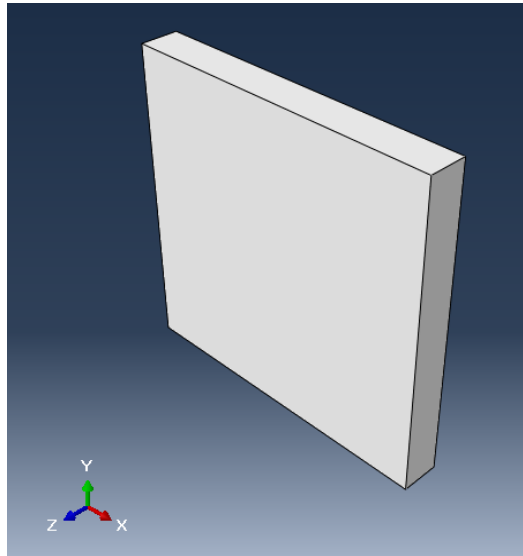


Figure 2 : la dalle créée.

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)

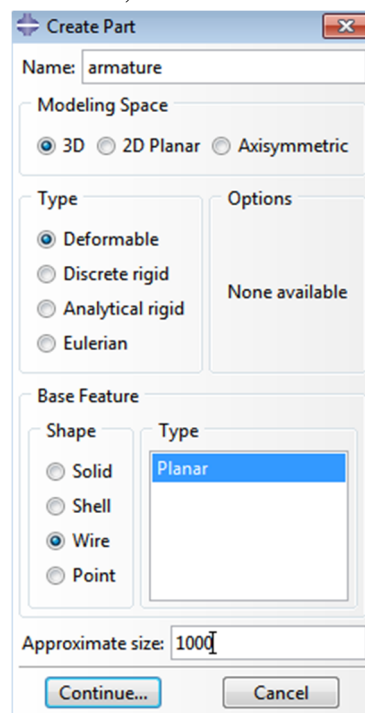




Figure 3: Création d'armature.

❖ 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.

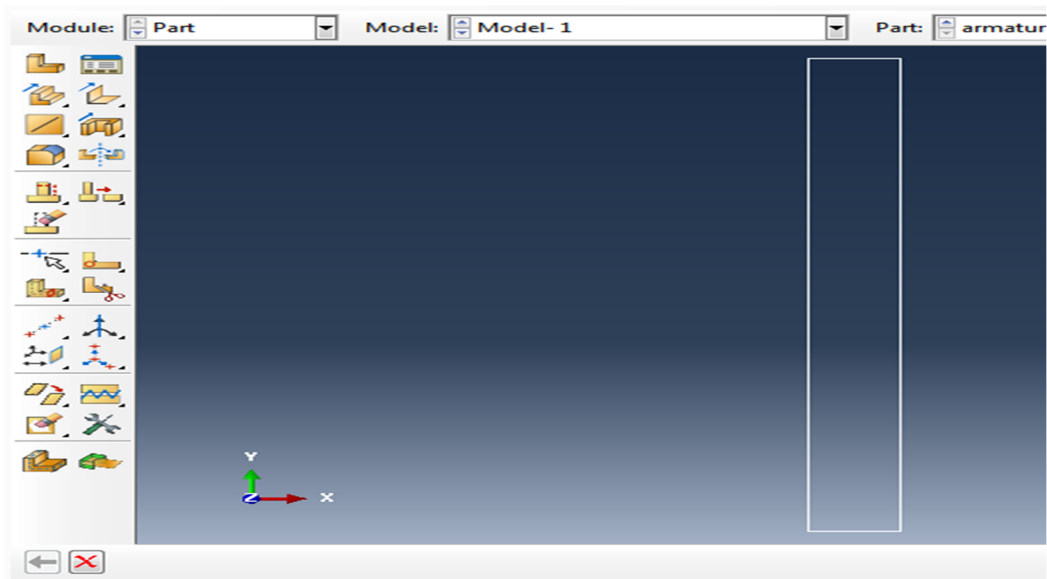


Figure 4 : Représentation de la barre.

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).

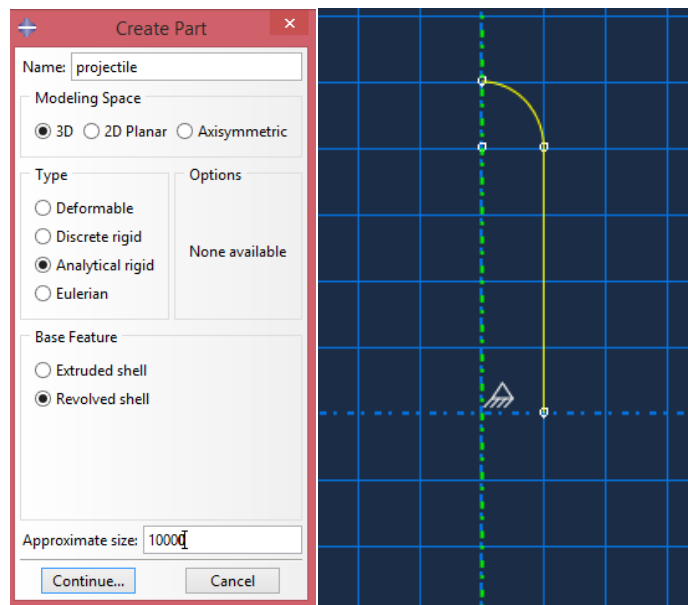


Figure 5 : Illustration de la création du projectile.

- ❖ 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).

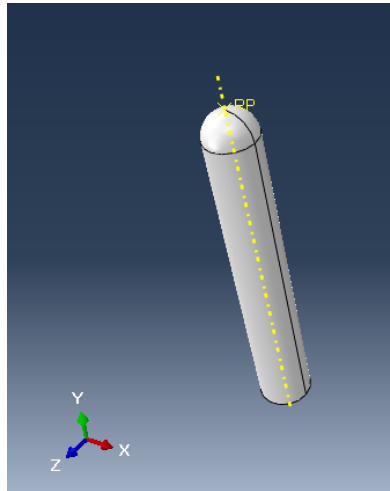


Figure 6 : Création du projectile et son point de référence.

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)

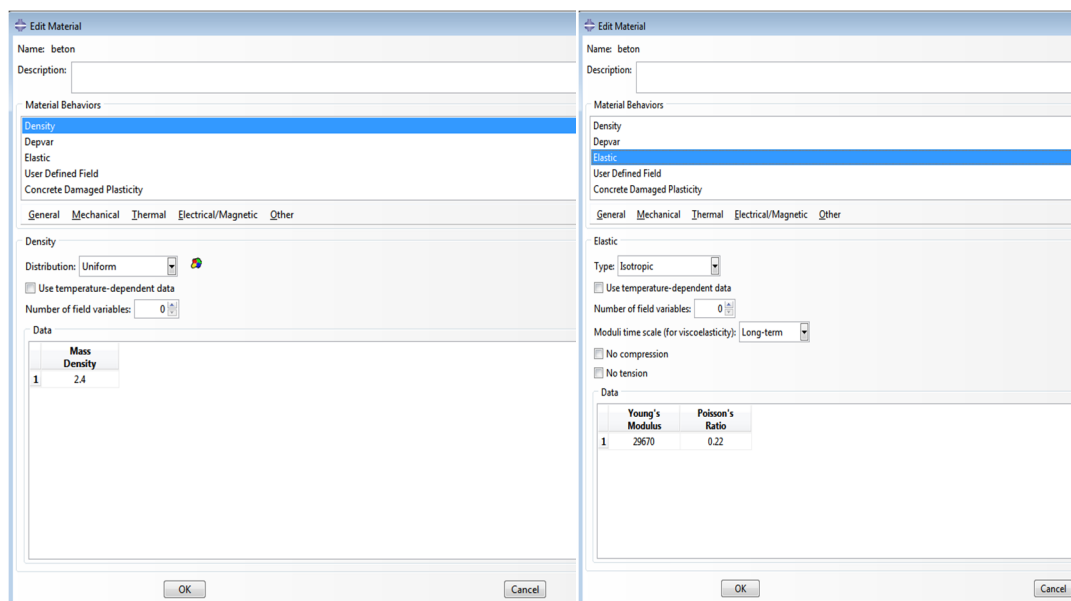


Figure 7 : Création du matériau

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

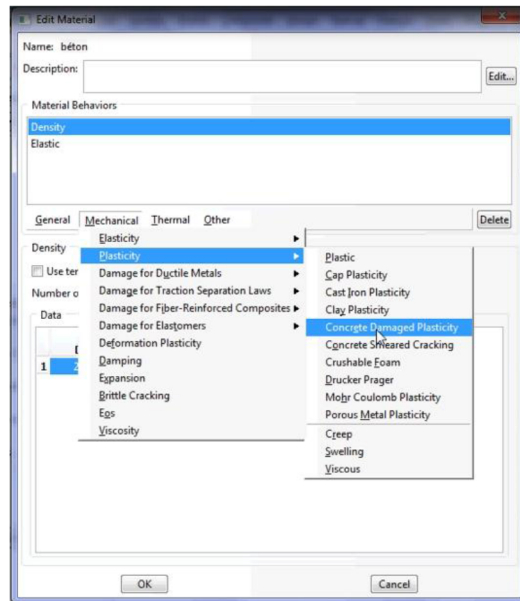


Figure 8 : Introduction des lois de comportement du béton.

Matériau acier

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

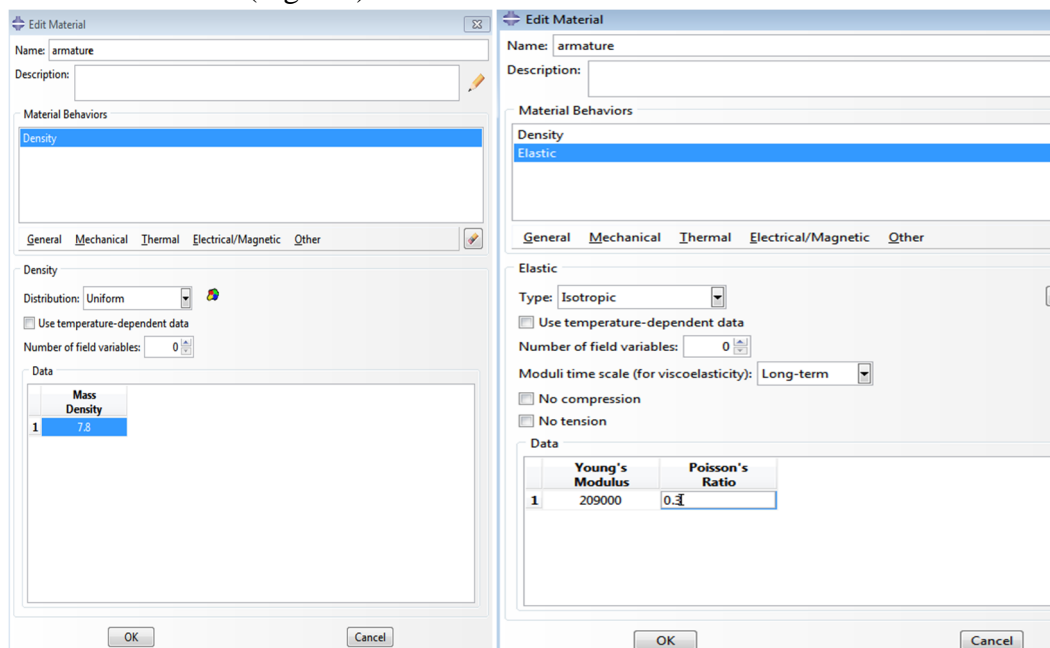



Figure 9 : Création du matériau

- ❖ 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)

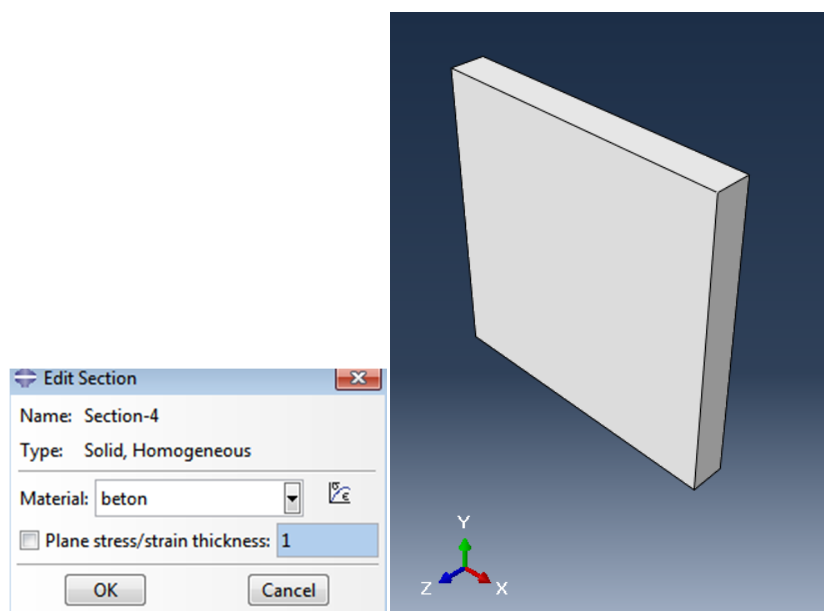


Figure 10 : Affichage de la dalle

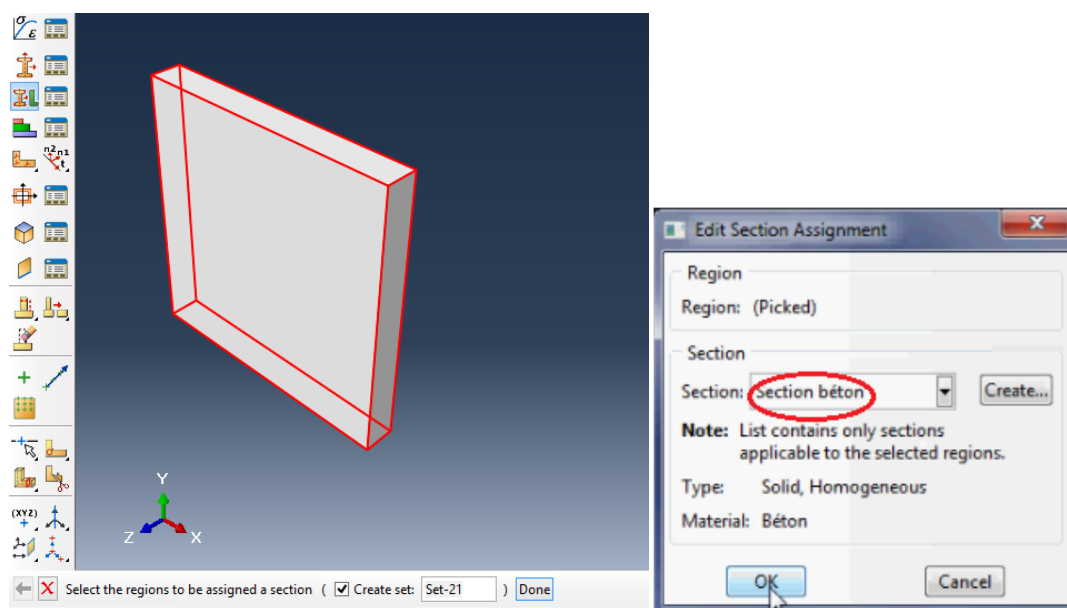


Figure 11 : Affectation de la section.

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

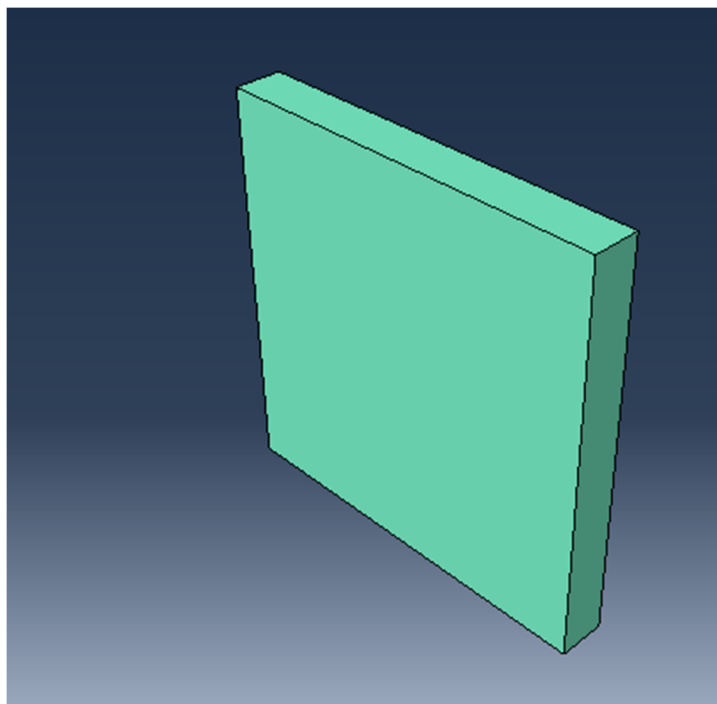



Figure 12: La dalle en béton.

❖ Acier

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

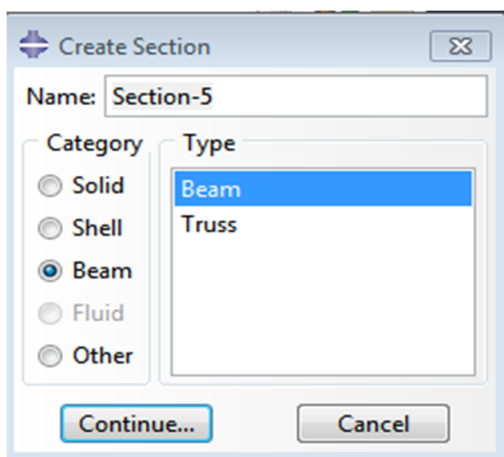


Figure 13 : Création des sections d'armatures.

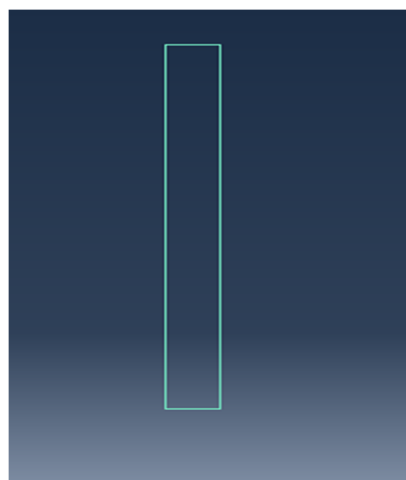


Figure 14: Armatures en acier.

Assembler le modèle

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

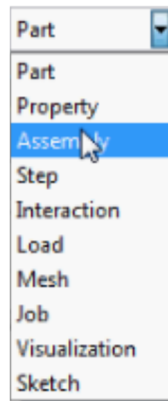


Figure 15: Assemblage du modèle.

Assemblage de la dalle avec le projectile

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

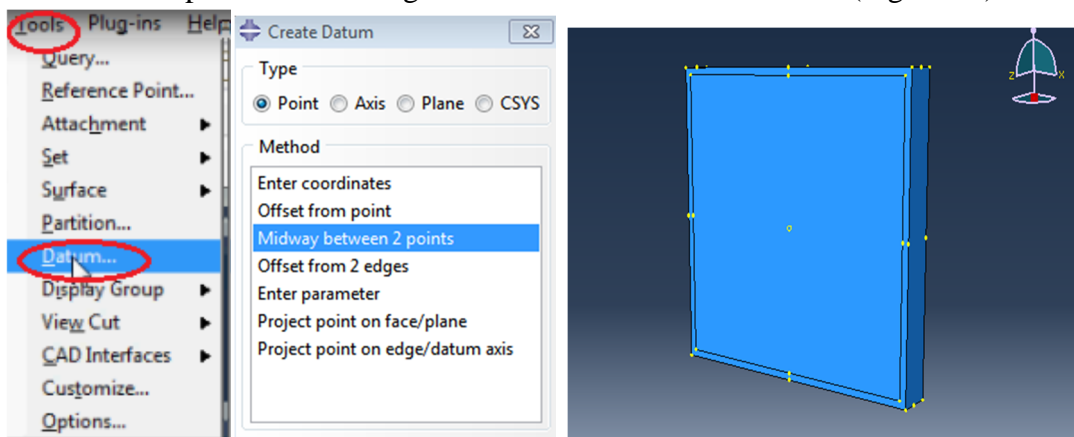



Figure16 : Création du point datum.

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

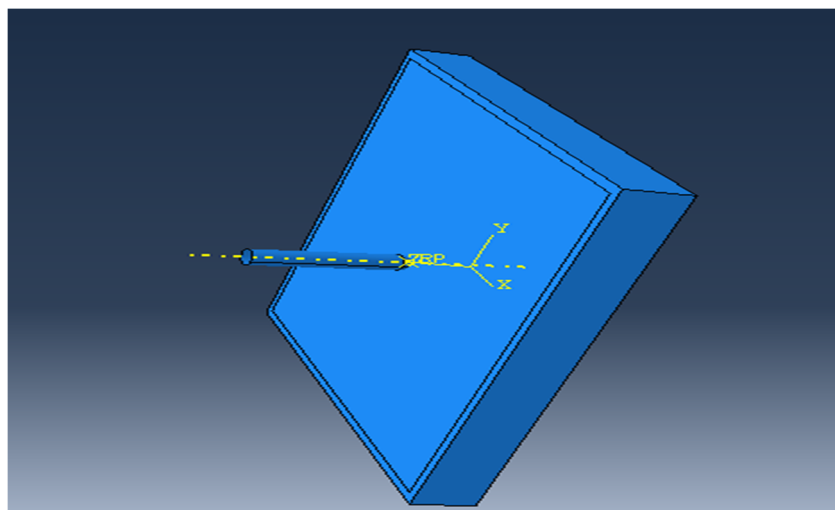


Figure 17: Les étapes de l'assemblage.

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).

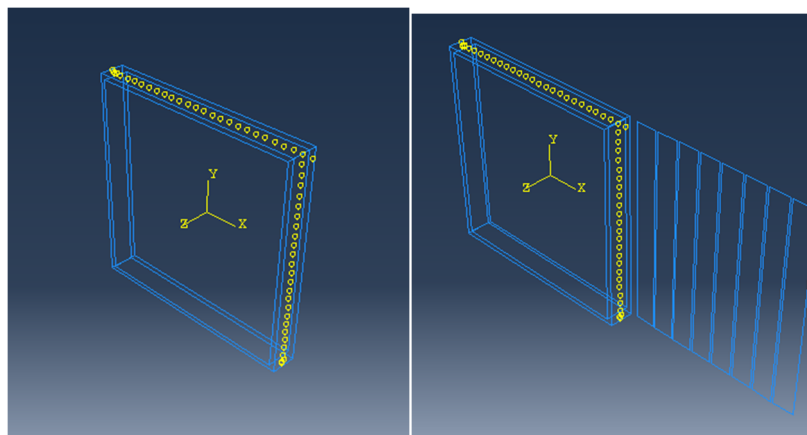


Figure 19 : Création des points d'assemblage « datum ».

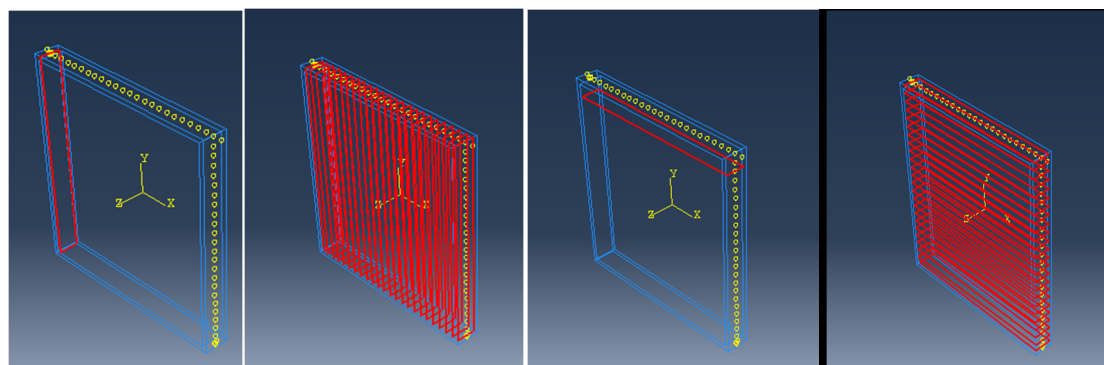


Figure 20 : Translation des armatures.

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

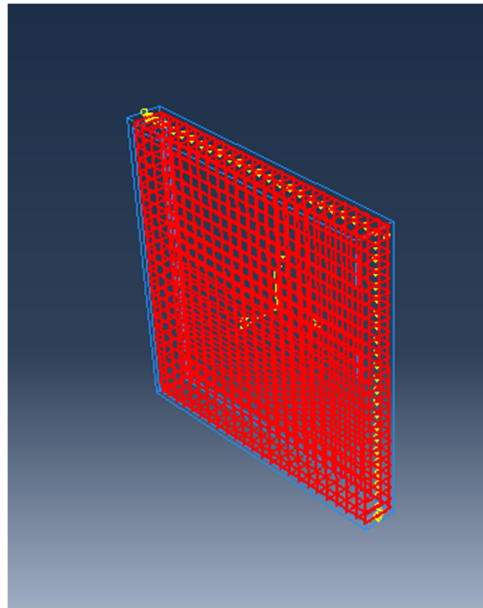



Figure 21: Dalle ferraillée.

Définir les pas d'analyse

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

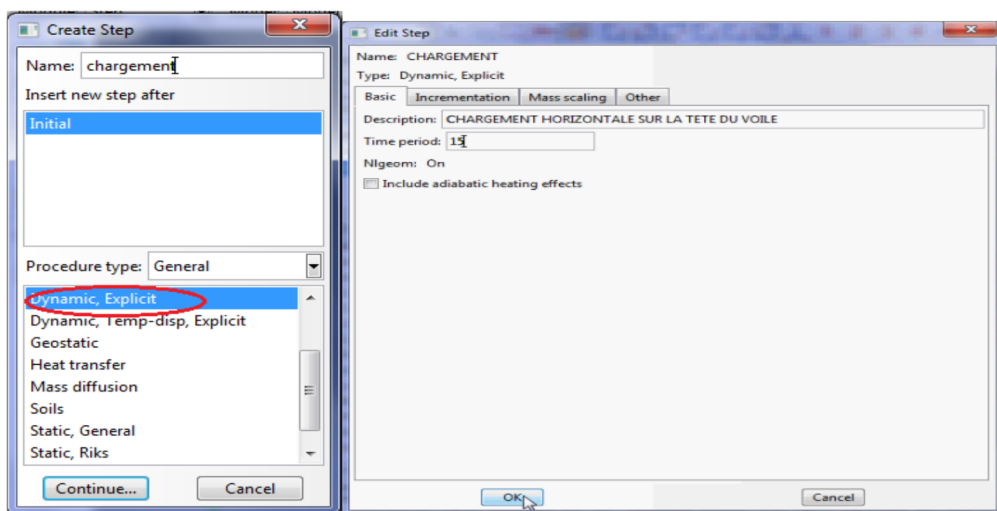


Figure 21 : Création des pas d'analyse.

- 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).

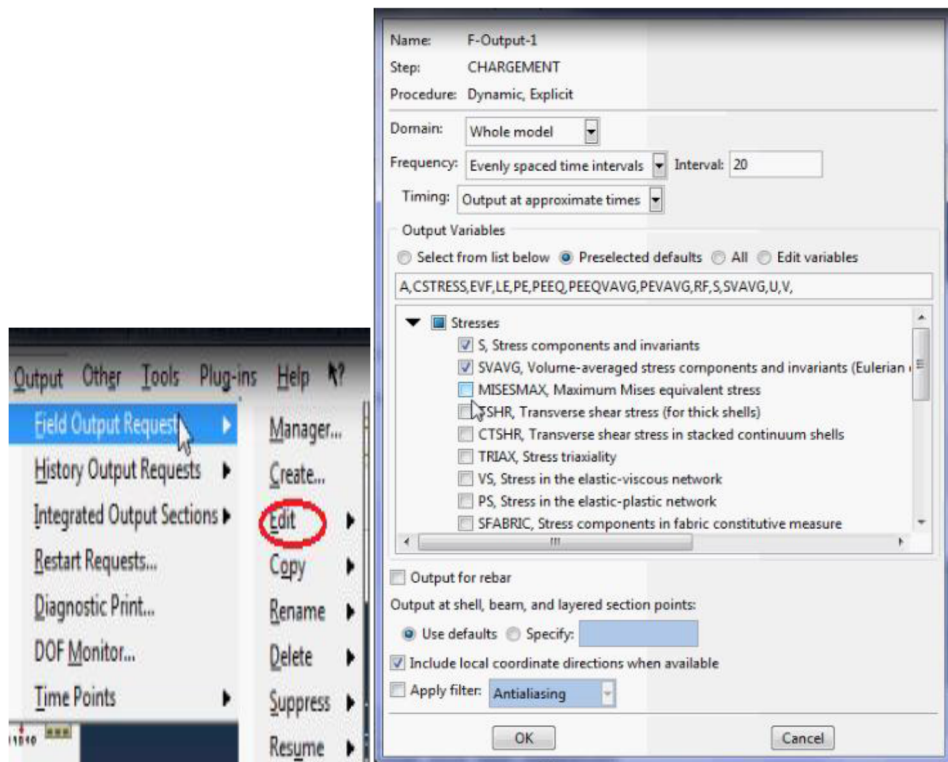


Figure 22 : Choix des variables de sortie

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)

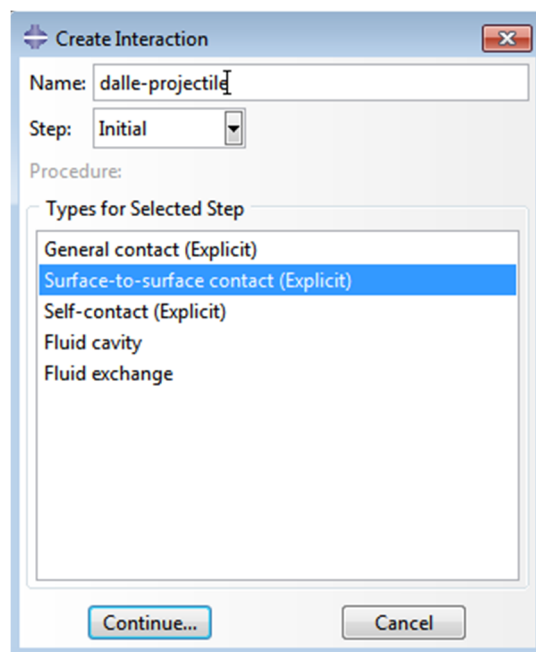


Figure 23 : Création de l'interaction.

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).

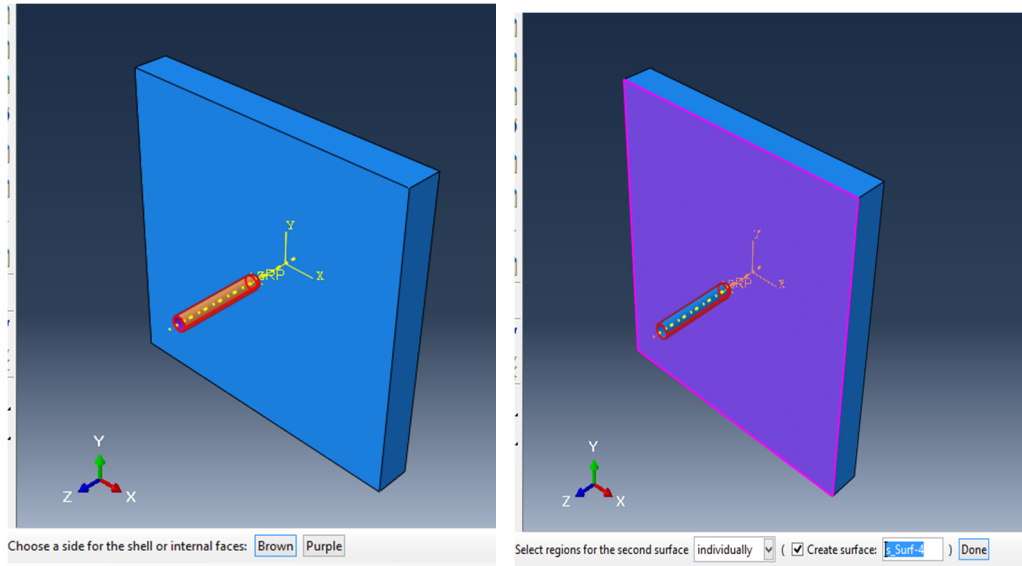


Figure 24 : Surfaces d'interaction.

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

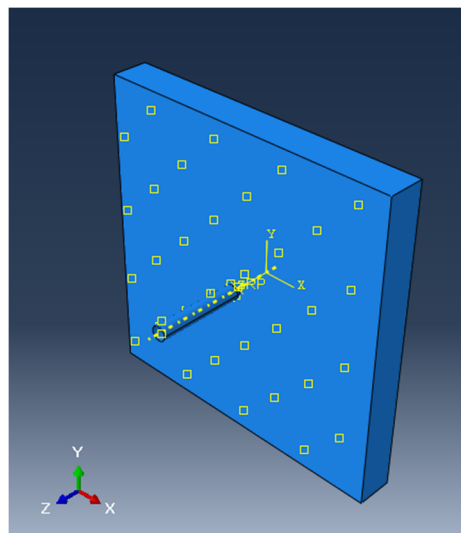



Figure 25 : Interaction projectile-dalle.

Interaction ferrailage-dalle

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

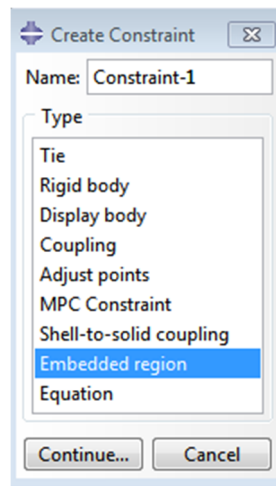


Figure 26 : Création de l'interaction.

- A la fin on aura la figure 27

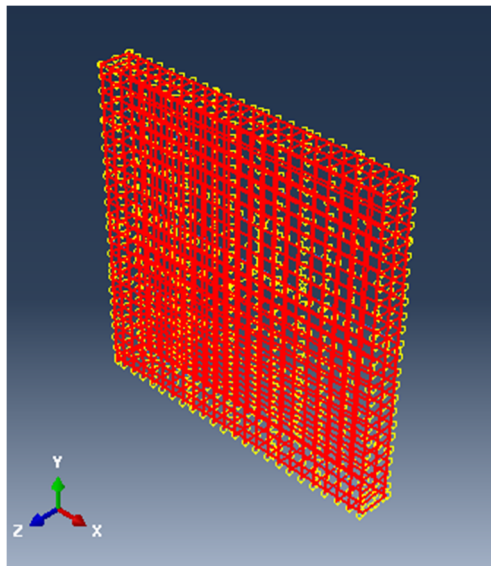



Figure 27: Interaction dalle-ferrailage

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).

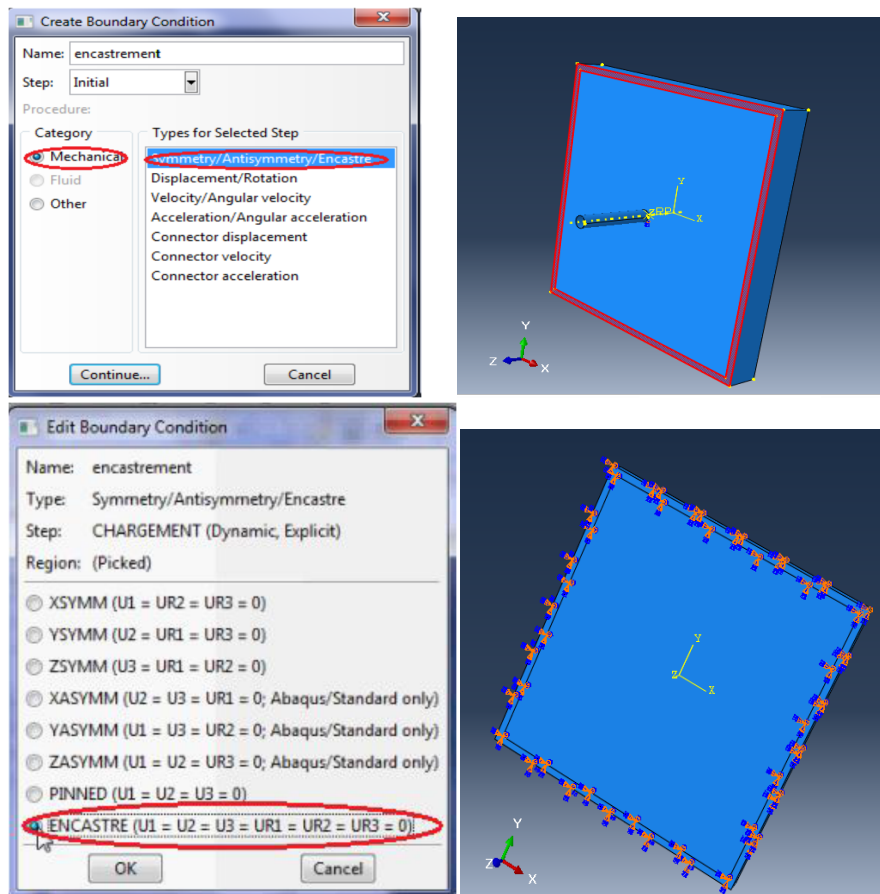


Figure 29: Création des encastresments.

Les mêmes étapes seront suivies pour encastrement la face arrière.

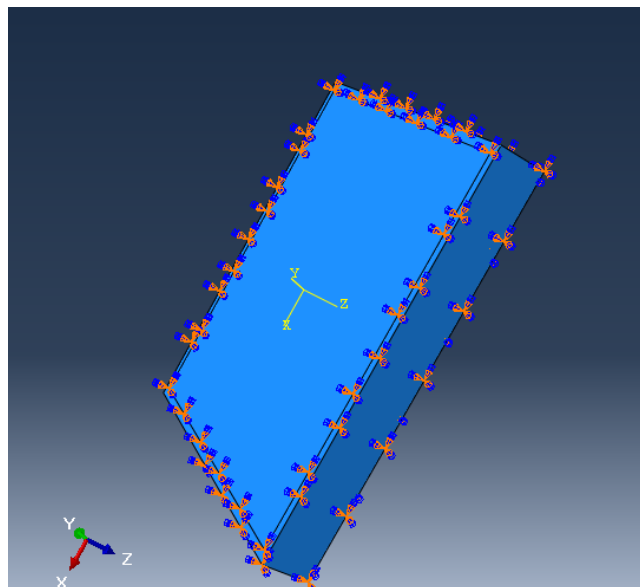



Figure 30 : Dalle encastrement.

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

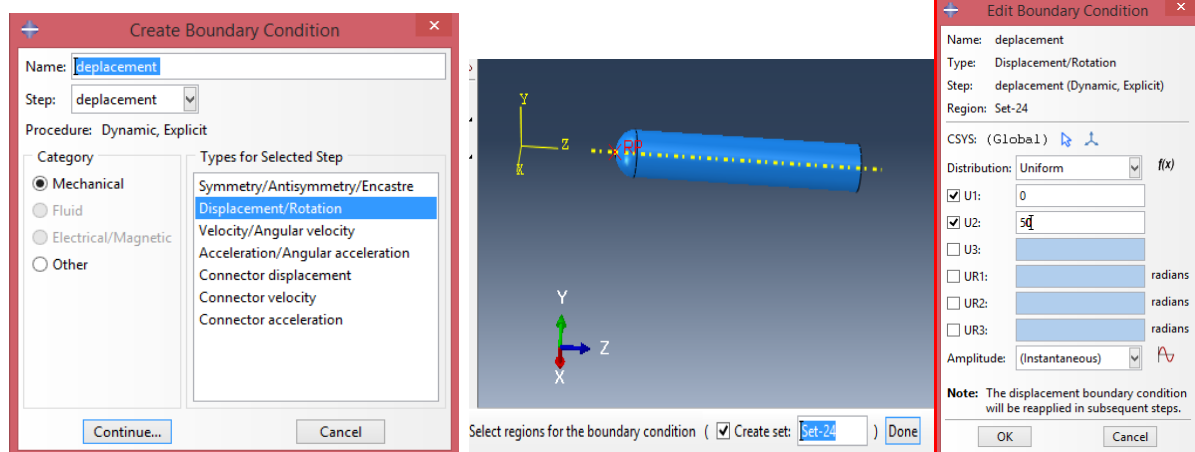



Figure 31 : Création du déplacement.

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 

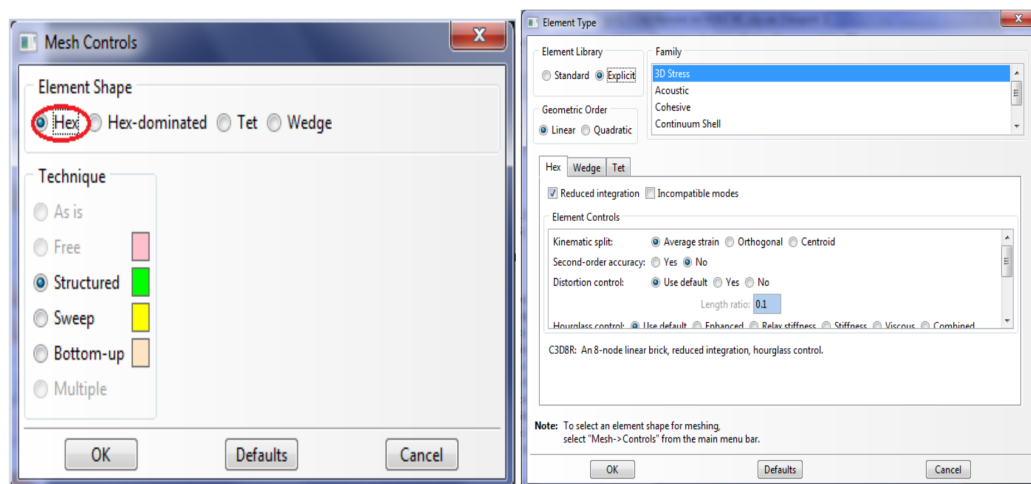



Figure 32 : Choix du maillage.

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

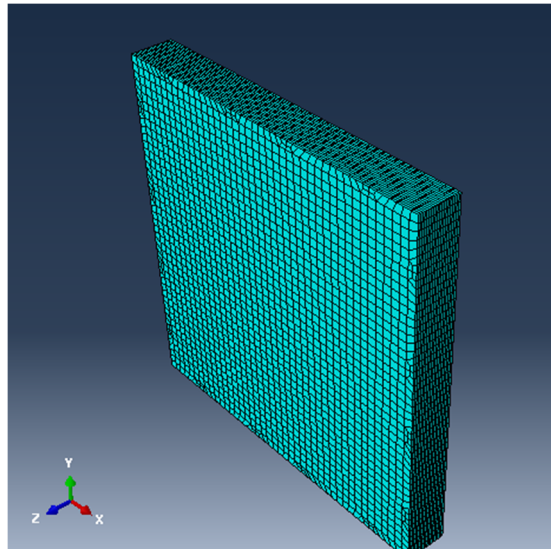


Figure 33 : Maillage de la dalle.

➤ **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).

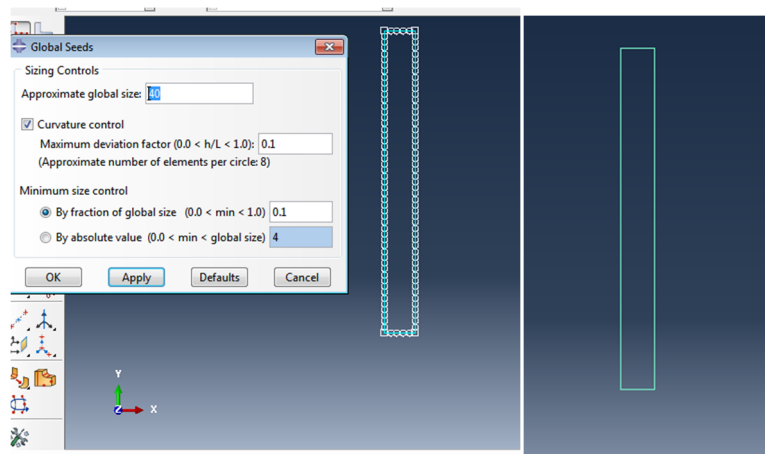


Figure 34 : Maillage de l'armature.

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)

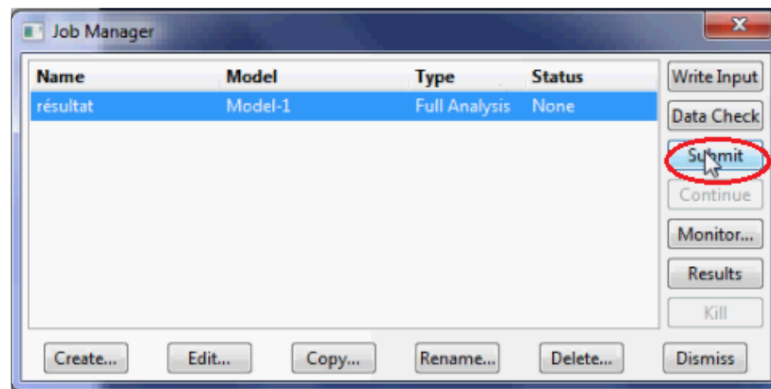


Figure35 : Analyse du modèle.

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

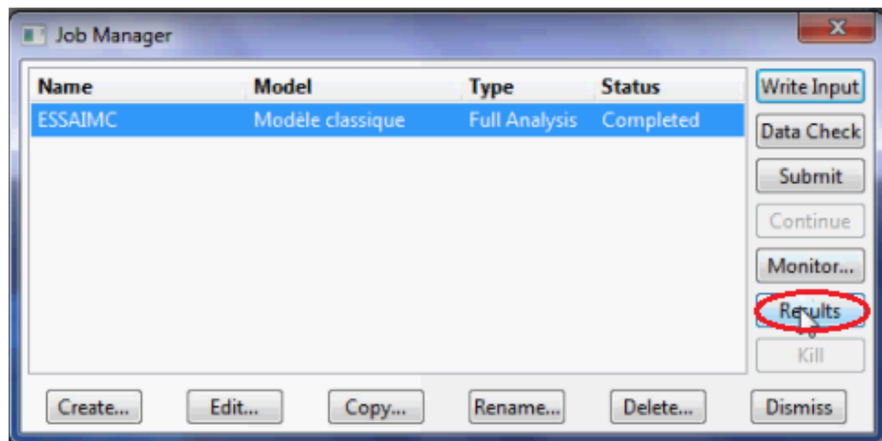




Figure36 : affichage des résultats.

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 .

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 de la disposition du ferrailage sur la résistance à la 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 triaxial. 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. Quatre modèles de dalles, avec quatre modèles de ferrailages 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. Les résultats de la simulation en termes d'endommagement, de contraintes, de déformations et de dégradation de la rigidité sont recueillis, et ils mettent en exergue la performance mécanique du ferrailage suivant la direction des contraintes principales par rapport au ferrailage classique. Pour une même quantité d'armatures, les résultats de cette simulation montrent que le ferrailage en diagonales est plus efficace.

Mots clés : Simulation, dalles en BA, projectile, impact, ferrailage diagonal, endommagement.