

COMMISSARIAT À L'ÉNERGIE ATOMIQUE
ET AUX ÉNERGIES ALTERNATIVES

DIRECTION DE L'ÉNERGIE NUCLÉAIRE
DIRECTION DES ACTIVITÉS NUCLÉAIRES DE SACLAY

**MODÉLISATION DE LA LIAISON ACIER-BÉTON
DANS LE CALCUL DE STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ**

par
Chetra MANG

CEA Saclay
Direction de L'Énergie Nucléaire
Direction des Activités Nucléaires de Saclay
Département de Modélisation des Systèmes
et des Structures
Service d'Études Mécaniques et Thermiques



DIRECTION DES SYSTÈMES
D'INFORMATION

RAPPORT
CEA-R-6428

2016

- Rapport CEA-R-6428 -

CEA Saclay
Direction de L'Énergie Nucléaire
Direction des Activités Nucléaires de Saclay
Département de Modélisation des Systèmes et des Structures
Service d'Études Mécaniques et Thermiques

MODÉLISATION DE LA LIAISON ACIER-BÉTON
DANS LE CALCUL DE STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ

par

Chetra MANG

– Avril 2016 –

RAPPORT CEA-R-6428 – Chetra MANG

« Modélisation de la liaison acier-béton dans le calcul de structures en béton armé »

Résumé – Le comportement des structures en béton armé peut s'avérer extrêmement complexe en cas de dépassement de la limite de fissuration du béton. Le caractère composite du béton armé doit être représenté finement, en particulier dans la zone de distribution des contraintes entre le béton et les armatures, appelée zone de liaison acier-béton. Pour la simulation des structures industrielles, les modèles numériques employés supposent une relation parfaite entre le béton et les armatures qui ne prennent pas en compte la complexité de la relation entre les deux matériaux. En particulier, elle ne permet pas de prédire l'importance des désordres, leur localisation, leur répartition, la distribution de la fissuration étant directement liée à celle des aciers. Dans la littérature, plusieurs méthodes numériques sont proposées pour étudier finement les caractéristiques de la liaison acier-béton, mais toutes ces méthodes posent des difficultés pour les calculs de structures complexes en 3D. En partant des résultats obtenus dans le cadre de la thèse de Torre-Casanova (2012), une nouvelle formulation d'un modèle de liaison acier-béton a été développée pour améliorer les performances et la représentativité (comportement cyclique). Ce nouveau modèle a été validé sur un tirant par comparaison avec une solution analytique et des résultats expérimentaux. Le modèle a été testé à l'échelle structurelle pour simuler le comportement d'un voile en cisaillement (cadre du projet national CEOS.FR) pour un chargement monotone. Compte tenu de la difficulté pour caractériser numériquement l'ouverture de fissure en cas de fissuration complexe, une nouvelle méthode de post-traitement a également été développée. Cette méthode consiste à utiliser la discontinuité des déplacements relatifs pour déterminer la position de la fissure ou à utiliser directement le changement de signe du glissement entre l'acier et le béton. La comparaison entre la simulation et l'expérience tend à valider à la fois la méthode de post-traitement et le modèle de liaison acier-béton développés. Finalement, le développement du comportement cyclique de la loi d'adhérence avec enveloppe non-réduite est intégré dans le modèle de liaison acier-béton pour prendre en compte l'irréversibilité du glissement et la boucle d'hystérésis lors du chargement en charge-décharge ou du chargement cyclique. Cette nouvelle intégration a été vérifiée sur un élément d'interface sous chargement cyclique pour plusieurs cycles. L'application sur un tirant sous chargement en charge-décharge est également effectuée afin d'investiguer le comportement cyclique du tirant au niveau global et au niveau local (ouverture de fissure). Le modèle cyclique de liaison acier-béton est également appliqué sur le voile en cisaillement pour la validation du modèle et aussi pour étendre l'application de la méthode de post-traitement de l'ouverture de fissure dans le cas du chargement alterné.

2016 – Commissariat à l'Énergie Atomique et aux Énergies Alternatives – France

REPORT CEA-R-6428 – Chetra MANG

«Steel-concrete bond model for the simulation of reinforced concrete structures»

Abstract – Reinforced concrete structure behavior can be extremely complex in the case of exceeding the cracking threshold. The composite characteristics of reinforced concrete structure should be finely presented especially in the distribution stress zone between steel-concrete at their interface. In order to compute the industrial structures, a perfect relation hypothesis between steel and concrete is supposed in which the complex phenomenon of the two-material relation is not taken into account. On the other hand, this perfect relation is unable to predict the significant disorders, the repartition, and the distribution of the cracks, which is directly linked to the steel. In literature, several numerical methods are proposed in order to finely study the concrete-steel bond behavior, but these methods give many difficulties in computing complex structures in 3D. With the results obtained in the thesis framework of Torre-Casanova (2012), the new concrete-steel bond model has been developed to improve performances (iteration numbers and computational time) and the representation (cyclic behavior) of the initial one. The new model has been verified with analytical solution of steel-concrete tie and validated with the experimental results. The new model is equally tested with the structural scale to compute the shear wall behavior in the French national project (CEOS.fr) under monotonic load. Because of the numerical difficulty in post-processing the crack opening in the complex crack formation, a new crack opening method is also developed. This method consists of using the discontinuity of relative displacement to detect the crack position or using the slip sign change between concrete-steel. The simulation-experiment comparison gives validation of not only the new concrete-steel bond model but also the new crack post-processing method. Finally, the cyclic behavior of the bond law with the non-reduced envelope is adopted and integrated in the new bond model in order to take into account the slip irreversibility and the hysteresis during the cyclic load. This development is verified with an interface element under cyclic load for several cycles. And, the application of the model is carried out on a steel-concrete tie under load-unload applied displacement in order to investigate the cyclic behavior of the tie at the global and local level. The model is equally applied on the shear wall to validate the model and to extend the crack post-processing method in the case of cyclic load.

2016 – French Alternative Energies and Atomic Energy Commission – France



THESE DOCTORAT DE L'UNIVERSITE PARIS OUEST

Présentée par

Chetra MANG

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE L'UNIVERSITE PARIS OUEST NANTERRE LA DEFENSE

Domaine :

MECANIQUE - GENIE MECANIQUE - GENIE CIVIL

Sujet de la thèse :

Modélisation de la liaison acier-béton dans le calcul de structures en béton armé

Thèse présentée et soutenue le 20 novembre 2015 devant le jury composé de :

Jacky Mazars	Professeur, INP de Grenoble	Président
Frédéric Dufour	Professeur, INP de Grenoble	Rapporteur
Panagiotis Kotronis	Professeur, Ecole centrale de Nantes	Rapporteur
Gilles Perrin	AREVA fellow (HDR)	Examineur
Luc Davenne	Maître de conférence (HDR), Université Paris Ouest	Directeur de thèse
Ludovic Jason	Ingénieur chercheur, CEA	Co-encadrant

Laboratoire Energétique Mécanique Electromagnétisme (LEME)
Université Paris Ouest Nanterre La Défense
IUT de Ville d'Avray, 50 rue de Sèvres, 92410 Ville d'Avray

Remerciements

Ces travaux peuvent être réalisés grâce à un grand nombre de personnes qui ont contribué à ces trois années de thèse.

Je voudrais d'abord remercier à Jacky Mazars pour pouvoir se déplacer de Grenoble afin de présider mon jury de thèse. Je remercie également à Frédéric Dufour et Panagiotis Kotronis pour avoir effectué un travail essentiel afin de rapporter cette thèse. J'aimerais également remercier à Gilles Perrin pour être un examinateur de la thèse. Il est non seulement un examinateur, mais également, il a donné des conseils et des remarques importantes pour améliorer les travaux de thèse au cours de ces trois années.

Les encadrements sont les plus importants lors du déroulement de la thèse. Sans cela, ce mémoire ne pourrait exister. Je tiens à remercier sincèrement Ludovic Jason pour m'avoir encadré avec son exigence, sa rigueur, ses relectures, et pour me donner la confiance de soutenir cette thèse.

Mon directeur de thèse joue un rôle crucial pour mes travaux de thèse. Je voudrais remercier fortement Luc Davenne pour m'avoir éclairé sur la partie théorique et numérique. Je remercie pour sa grande disponibilité pour m'aider à résoudre des problèmes informatiques et algorithmiques. Il a été également mon soutien moral quand j'ai rencontré des difficultés au cours de la thèse. Je voudrais dire que sans lui, cette thèse ne pourrait donner des fleurs et des fruits pour la contribution scientifique.

Je voudrais remercier Jean Luc Fayard, ancien chef du laboratoire LM2S qui m'a soutenu et a participé aux réunions de suivi de ma thèse pour me donner des conseils sur mes travaux. Je remercie également Serge Pascal, chef du laboratoire LM2S qui a initialisé le développement de mon modèle qui est le cœur de ma thèse. Cette thèse est pour rendre hommage à Thierry Charras qui m'a aidé dans l'implantation du modèle dans le code aux éléments finis Cast3M.

Ma thèse est le fruit d'une collaboration entre CEA et AREVA. Je voudrais remercier mes collègues d'AREVA pour avoir participé aux réunions trimestrielles d'avancement de thèse afin de donner des conseils et orienter ma thèse dans une bonne direction.

Je tiens à remercier mes collègues du laboratoire LM2S et également du service SEMT qui m'ont soutenu quotidiennement. Je voudrais également remercier les collègues du laboratoire LEME qui ont partagé de bons moments de temps en temps.

Finalement, je voudrais remercier ma famille qui m'a soutenu pour cette réussite de ces travaux de thèse.

Résumé

Le comportement des structures en béton armé peut s'avérer extrêmement complexe en cas de dépassement de la limite de fissuration du béton. Le caractère composite du béton armé doit être représenté finement, en particulier dans la zone de distribution des contraintes entre le béton et les armatures, appelée zone de liaison acier-béton. Pour la simulation des structures industrielles, les modèles numériques employés supposent une relation parfaite entre le béton et les armatures qui ne prennent pas en compte la complexité de la relation entre les deux matériaux. En particulier, elle ne permet pas de prédire l'importance des désordres, leur localisation, leur répartition, la distribution de la fissuration étant directement liée à celle des aciers. Dans la littérature, plusieurs méthodes numériques sont proposées pour étudier finement les caractéristiques de la liaison acier-béton, mais toutes ces méthodes posent des difficultés pour les calculs de structures complexes en 3D.

En partant des résultats obtenus dans le cadre de la thèse de Torre-Casanova (2012), une nouvelle formation d'un modèle de liaison acier-béton a été développée pour améliorer les performances et la représentativité (comportement cyclique). Ce nouveau modèle a été validé sur un tirant par comparaison avec une solution analytique et des résultats expérimentaux. Le modèle a été testé à l'échelle structurelle pour simuler le comportement d'un voile en cisaillement (cadre du projet national CEOS.FR) pour un chargement monotone. Compte tenu de la difficulté pour caractériser numériquement l'ouverture de fissure en cas de fissuration complexe, une nouvelle méthode de post-traitement a également été développée. Cette méthode consiste à utiliser la discontinuité des déplacements relatifs pour déterminer la position de la fissure ou à utiliser directement le changement de signe du glissement entre l'acier et le béton. La comparaison entre la simulation et l'expérience tend à valider à la fois la méthode de post-traitement et le modèle de liaison acier-béton développés.

Finalement, le développement du comportement cyclique de la loi d'adhérence avec enveloppe non-réduite est intégré dans le modèle de liaison acier-béton pour prendre en compte l'irréversibilité du glissement et le boucle d'hystérésis lors du chargement en charge-décharge ou du chargement cyclique. Cette nouvelle intégration a été vérifiée sur un élément d'interface sous chargement cyclique pour plusieurs cycles. L'application sur un tirant sous chargement en charge-décharge est également effectuée afin d'investiguer le comportement cyclique du tirant au niveau global et au niveau local (ouverture de fissure). Le modèle cyclique de liaison acier-béton est également appliqué sur le voile en cisaillement pour la validation du modèle et aussi pour étendre l'application de la méthode de post-traitement de l'ouverture de fissure dans le cas du chargement alterné.

Abstract

Reinforced concrete structure behavior can be extremely complex in the case of exceeding the cracking threshold. The composite characteristics of reinforced concrete structure should be finely presented especially in the distribution stress zone between steel-concrete at their interface. In order to compute the industrial structures, a perfect relation hypothesis between steel and concrete is supposed in which the complex phenomenon of the two-material relation is not taken into account. On the other hand, this perfect relation is unable to predict the significant disorders, the repartition, and the distribution of the cracks, which is directly linked to the steel. In literature, several numerical methods are proposed in order to finely study the concrete-steel bond behavior, but these methods give many difficulties in computing complex structures in 3D.

With the results obtained in the thesis framework of Torre-Casanova (2012), the new concrete-steel bond model has been developed to improve performances (iteration numbers and computational time) and the representation (cyclic behavior) of the initial one. The new model has been verified with analytical solution of steel-concrete tie and validated with the experimental results. The new model is equally tested with the structural scale to compute the shear wall behavior in the French national project (CEOS.fr) under monotonic load. Because of the numerical difficulty in post-processing the crack opening in the complex crack formation, a new crack opening method is also developed. This method consists of using the discontinuity of relative displacement to detect the crack position or using the slip sign change between concrete-steel. The simulation-experiment comparison gives validation of not only the new concrete-steel bond model but also the new crack post-processing method.

Finally, the cyclic behavior of the bond law with the non-reduced envelope is adopted and integrated in the new bond model in order to take into account the slip irreversibility and the hysteresis during the cyclic load. This development is verified with an interface element under cyclic load for several cycles. And, the application of the model is carried out on a steel-concrete tie under load-unload applied displacement in order to investigate the cyclic behavior of the tie at the global and local level. The model is equally applied on the shear wall to validate the model and to extend the crack post-processing method in the case of cyclic load.

Table de matière

Chapitre 1 : Introduction	1
1. Contexte	1
1.1. Phénomène physique lié à la fissuration et la liaison acier-béton.....	1
1.2. Besoins industriels.....	3
2. Objectifs.....	4
Chapitre 2 : Développement d'un nouveau modèle de liaison acier-béton avec un élément d'interface 3D	6
1. Etat de l'art.....	6
1.1. Description de l'adhérence de liaison acier-béton.....	6
1.2. Etudes de différentes modélisations numériques de la liaison acier-béton...	9
1.3. Proposition d'un nouveau modèle de liaison acier-béton pour la structure industrielle.....	15
2. Modélisation et implémentation de la liaison acier-béton avec un élément d'interface.....	17
2.1. Relation cinématique.....	18
2.2. Contraintes et forces nodales de l'élément interface.....	19
2.2.1. Contraintes.....	19
2.2.2. Forces nodales.....	20
2.3. Implémentation numérique.....	21
2.4. Calibration de la loi d'adhérence du nouveau modèle de liaison acier-béton	24
3. Validation analytique sur un tirant en 3D.....	27
3.1. Présentation du tirant.....	27
3.2. Solution analytique.....	28
3.3. Comparaison entre simulation et solution analytique.....	30
4. Comparaison des performances du nouveau modèle par rapport au modèle initial développé par Torre-Casanova (2012).....	31
4.1. Présentation des simulations sur un tirant.....	32
4.1.1. Simulations élastiques avec adhérence linéaire.....	32
4.1.2. Simulations élastiques avec adhérence non-linéaire.....	32
4.1.3. Simulations non-linéaires.....	35
4.2. Simulations non-linéaire sur une poutre en flexion quatre points.....	38
4.2.1. Présentation de la simulation.....	38
4.2.2. Comparaison des simulations.....	40
5. Conclusions.....	42
Chapitre 3 : Validation du modèle de liaison acier-béton et études paramétriques	43
1. Validation du modèle de liaison acier-béton sur un tirant expérimental.....	43
1.1. Présentation du tirant.....	43
1.2. Résultats sur le tirant simulé avec le modèle de liaison acier-béton.....	44
1.3. Discussion sur l'effet de la liaison.....	48
2. Etudes paramétriques.....	51

2.1. Effet des tirages aléatoires du seuil d'apparition de l'endommagement.....	51
2.1.1. Présentation des tirages aléatoires.....	51
2.1.2. Résultats des simulations.....	51
2.2. Effet du maillage de l'acier.....	58
2.2.1. Présentation des études.....	58
2.2.2. Résultats des simulations.....	59
2.3. Effet des maillages du béton.....	64
2.3.1. Présentation des études.....	64
2.3.2. Résultats des simulations.....	65
2.4. Effet de la position de l'acier par rapport aux mailles de béton.....	69
2.4.1. Présentations des études.....	69
2.4.2. Résultats des simulations.....	70
3. Conclusions.....	75

Chapitre 4 : Validation du modèle de liaison acier-béton sur un voile en cisaillement..... **77**

1. Introduction.....	77
2. Présentation du voile en cisaillement.....	78
3. Résultats des simulations.....	83
3.1. Réponse globale.....	83
3.2. Evolution de l'endommagement.....	83
4. Post-traitement du faciès de fissuration.....	84
4.1. Description de la méthode de post-traitement.....	86
4.1.1. Détection des fissures et espacement.....	86
4.1.2. Ouverture de fissure.....	87
4.1.3. Chemin de fissure sans utiliser le glissement.....	88
4.2. Application sur le voile en cisaillement.....	90
4.2.1. Espacement de fissure.....	90
4.2.2. Ouverture de fissure.....	93
5. Influence de la liaison acier-béton sur le voile en cisaillement.....	100
6. Conclusions.....	102

Chapitre 5 : Structures en béton armé sous chargement cyclique avec le modèle de liaison acier-béton..... **104**

1. Introduction.....	104
2. Etat de l'art.....	104
3. Tirant sous chargement en charge-décharge.....	108
3.1. Simulation sur le tirant utilisant le modèle de liaison acier-béton.....	109
3.2. Influence de la contrainte de frottement de la loi d'adhérence.....	113
3.3. Effet de liaison.....	117
4. Voile en cisaillement sous chargement cyclique.....	118
4.1. Post-traitement de l'ouverture de fissure sous chargement cyclique.....	120
4.1.1. Détection du trajet de fissure.....	120
4.1.2. Ouverture de fissure.....	121
4.2. Comparaison expérimentale.....	123
4.2.1. Réponses globales.....	123
4.2.2. Ouverture de fissures.....	124
5. Conclusions.....	125

<u>Chapitre 6 : Conclusions et perspectives</u>	127
1. Conclusions générales.....	127
2. Perspectives.....	131
<u>Bibliographie</u>	132

Chapitre 1

Introduction

“To raise new questions, new possibilities, to regard old problems from a new angle, require creative imagination and marks real advance in science.” Albert Einstein

Table de matière

1. Contexte.....	1
1.1. Phénomène physique lié à la fissuration et la liaison acier-béton.....	1
1.2. Besoins industriels.....	3
2. Objectifs.....	4

1. Contexte

Le béton armé est utilisé depuis le XIXème siècle et est encore très utilisé aujourd’hui dans le domaine du génie civil. L’idée originale de l’utilisation du béton armé est de pallier les insuffisances de résistance à la traction du béton par l’introduction d’acier.

Les applications du béton armé sont très variées sur des structures différentes, par exemple, les poutres, les poteaux, les dalles, les voiles, les parois-fléchies, les murs de soutènement, les fondations, etc.

1.1. Phénomène physique lié à la fissuration et la liaison acier-béton

Le béton armé est un matériau composite constitué de béton et d’acier. Les deux composants ont des propriétés très différentes impliquant pour le béton armé un comportement particulièrement complexe.

Le béton a une forte résistance en compression. Sous une faible sollicitation, le comportement en compression du béton reste linéaire. En traction, le béton a une faible résistance par rapport à celle en compression (figure 1.1). La fissuration apparaît généralement dans une structure en béton armé lors d’un dépassement de la limite en traction.

Dans une structure en béton armé, les fissures peuvent apparaître très tôt. Elles prennent tout d’abord la forme de microfissures qui se propagent. Lorsque le chargement devient important, des macrofissures peuvent apparaître et se développent jusqu’à la rupture de la structure.

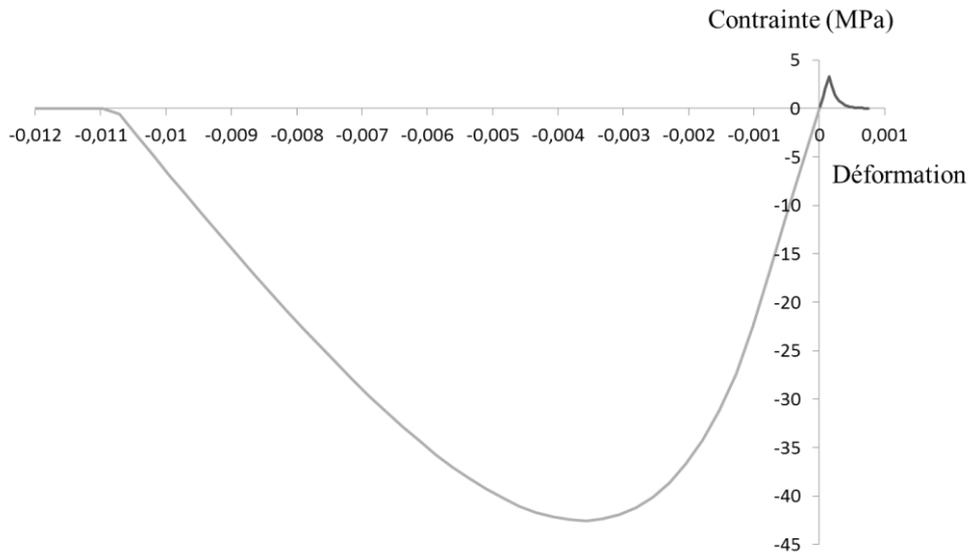


Figure.1.1 Exemple de réponse en traction et en compression pour le béton (simulation)

Pour pallier à la faible résistance en traction du béton, la capacité de l'acier peut être exploitée (forte résistance en traction). L'interface entre l'acier et le béton permet alors le transfert des efforts entre les deux matériaux. Par exemple dans le cas d'un tirant, au moment de l'apparition de la première fissure (position liée à la distribution des propriétés mécaniques dans la structure), la contrainte dans le béton au niveau de la fissure devient nulle (figure 1.2). Le chargement est alors complètement repris par l'acier. Les efforts sont progressivement transférés de l'acier vers le béton. Cette zone de transfert a un impact important sur la caractérisation de la fissuration et est directement influencée par les caractéristiques de l'interface acier-béton (Eurocode2, 2007). La prise en compte de la liaison acier-béton est donc un ingrédient clé pour une prédiction correcte de la fissuration dans une structure en béton armé.

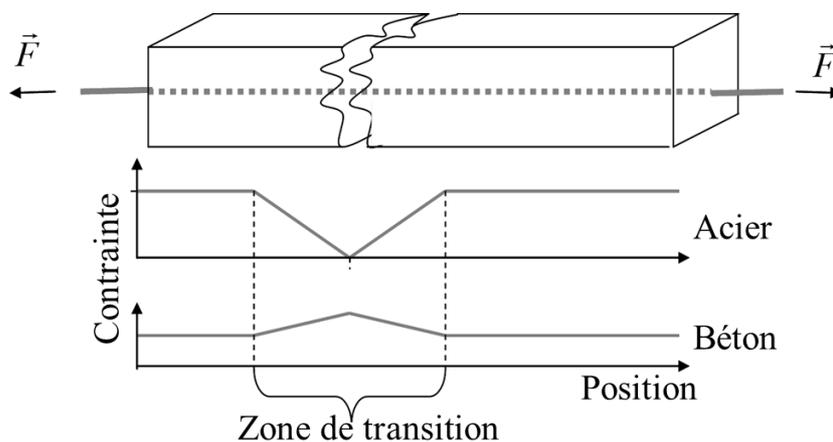


Figure.1.2 Distribution des contraintes dans l'acier et dans le béton sur un tirant après la première fissure.

1.2. Besoins industriels

La fissuration peut jouer un rôle central dans la conception et la durabilité d'une structure en béton armé. On trouve par exemple des références à l'ouverture de fissure admissible en service dans (Eurocode 2, 2007). Cette ouverture admissible varie en fonction des applications. Dans le cas où l'étanchéité est une fonctionnalité visée, maîtriser la fissuration devient un enjeu majeur.

Pour certains ouvrages de génie civil (réservoirs, canalisations, barrages et enceintes de confinement de centrales nucléaires), l'étanchéité peut devenir une fonction principale. Le point de départ de ce travail est la caractérisation mécanique des enceintes de confinement de centrales nucléaires. Elles représentent la troisième barrière de confinement passive et vise à maîtriser le risque de rejets de substances radioactives en cas d'accident (figure 1.3).

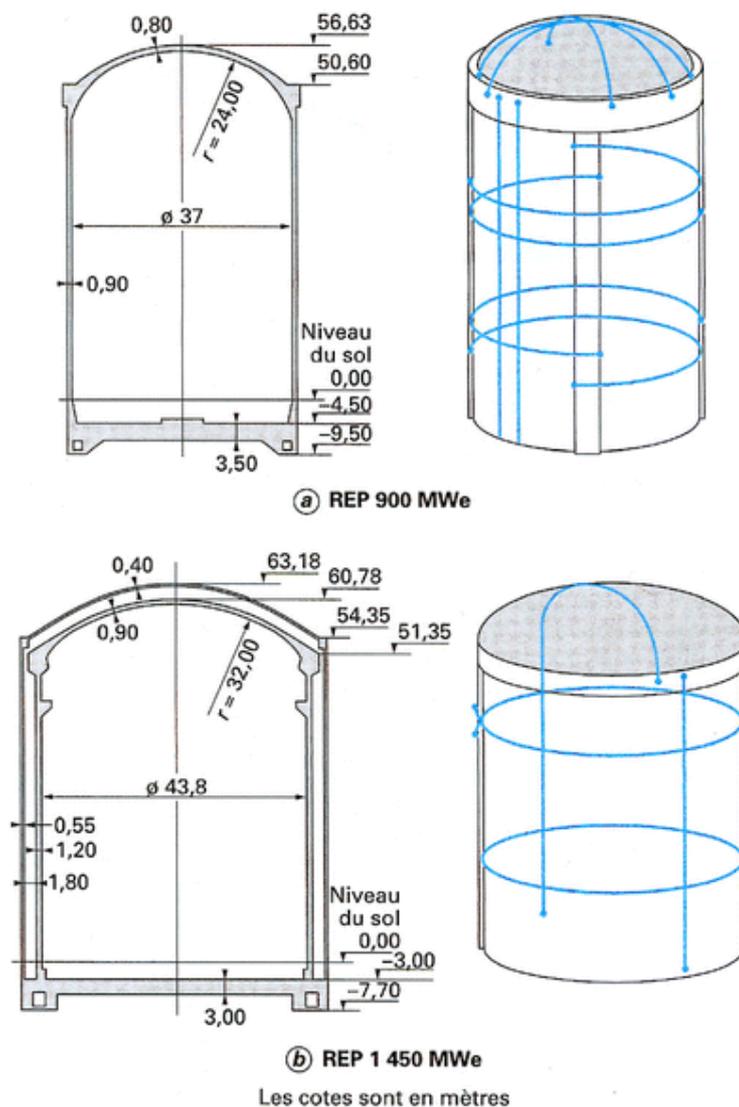


Figure 1.3 Enceinte de confinement et tracer de la précontrainte (www.techniques-ingenieur.fr)

On s'intéressera ici plus particulièrement aux systèmes à double-paroi des paliers 1300 et 1450 MWe. L'étanchéité est alors assurée par l'enceinte interne constituée de béton armé et précontraint. Celle-ci étant directement fonction des propriétés mécaniques (lien débit – ouverture de fissure (Riva et al., 1999) ou transfert – perméabilité (Djerbi, 2007)), la caractérisation de la fissuration de la structure et de son évolution dans le temps est indispensable.

2. Objectifs

Pour répondre au besoin industriel présenté ci-dessus (caractérisation de la fissuration d'une structure industrielle de type enceinte de confinement) et compte tenu de l'impact identifié de la liaison acier-béton sur cette fissuration une modélisation adaptée de la liaison acier-béton doit être proposée. L'objectif de la thèse est donc de développer **un modèle de liaison acier-béton capable de simuler des structures industrielles**, de réaliser **l'implémentation du modèle de liaison acier-béton dans un code élément fini (Cast3M, 2015) et d'évaluer l'influence de ce modèle par rapport à des stratégies de modélisation simplifiées (liaison « parfaite » par exemple pour laquelle un déplacement identique est supposé entre l'acier et le béton)**. Une fois le modèle développé, les objectifs secondaires suivants sont considérés:

- Vérification du modèle de liaison sur une structure simple en béton armé (un tirant) par comparaison à une solution analytique (régime élastique) et à la réponse expérimental (phase de fissuration).
- Etude paramétrique sur le modèle de liaison acier-béton et comparaison au modèle avec l'hypothèse de liaison parfaite.
- Validation du modèle de liaison sur une structure plus complexe en béton armé (un voile en cisaillement), associée au développement d'une méthode de détermination numérique de l'ouverture de fissure.
- Développement du comportement cyclique de la loi de liaison et évaluation de l'influence de la liaison sur la décharge dans la structure en béton armé (tirant).

Le document sera divisé en quatre chapitres :

- Le premier chapitre est dédié à l'étude bibliographique du phénomène de liaison acier-béton et au développement et à la vérification du modèle de liaison acier-béton.
- Le deuxième chapitre présente la validation expérimentale sur un tirant puis l'influence de la liaison acier-béton est montrée. Une étude paramétrique est également menée afin d'expertiser les résultats du modèle.
- Le troisième chapitre est consacré à la validation du modèle de liaison acier-béton sur un voile en cisaillement. La problématique de la caractérisation de l'ouverture de fissure est abordée et une étude bibliographique sur les méthodes du calcul de l'ouverture de fissure est détaillée. Une méthode générique de détermination de l'ouverture de fissure est proposée dans ce chapitre. L'application de cette

méthode sur un voile en cisaillement amène à faire une comparaison entre le modèle et l'expérience.

- Le quatrième chapitre est consacré à une étude bibliographique sur le comportement cyclique de la liaison acier béton et sur une étude de l'influence de la liaison acier-béton sous un chargement alterné (charge-décharge) sur un tirant. Des études sur le voile sous chargement cyclique sont également effectuées pour comparer entre la simulation et l'expérience. Une étude approfondie sur le mécanisme de l'ouverture de fissure sera menée. Et, l'effet de liaison sera investigué.

Enfin, les conclusions et les perspectives de ces travaux sont présentées.

Il est à noter que la bibliographie est distribuée sur plusieurs chapitres pour rester au plus proche des thèmes traités. Ainsi l'état de l'art dans le chapitre 2 est consacré aux généralités sur la liaison (§1.1) et aux modélisations numériques de la cinématique de la liaison (§1.2), puis un peu plus loin aux lois de comportement de liaison (§2.4). Dans le chapitre 4, il porte sur les méthodes de post-traitement de l'ouverture de fissure (§4).

Chapitre 2

Développement d'un nouveau modèle de liaison acier-béton avec un élément d'interface 3D

“Every word or concept, clear as it may seem to be, has only a limited range of applicability.” Werner Heisenberg

Table de matière

1. Etat de l'art.....	6
1.1. Description de l'adhérence de liaison acier-béton.....	6
1.2. Etudes de différentes modélisations numériques de la liaison acier-béton.....	9
1.3. Proposition d'un nouveau modèle de liaison acier-béton pour la structure industrielle.....	15
2. Modélisation et implémentation de la liaison acier-béton avec un élément d'interface.....	17
2.1. Relation cinématique.....	18
2.2. Contraintes et forces nodales de l'élément interface.....	19
2.3. Implémentation numérique.....	21
2.4. Calibration de la loi d'adhérence du nouveau modèle de liaison acier-béton.....	24
3. Validation analytique sur un tirant en 3D.....	27
3.1. Présentation du tirant.....	27
3.2. Solution analytique.....	28
3.3. Comparaison entre simulation et solution analytique.....	30
4. Comparaison des performances du nouveau modèle par rapport au modèle initial développé par Torre-Casanova (2012).....	31
4.1. Présentation des simulations sur un tirant.....	32
4.1.1. Simulations élastiques avec adhérence linéaire.....	32
4.1.2. Simulations élastiques avec adhérence non-linéaire.....	32
4.1.3. Simulations non-linéaires.....	35
4.2. Simulations non-linéaire sur une poutre en flexion quatre points.....	38
4.2.1. Présentation de la simulation.....	38
4.2.2. Comparaison des simulations.....	40
5. Conclusions.....	42

1. Etat de l'art

1.1. Description de l'adhérence acier-béton

L'adhérence acier-béton caractérise la capacité de transfert des efforts à l'interface entre l'acier et le béton. Son rôle est essentiel, surtout dans les zones fissurées où l'acier assure l'équilibre de la structure par la reprise des efforts en traction (Frantzeskakis, 1987).

Pour comprendre le phénomène de la liaison entre l'acier et le béton, plusieurs auteurs ont proposé des études expérimentales avec des montages variés. On pourra citer Lutz et Gergely (1970), Broms (1955), Rehm (1957), Watstein et Mathey (1959) et Eligehausen (1983) avec

des essais de type « pull-out » ou Nie et Cai (2001), Loh et al. (2004), Lam et El-lobody (2005) et Dancygier et Katz (2012) pour des essais de type poutre (figure 2.1). A partir de ces résultats expérimentaux, trois phénomènes ont été mis en évidence :

- l'adhésion physico-chimique entre les deux matériaux, liée à la composition de chacun des matériaux et à leur mode de mise en œuvre (sens de coulage par exemple)
- l'interaction mécanique des nervures des barres d'acier avec le béton, provoquées par la déformation de l'acier et du béton
- le frottement entre les deux surfaces de contact

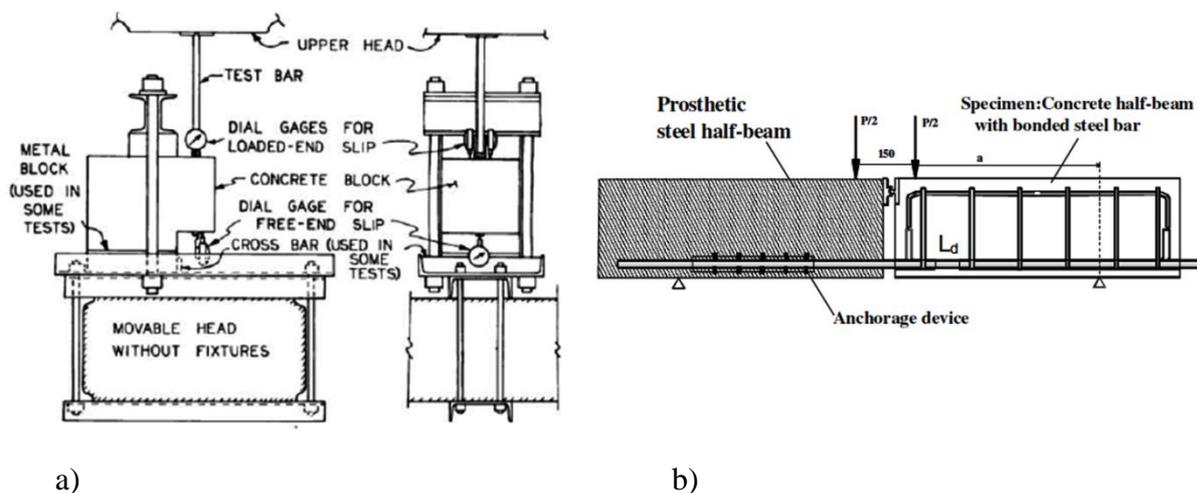


Figure 2.1 a) Epreuve testée par Lutz et al. (1970) pour un essai de type « pull-out » et b) épreuve testée par Dancygier et Katz (2012) pour un essai de type poutre.

Sous l'action de ces phénomènes, au niveau de l'interface, des contraintes d'adhérence tangentielle à la barre d'acier et des contraintes radiales perpendiculaires à la barre d'acier se développent (figure 2.2). Lors du développement de l'effort axial, les contraintes d'adhérence peuvent provoquer la rupture du béton suivant des surfaces coniques inclinées formant un angle de 45° par rapport à l'axe de la barre d'acier ((Tepfers, 1979) et (Telintera et Recharadt, 1977)).

Pour représenter ces phénomènes, notamment dans la direction tangentielle (direction des renforts), une loi d'adhérence est généralement utilisée qui associe la contrainte d'adhérence à l'interface au glissement tangentiel (déplacement relatif entre l'acier et le béton dans la direction parallèle à la barre d'acier). Par exemple, dans l'étude de Lutz et Gergely (1967), la loi d'adhérence se décrit en trois phases (figure 2.3.):

- Phase initiale (A-B) (adhésion physico-chimique): la cohésion entre l'acier et le béton est assurée. La contrainte d'adhérence se développe progressivement, mais le glissement progresse très peu. A la fin de cette phase (au point B), des microfissures transversales apparaissent sur le béton environnant la barre d'acier (figure 2.3).
- Phase de fissuration (B-E) : après rupture de l'adhérence chimique, et en présence de nervures (pour les aciers lisses, seul un frottement résiduel est remarquable), la barre d'acier commence à glisser par rapport au béton environnant et le béton se comprime. Quand le glissement atteint le point C, des fissures longitudinales apparaissent localement (fissures par éclatement du béton). Le glissement entre les deux matériaux continue à croître et des fissures apparaissent dans le béton dans la direction des

sollicitations en compression. Ces fissures se localisent progressivement, provoquant la décohesion de la barre d'acier. Un adoucissement de la loi d'adhérence est alors observé (D- E).

- Phase de rupture (E-) : si le chargement continue de progresser, des fissures se développent à l'interface acier-béton par rupture de l'interface. Le comportement de l'interface acier-béton est alors gouverné par le frottement entre l'acier et le béton. A partir du point E, la croissance du glissement génère une contrainte d'adhérence constante (adhérence résiduelle).

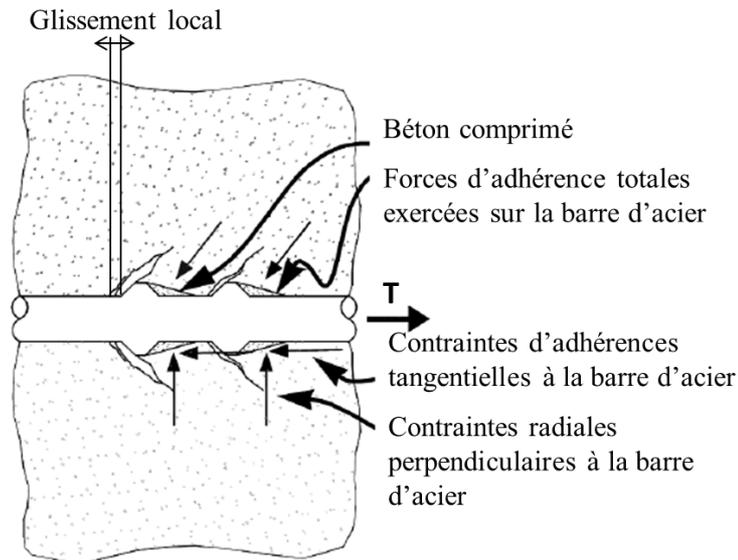


Figure 2.2 Description de la contrainte au niveau de l'interface acier-béton (Frantzeskakis, 1987).

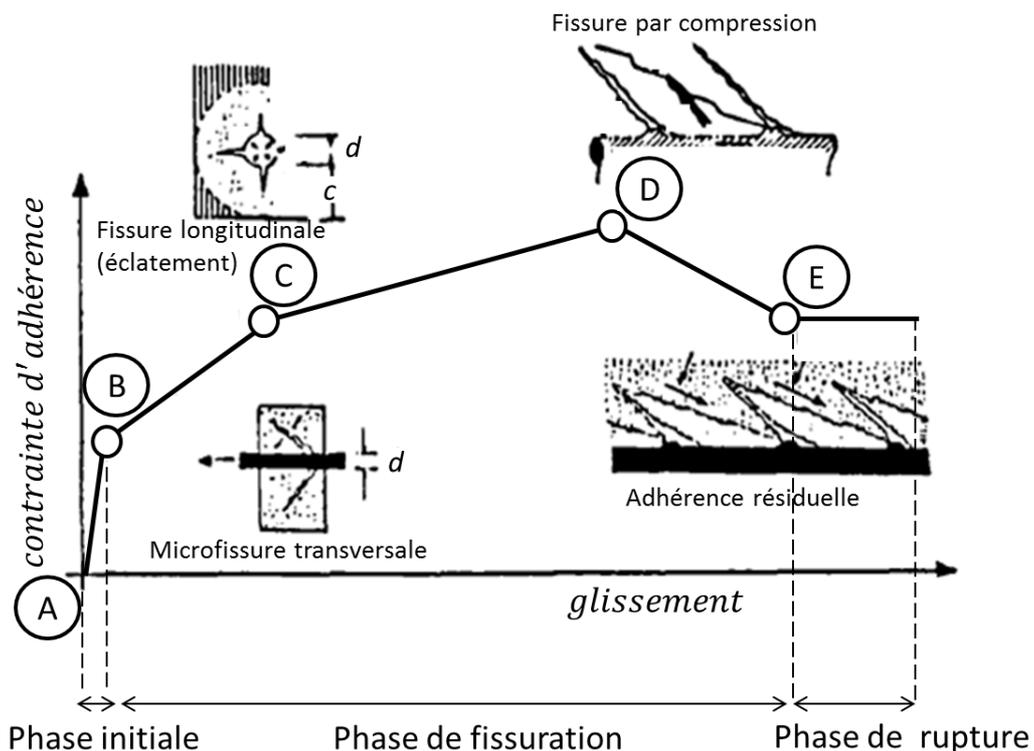


Figure 2.3 Exemple de loi d'adhérence caractéristique de l'interface acier-béton (Frantzskakis, 1987).

L'importance de chaque phase de comportement de l'adhérence dépend à la fois des paramètres géométriques et des paramètres matériaux : enrobage du béton, géométrie des renforts (diamètre, position, nombre d'aciers, géométrie des nervures, etc.) ((Coronelli et al., 2001) et (Den Ujil et al., 1996)), ou caractéristiques du béton. Ainsi, Tassios (1979) a réalisé des essais de pull-out pour comprendre le mécanisme de la rupture de l'adhérence à l'interface acier-béton. Ces travaux ont conclu que le processus de fissuration à l'interface acier-béton est conditionné par des paramètres relatifs au béton et à l'acier. Eligehausen et al. (1983) ont proposé une étude complète sur l'essai de pull-out, principalement sur les paramètres impactant la loi d'adhérence (histoire de chargement, confinement passif, confinement actif ou vitesse de chargement). Enfin, Casanova et al. (2012) ont montré sur des essais de pull-out que la contrainte d'adhérence maximale et le glissement correspondant étaient fonction de paramètres matériaux (résistance en traction et en compression du béton) et de paramètres géométriques (enrobage).

1.2. Etude de différentes modélisations numériques de la liaison acier-béton

Plusieurs approches sont disponibles dans la littérature pour représenter la liaison acier-béton et ses conséquences sur le comportement d'une structure.

La première approche visant à représenter l'interface acier-béton a été proposée par Ngo et Scordelis (1967). Elle utilise un ressort sans épaisseur « **élément discret** » modélisé en 2D, reliant le nœud de l'acier et le nœud du béton en vis-à-vis dans les directions tangentielle (parallèle à la barre d'acier) et normale (perpendiculaire à la barre d'acier) (figure 2.4). La loi de comportement est linéaire (avec des raideurs constantes pour les ressorts). Dans ce cadre, les deux matériaux (le béton et l'acier) sont modélisés par un comportement élastique.

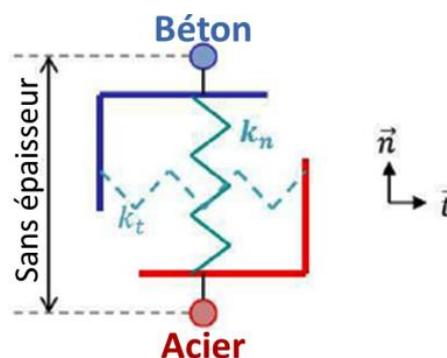


Figure 2.4 Élément discret de type ressort (Ngo et Scordelis, 1967).

La non-linéarité de la liaison acier-béton peut être introduite par un élément d'interface. Reinhardt et al. (1984) ont proposé **un élément d'interface en 2D (avec épaisseur)** correspondant à une bande d'élément (« couche de glissement ») (figure 2.5). Une loi plastique-endommageable de type Mohr-Colomb est introduite pour cet élément, les autres matériaux restant élastiques. Clément (1987) a proposé **un élément d'interface (sans**

épaisseur) en 2D (figure 2.6). La loi d'adhérence dans la direction tangentielle est représentée par une loi élasto-plastique parfaite dont la limite élastique dépend de la contrainte normale (taux de confinement du béton) (figure 2.7). Plus la contrainte normale est importante, plus la limite élastique est élevée. Clément (1987) a également proposé une seconde approche permettant de représenter le comportement de l'interface en introduisant un modèle d'endommagement basé sur une modification du modèle de Mazars (1983). Ce modèle est adapté pour un faible glissement, mais représente mal la phase de rupture (arrachement de la barre d'acier) du fait de l'hypothèse de la continuité du déplacement de l'interface. Daoud (2003) a travaillé sur le modèle d'interface acier-béton de Clément (1987), en améliorant la loi d'évolution de l'endommagement.

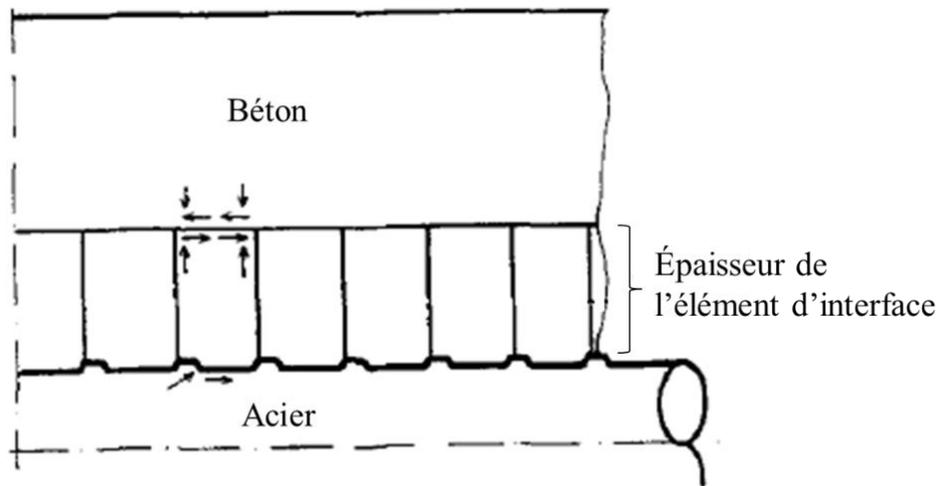


Figure 2.5 Approche par élément d'interface avec épaisseur (Reinhardt et al., 1984).

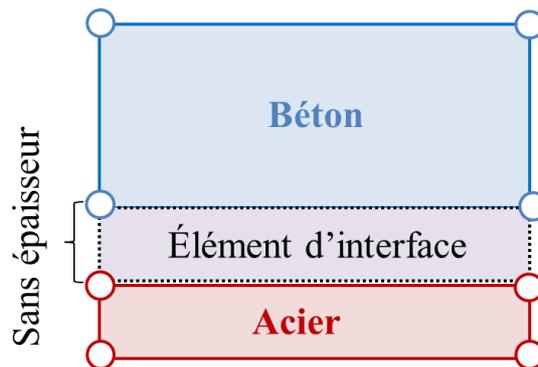


Figure 2.6 Représentation de l'élément d'interface sans épaisseur (Clément et al., 1987).

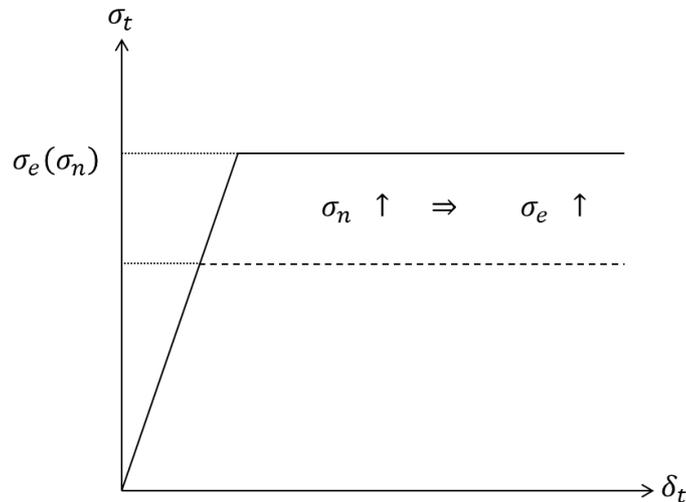


Figure 2.7 Comportement de l'élément d'interface de Clément (1987).

Dominguez (2005), reprenant le même concept d'élément d'interface en 2D, développe une loi du comportement basée sur le couplage des différents phénomènes physiques (la fissuration du béton, le frottement, etc.) dans un cadre thermodynamique. Deux variables d'endommagement sont ainsi introduites, une dans la direction tangentielle (D_t) représentant la détérioration de la liaison liée au glissement tangentiel et une dans la direction normale (D_n) représentant la fissuration longitudinale qui réduit la surface de contact entre l'acier et le béton. La figure 2.8.a illustre l'évolution de la contrainte tangentielle σ_t en fonction de la déformation tangentielle et la figure 2.8.b illustre l'évolution de la contrainte normale σ_n en fonction de la déformation normale.

Dans une étude récente, s'appuyant sur le principe d'élément interface en 2D, Brisotto et al. (2012) a proposé un modèle de l'interface acier-béton basée sur un modèle élasto-plastique de Lundgren (2002). Le modèle permet de prendre en compte la dissymétrie de la rupture du béton armé. Deux variables d'endommagement sont introduites dans ce modèle, comme dans Dominguez (2005). La Figure 2.9 montre l'évolution de la force en fonction du glissement tangentiel, associée à une comparaison sur des essais pull-out de différents auteurs.

Le premier **élément d'interface en 3D** a été présenté par Cox et Hermann (1998). Cet élément est un cylindre placé autour de la barre d'acier. Le comportement de la loi de liaison s'appuie sur la théorie de la plasticité. Le principal défaut de ce modèle est la difficulté à identifier ses paramètres qui ne sont pas directement déterminés à partir de résultats expérimentaux.

Richard et al. (2010) ont proposé un élément d'interface en 3D qui permet d'associer deux maillages volumiques (un pour l'acier et un pour le béton). La loi de liaison est développée dans un cadre thermodynamique pour coupler les effets de la fissuration du béton et les phénomènes de frottement-glissement liés à la dégradation de l'interface. Dans ce cas, l'endommagement dans les trois directions est gouverné par un seul scalaire. La figure 2.10 montre l'évolution de la contrainte d'adhérence en fonction du glissement tangentiel et celle de la contrainte normale en fonction du glissement normal.

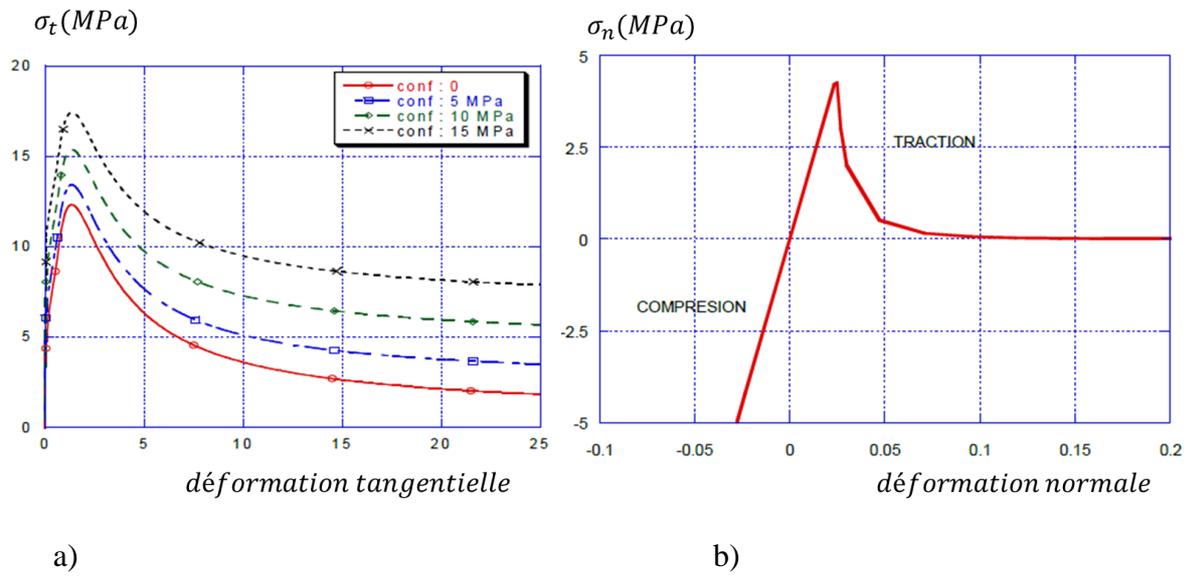


Figure 2.8 a) Evolution de la contrainte tangentielle en fonction de la déformation tangentielle et b) Evolution de la contrainte normale en fonction de la déformation normale (Dominguez, 2005).

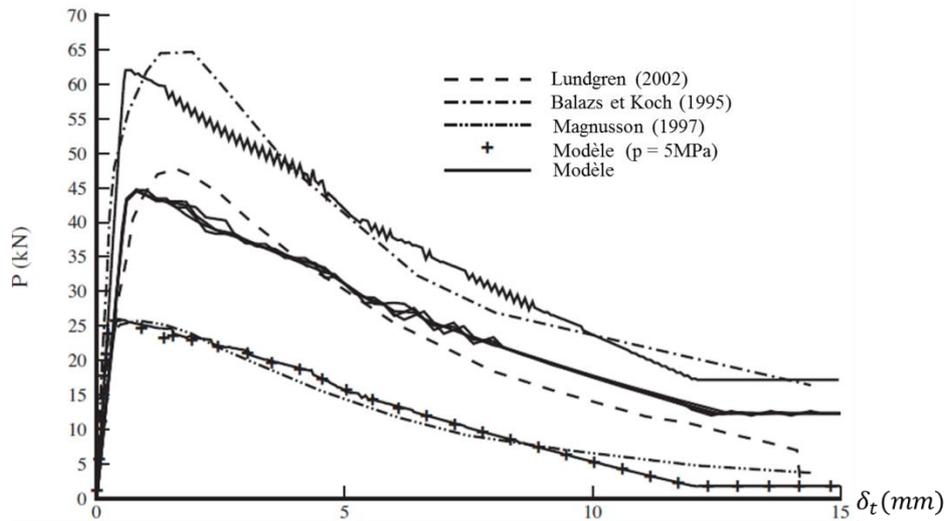


Figure 2.9 Evolution de la force en fonction du glissement dans l'essai de pull-out. Comparaison entre les tests et le modèle (Brisotto et al., 2012).

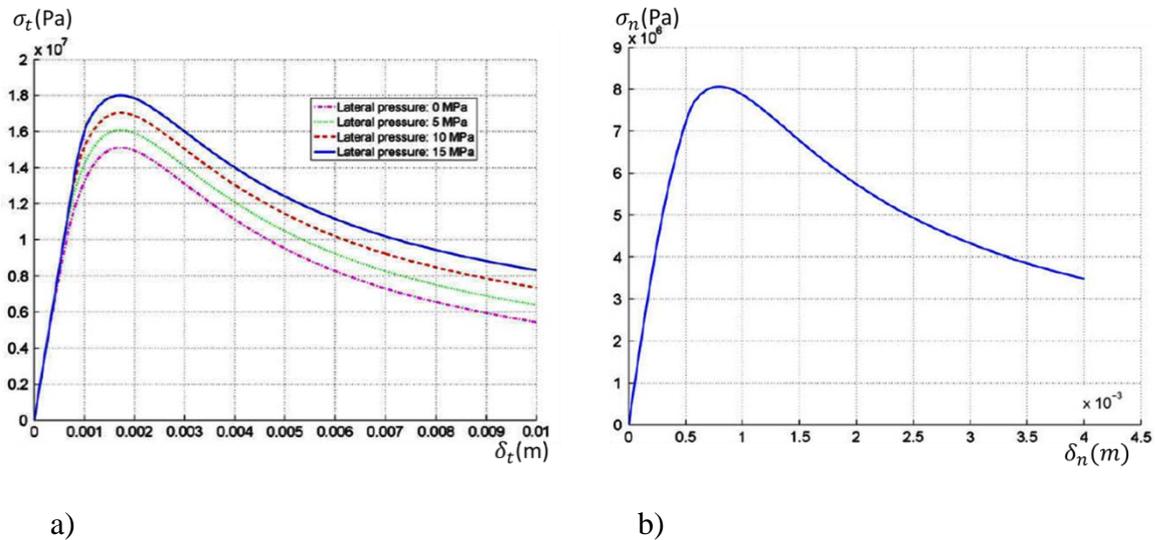


Figure 2.10 a) Evolution de la contrainte tangentielle en fonction du glissement tangential et b) Evolution de la contrainte normale en fonction du glissement normal (Richard et al. 2010).

Un autre type d'élément (« **élément encapsulé** ») a été introduit par Dominguez et al. (2005). En 2D, deux nœuds sont associés aux nœuds du béton et deux autres nœuds sont des nœuds enrichis (figure 2.11). Les degrés de liberté supplémentaires permettent de représenter les glissements. Cette approche permet d'attribuer une loi de comportement distincte à chacun des comportements (celui de l'acier, du béton et de l'interface) et aussi d'associer un état de contrainte et de déformation à chacun d'entre eux. Pour décrire le comportement de cet élément, Dominguez et al. (2005) ont utilisé la méthode X-FEM. En partant du même principe, Boukertous et al. (2009) ont utilisé la méthode des discontinuités fortes pour l'élément du béton. Cette approche lui permet de distinguer l'endommagement diffus correspondant à la microfissure de l'endommagement discret correspondant à l'apparition de macrofissure.



Figure 2.11 Représentation de l'élément encapsulé (Dominguez, 2005).

Plusieurs auteurs comme De Groot et al. (1981), Morita et Fuji (1985), Zhiming et al. (1992) et Mainz et al. (1992) ont utilisé un élément d'interface incliné en 2D pour décrire l'effet de la nervure de l'acier (figure 2.12). Ce type d'approche permet de modéliser finement l'interface acier-béton au niveau de la nervure de l'acier. L'inconvénient est de ne pas pouvoir modéliser un problème plus complexe à cause de la difficulté de réalisation du maillage et du coût de calcul.

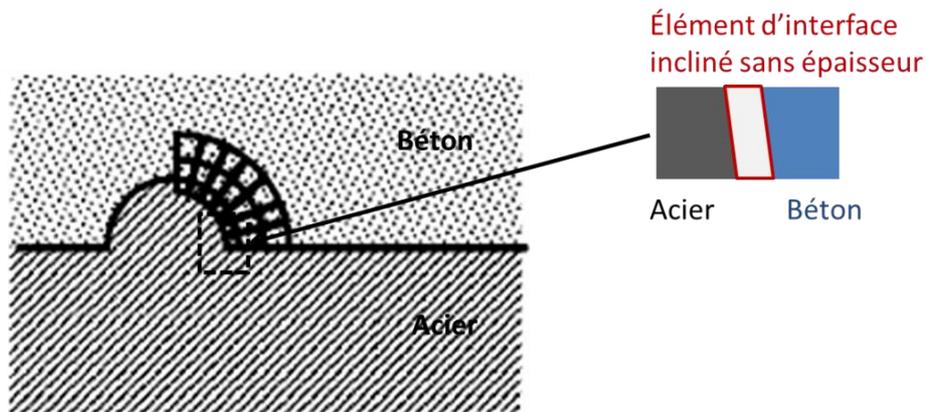


Figure 2.12 Représentation de l'élément d'interface incliné (Cox et Hermann, 1998).

La table 2.1 présente une synthèse des différentes approches proposées dans la littérature.

Ces approches sont particulièrement adaptées aux échelles des éprouvettes ou des petites structures. Quand la taille des structures considérées augmente, certaines difficultés peuvent être rencontrées. Par exemple, pour la modélisation utilisant des éléments finis d'interface, des difficultés apparaissent pour la réalisation du maillage car il faut mailler explicitement l'acier, le béton et l'interface (figure 2.13). De plus, pour les structures de grandes dimensions, le coût du calcul peut devenir rapidement important (éléments enrichis notamment). La plupart des modèles sont applicables en 2D, contexte parfois peu adapté au calcul des structures industrielles. Enfin, la difficulté pour identifier les paramètres peut être mentionnée, comme pour (Cox et Hermann, 1998).

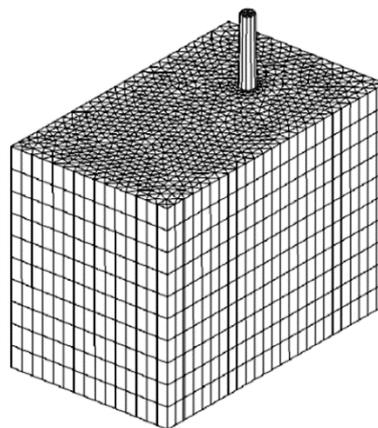


Figure 2.13 Maillage explicite de l'acier, du béton et de l'interface en 3D (Richard et al., 2010).

Auteurs	Eléments finis	Loi d'adhérence
Ngo et Scordelis, 1967	Elément discret de type ressort	<ul style="list-style-type: none"> Linéaire
Cox et Hermann, 1998	Elément d'interface cylindrique	<ul style="list-style-type: none"> Théorie de la plasticité
Reinhardt et al., 1984 Clément, 1987 Daoud, 2003 Dominguez, 2005 Brisotto et al., 2012	Elément d'interface 2D	<ul style="list-style-type: none"> Critère de plasticité Mohr-Colomb Modèle d'endommagement de type Mazars Modèle d'endommagement, amélioré Modèle plastique endommageable Modèle elasto-plastique
Richard et al., 2010	Elément interface 3D	<ul style="list-style-type: none"> Modèle élasto-endommageable avec glissement
Dominguez, 2005 Boukertous, 2009	Elément encapsulé	<ul style="list-style-type: none"> Méthode X-FEM Méthode des discontinuités fortes du champ de déplacement pour le béton

Table 2.1 Eléments finis utilisés pour modéliser l'interface acier-béton.

1.3. Proposition d'un nouveau modèle de liaison acier-béton pour les structures industrielles

Dans la simulation des structures de grandes dimensions, la facilité de maillage et le temps de calcul sont deux points importants. Ainsi, le béton est généralement modélisé en 3D et l'acier à l'aide d'éléments unidimensionnels. Ces deux maillages peuvent être indépendants l'un de l'autre (maillage « non coïncident »).

Pour les applications industrielles courantes, l'hypothèse de liaison parfaite est retenue. Dans le cas simplifié de la figure 2.14, l'hypothèse de liaison parfaite consiste ainsi à relier le déplacement du nœud de l'acier $\vec{u}_a = (u_{a,x}, u_{a,y}, u_{a,z})$ au déplacement du nœud du béton $\vec{u}_{bv} = (u_{bv,x}, u_{bv,y}, u_{bv,z})$ au point virtuel du béton $bv = (x_{bv}, y_{bv}, z_{bv})$. Ce point est défini comme un point initialement confondu avec nœud de l'acier.

Le déplacement du point virtuel du béton \vec{u}_{bv} peut s'écrire en fonction du déplacement du nœud du béton $\vec{u}_{b,i} = (u_{b,i,x}, u_{b,i,y}, u_{b,i,z})$ et de la fonction d'interpolation de l'élément $N_i(bv)$ pour le nœud $i \in \{1, 2, 3, 4, 5, 6, 7, 8\}$.

$$\vec{u}_{bv} = \sum_{i=1}^8 N_i(bv) \vec{u}_{b,i} \quad (2.1)$$

Le déplacement du nœud de l'acier peut alors s'exprimer en fonction du déplacement du nœud du béton :

$$\vec{u}_a = \vec{u}_{bv} = \sum_{i=1}^8 N_i(bv) \vec{u}_{b,i} \quad (2.2)$$

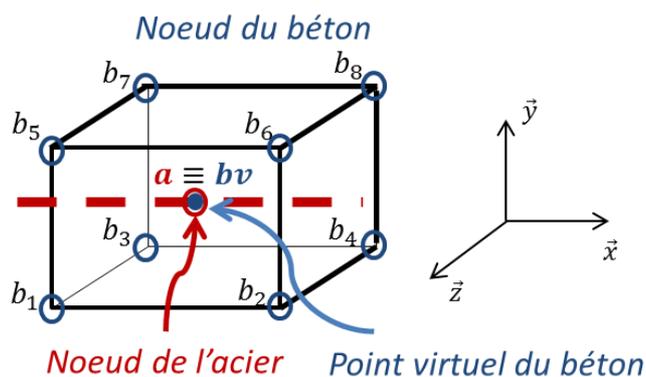


Figure 2.14 Hypothèse de liaison parfaite entre l'acier et le béton.

Cette méthode est bien adaptée dans le calcul des structures de grandes dimensions. Mais, elle représente assez mal la réalité physique et en particulier le glissement entre les deux matériaux une fois l'adhérence chimique dépassée (Casanova et al., 2012).

Dans ces conditions, Casanova et al. (2012) a proposé un nouveau modèle de liaison acier-béton adapté aux contraintes des calculs industriels (modélisation du béton en 3D, des armatures en 1D). Le principe du modèle est de considérer des efforts nodaux additionnels dans la direction de l'acier, pour représenter l'adhérence. Ces efforts sont appliqués aux nœuds de l'acier et aux éléments du béton traversés par la barre d'acier (figure 2.15).

Le modèle a été implémenté en utilisant les procédures du code élément fini Cast3M (Cast3M, 2015) (Torre-Casanova, 2012).

Même si les résultats obtenus paraissaient prometteurs, ce modèle souffrait de deux défauts principaux : une implémentation ne permettant pas une utilisation facile du modèle et des temps de calcul parfois prohibitifs liés à l'utilisation de ces mêmes procédures. Il a donc été nécessaire de s'interroger sur l'implémentation du modèle dans Cast3M mais également sur son formalisme et sa représentativité dans certaines situations de chargement. Ce travail fait l'objet du chapitre suivant.

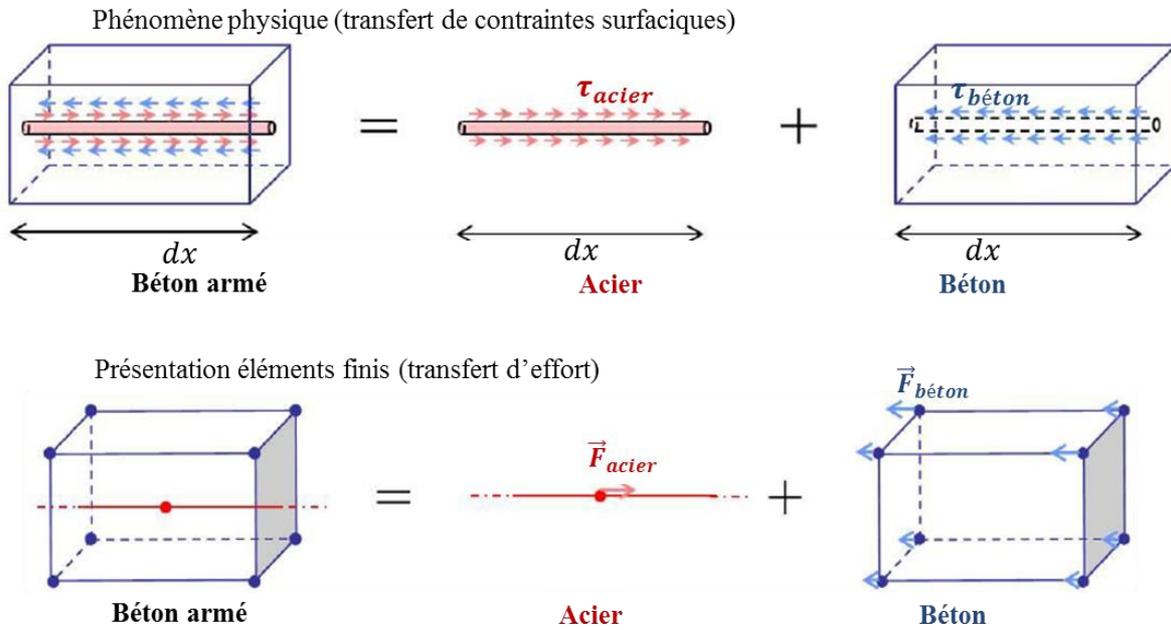


Figure 2.15 Principe du modèle proposé dans (Torre-Casanova, 2012).

2. Modélisation et implémentation de la liaison acier-béton avec un élément d'interface 3D

Un nouvel élément d'interface en 3D est développé. Il s'appuie sur les développements de (Torre Casanova et al., 2012) (béton 3D, acier 1D). Cet élément est sans épaisseur et comprend quatre nœuds. L'élément d'interface est construit entre la barre d'acier (unidimensionnelle) et un segment, strictement superposé à la barre d'acier, et accroché parfaitement à l'élément de béton qui le contient (par des relations cinématiques, comme dans le cas de la liaison parfaite évoquée précédemment) (figure 2.16). Chaque nœud de l'élément d'interface a trois degrés de liberté en translation. Les détails de la cinématique sont décrits dans la section suivante.

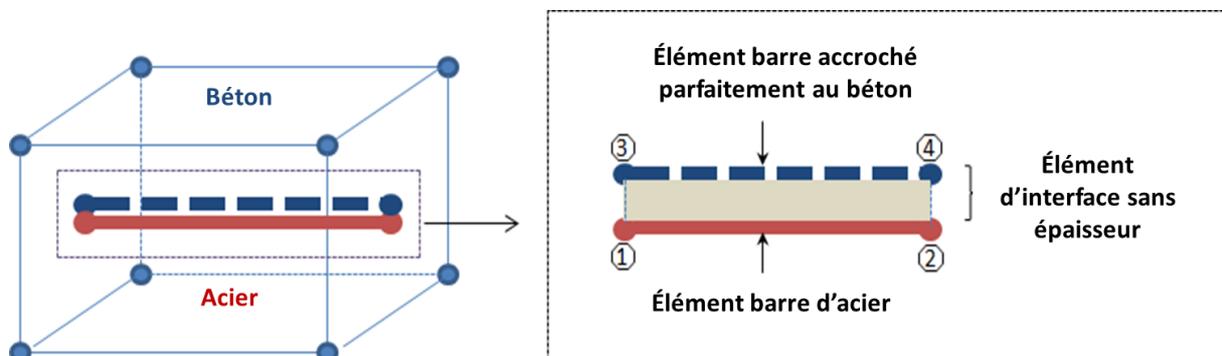


Figure 2.16 Principe de l'élément d'interface

2.1. Relation cinématique

L'élément d'interface possède en chacun de ses nœuds trois degrés de liberté (12 degrés de liberté par élément). Les vecteurs unitaires \vec{t} , tangentiel à la barre d'acier, et \vec{n}_1, \vec{n}_2 choisis perpendiculaires entre eux et perpendiculaires à la barre d'acier forment un repère local de l'élément (figure 2.17). Dans ce repère, les déplacements $\{u\}$ des nœuds de l'élément s'écrivent :

$${}^T\{u\} = \{u_{1t}, u_{1n_1}, u_{1n_2}, u_{2t}, u_{2n_1}, u_{2n_2}, u_{3t}, u_{3n_1}, u_{3n_2}, u_{4t}, u_{4n_1}, u_{4n_2}\} \quad (2.3)$$

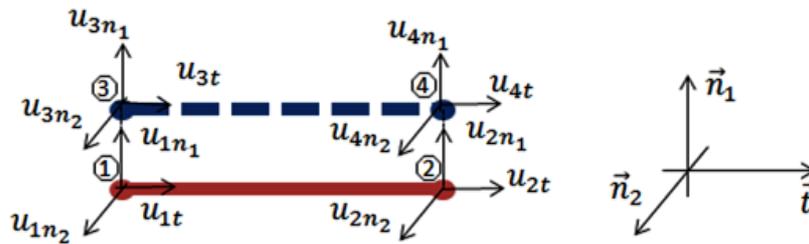


Figure 2.17 Degrés de liberté (à gauche) et définition du repère local de l'élément d'interface (à droite)

Les glissements au nœud δ_{nd} entre l'acier et le béton peuvent être calculés directement à partir des déplacements aux nœuds de l'élément d'interface par la relation suivante (figure 2.18) :

$$\{\delta_{nd}\} = \begin{bmatrix} \bar{I}_3 & \bar{O}_3 & -\bar{I}_3 & \bar{O}_3 \\ \bar{O}_3 & \bar{I}_3 & \bar{O}_3 & -\bar{I}_3 \end{bmatrix} \{u\} = \bar{N} \{u\} \quad (2.4)$$

Avec

$${}^T\{\delta_{nd}\} = \{\delta_{1t}, \delta_{1n_1}, \delta_{1n_2}, \delta_{2t}, \delta_{2n_1}, \delta_{2n_2}\} \quad (2.5)$$

et

$$\bar{I}_3 = \begin{bmatrix} 1 & 0 & 0 \\ 0 & 1 & 0 \\ 0 & 0 & 1 \end{bmatrix}; \bar{O}_3 = \begin{bmatrix} 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \quad (2.6)$$

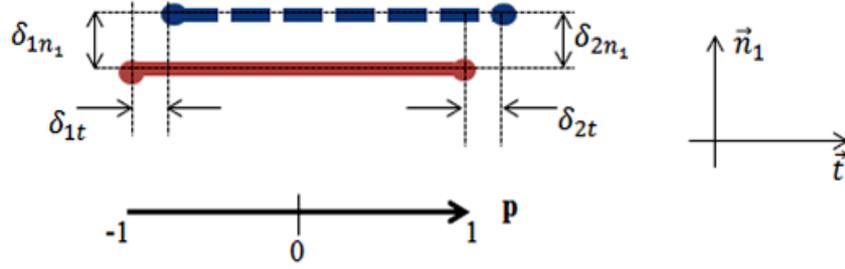


Figure 2.18 Définition du glissement entre l'acier et le béton dans l'élément d'interface dans le plan $(\vec{t}; \vec{n}_1)$.

Dans la cinématique de l'élément d'interface, les déplacements sont linéaires. On suppose donc la linéarité du glissement le long de l'élément d'acier. Sous ces conditions, les glissements généralisés $\{\delta(p)\}$ peuvent s'écrire :

$$\{\delta(p)\} = \begin{Bmatrix} \delta_t(p) \\ \delta_{n_1}(p) \\ \delta_{n_2}(p) \end{Bmatrix} = [\bar{B}_1(p) \quad \bar{B}_2(p)] \{\delta_{nd}\} \quad (2.7)$$

avec

$$\begin{aligned} \bar{B}_1(p) &= 0.5(1 - p)\bar{I}_3 \\ \bar{B}_2(p) &= 0.5(1 + p)\bar{I}_3 \end{aligned} \quad (2.8)$$

et

$$-1 \leq p \leq 1 \quad (2.9)$$

En combinant les équations (2.4) et (2.7), on obtient :

$$\{\delta(p)\} = [\bar{B}_1(p) \quad \bar{B}_2(p) \quad -\bar{B}_1(p) \quad -\bar{B}_2(p)] \{u\} = \bar{B}(p) \{u\} \quad (2.10)$$

2.2. Contraintes et forces nodales de l'élément interface

2.2.1. Contraintes

Les contraintes généralisées $\{\sigma(p)\} = \begin{Bmatrix} \sigma_t(p) \\ \sigma_{n_1}(p) \\ \sigma_{n_2}(p) \end{Bmatrix}$ dans l'élément interface sont exprimées en fonction des glissements généralisés $\{\delta(p)\}$.

Dans la direction tangentielle, la contrainte tangentielle σ_t est calculée à partir du glissement tangentiel δ_t , en suivant une loi d'adhérence qui est la donnée d'entrée de notre modèle (figure 2.19, par exemple).

Dans la direction normale, une relation linéaire entre les contraintes normales $\sigma_{n_1}, \sigma_{n_2}$ et les glissements normaux $\delta_{n_1}, \delta_{n_2}$ est supposée en première approche :

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{n_1}(p) \\ \sigma_{n_2}(p) \end{Bmatrix} = k_n \begin{Bmatrix} \delta_{n_1}(p) \\ \delta_{n_2}(p) \end{Bmatrix} \quad (2.11)$$

La raideur normale k_n est prise suffisamment grande pour que, dans la direction normale, l'hypothèse de liaison parfaite soit retrouvée (déplacements normaux identiques pour le béton et l'acier). D'autres pistes pourraient être envisagées comme l'utilisation de relations de contact unilatéral (perspectives éventuelles du travail).

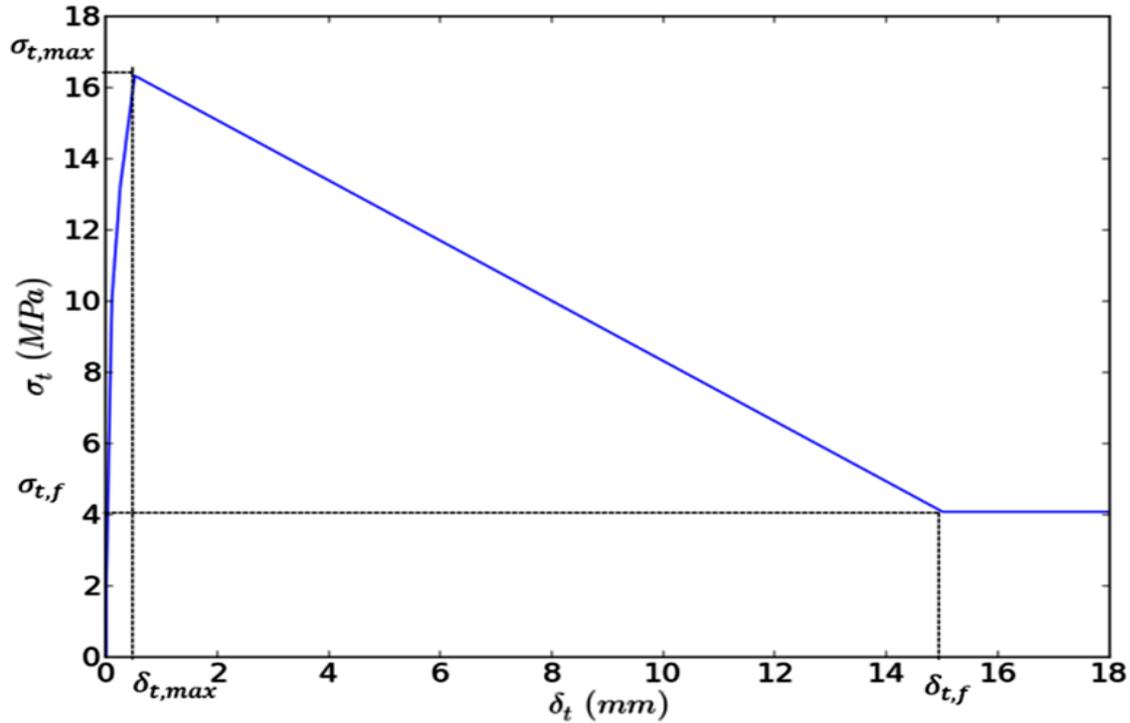


Figure 2.19 Exemple de loi d'adhérence dans la direction tangentielle.

2.2.2. Forces nodales

Les forces nodales dans le repère local $\{F_{interface}\}$ sont obtenues en intégrant les contraintes sur la longueur de l'élément.

$${}^T\{F_{interface}\} = [{}^T\{F_1\} \quad {}^T\{F_2\} \quad {}^T\{F_3\} \quad {}^T\{F_4\}] \quad (2.12)$$

avec

$$\{F_1\} = \begin{Bmatrix} F_{1t} \\ F_{1n_1} \\ F_{1n_2} \end{Bmatrix} = \frac{l_e}{2} \int_{-1}^0 \bar{A} \{\sigma(p)\} dp \quad (2.13)$$

où l_e est la longueur de l'élément et

$$\bar{A} = \begin{pmatrix} \pi d_s & 0 & 0 \\ 0 & d_s & 0 \\ 0 & 0 & d_s \end{pmatrix} \quad (2.14)$$

où d_s le diamètre de l'acier.

$$\{F_1\} = \begin{Bmatrix} F_{1t} \\ F_{1n_1} \\ F_{1n_2} \end{Bmatrix} = \frac{l_e}{2} \int_0^1 \bar{A} \{\sigma(p)\} dp \quad (2.15)$$

En équilibrant les forces s'exerçant sur l'acier et sur le béton, les relations suivantes sont obtenues :

$$\{F_3\} = \begin{Bmatrix} F_{3t} \\ F_{3n_1} \\ F_{3n_2} \end{Bmatrix} = -\{F_1\}; \quad \{F_4\} = \begin{Bmatrix} F_{4t} \\ F_{4n_1} \\ F_{4n_2} \end{Bmatrix} = -\{F_2\} \quad (2.16)$$

2.3. Implémentation numérique

Le modèle de liaison acier-béton est implémenté dans le code élément fini Cast3M (2015).

Pour la résolution, la linéarité des contraintes tangentielles et normales le long de l'élément d'interface est supposée. Ce choix permet une intégration analytique des forces nodales de l'élément d'interface à partir des contraintes à chaque point de Gauss. Une autre solution serait de réaliser une intégration numérique à partir des contraintes exprimées aux points de Gauss et associées aux poids de Gauss correspondants. Sur un cas simple linéaire, ces deux méthodes donnent des résultats identiques.

Les contraintes généralisées s'écrivent en fonction des contraintes aux points de Gauss de l'élément d'interface de la manière suivante (figure 2.20) dans le repère local $(\vec{t}, \vec{n}_1, \vec{n}_2)$:

$$\{\sigma(p)\} = [\bar{B}_1(p) \quad \bar{B}_2(p)] \bar{Q} \{\sigma_{GP}\} \quad (2.17)$$

avec

$$\{\sigma_{GP}\}^T = \{\sigma_{GP1t} \quad \sigma_{GP1n_1} \quad \sigma_{GP1n_2} \quad \sigma_{GP2t} \quad \sigma_{GP2n_1} \quad \sigma_{GP2n_2}\} \quad (2.18)$$

$$\bar{Q} = \begin{bmatrix} \bar{B}_1(a_{GP1}) & \bar{B}_2(a_{GP1}) \\ \bar{B}_1(a_{GP2}) & \bar{B}_2(a_{GP2}) \end{bmatrix}^{-1} \quad (2.19)$$

et

$$\begin{aligned} a_{GP1} &= -\frac{1}{\sqrt{3}} \\ a_{GP2} &= -\frac{1}{\sqrt{3}} \end{aligned} \quad (2.20)$$

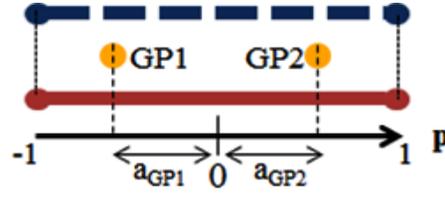


Figure 2.20 Positions des point Gauss GP1 et GP2 dans l'élément d'interface.

En utilisant la formule (2.13), (2.15), (2.16) et (2.17), on obtient pour les forces nodales :

$$\{F\} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \end{Bmatrix} = \bar{C} \bar{Q} \{\sigma_{GP}\} \quad (2.21)$$

où

$${}^T \bar{C} = \{ {}^T \bar{C}_1 \quad {}^T \bar{C}_2 \quad -{}^T \bar{C}_1 \quad -{}^T \bar{C}_2 \} \quad (2.22)$$

et

$$\begin{aligned} \bar{C}_1 &= l_e \bar{A} \begin{pmatrix} \frac{3}{8} \bar{I}_3 & \frac{1}{8} \bar{I}_3 \\ \frac{1}{8} \bar{I}_3 & \frac{3}{8} \bar{I}_3 \end{pmatrix} \\ \bar{C}_2 &= l_e \bar{A} \begin{pmatrix} \frac{1}{8} \bar{I}_3 & \frac{3}{8} \bar{I}_3 \\ \frac{3}{8} \bar{I}_3 & \frac{1}{8} \bar{I}_3 \end{pmatrix} \end{aligned} \quad (2.23)$$

Les forces nodales sont enfin calculées dans le repère global (figure 2.21) par la matrice de transformation suivante :

$$T_{L \rightarrow G} = \begin{bmatrix} \bar{T}_1 & \bar{0}_3 & \bar{0}_3 & \bar{0}_3 \\ \bar{0}_3 & \bar{T}_1 & \bar{0}_3 & \bar{0}_3 \\ \bar{0}_3 & \bar{0}_3 & \bar{T}_1 & \bar{0}_3 \\ \bar{0}_3 & \bar{0}_3 & \bar{0}_3 & \bar{T}_1 \end{bmatrix} \quad (2.24)$$

où

$$\bar{T}_1 = \begin{bmatrix} \vec{x} \cdot \vec{t} & \vec{x} \cdot \vec{n}_1 & \vec{x} \cdot \vec{n}_2 \\ \vec{y} \cdot \vec{t} & \vec{y} \cdot \vec{n}_1 & \vec{y} \cdot \vec{n}_2 \\ \vec{z} \cdot \vec{t} & \vec{z} \cdot \vec{n}_1 & \vec{z} \cdot \vec{n}_2 \end{bmatrix} \quad (2.25)$$

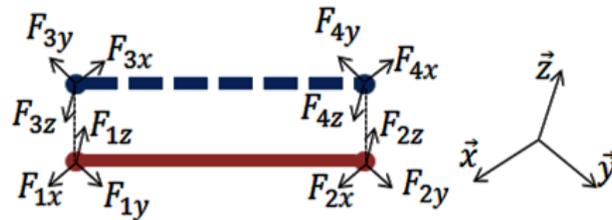


Figure 2.21 Forces nodales dans le repère global.

Les forces nodales peuvent donc s'écrire :

$$\{F\}_{global} = \begin{Bmatrix} F_1 \\ F_2 \\ F_3 \\ F_4 \end{Bmatrix}_{global} = \bar{T}_{L \rightarrow G} \bar{C} \bar{Q} \{\sigma_{GP}\} \quad (2.26)$$

Un schéma de Newton-Raphson classique (Ma et May, 1986) est utilisé pour la résolution. Dans le cas de l'utilisation de la matrice tangente $[K_{interface}]^n$, elle est calculée en suivant la relation :

$$[K_{interface}]^n = \left(\frac{\partial \{F\}_{global}}{\partial \{u\}_{global}} \right)^n = \bar{T}_{L \rightarrow G} \bar{C} \bar{Q} \left(\frac{\partial \sigma_{GP}}{\partial u} \right)^n {}^T \bar{T}_{L \rightarrow G} \quad (2.27)$$

L'actualisation de cette matrice peut être réalisée à chaque itération.

Une matrice élastique peut également être utilisée, s'appuyant sur la valeur de la matrice tangente au premier pas. La matrice devient alors :

$$[K_{interface}] = \left(\frac{\partial \{F\}_{global}}{\partial \{u\}_{global}} \right)_{\delta=0} = \bar{T}_{L \rightarrow G} \bar{C} \bar{Q} \left(\frac{\partial \sigma_{GP}}{\partial u} \right)_{\delta=0} {}^T \bar{T}_{L \rightarrow G} \quad (2.28)$$

Dans cette équation, $\left(\frac{\partial \sigma_{GP}}{\partial u} \right)_{\delta=0}$ est calculé dans le repère local.

$$\left(\frac{\partial \sigma_{GP}}{\partial u} \right)_{\delta=0} = \bar{Q}^{-1} \bar{E} \left\{ \frac{\partial \delta_{nd}}{\partial u} \right\} \quad (2.29)$$

avec

$$\bar{E} = \begin{pmatrix} \bar{S} & \bar{S} \\ \bar{S} & \bar{S} \end{pmatrix} \quad (2.30)$$

et

$$\bar{S} = \begin{pmatrix} k_t & 0 & 0 \\ 0 & k_n & 0 \\ 0 & 0 & k_n \end{pmatrix} \quad (2.31)$$

$$k_t = \left(\frac{\partial \sigma_t}{\partial \delta_t} \right)_{\delta_t=0} \quad (2.32)$$

Finalement, la matrice élastique peut s'écrire :

$$[K_{interface}] = \bar{T}_{L \rightarrow G} \bar{C} \bar{E} \bar{N} {}^T \bar{T}_{L \rightarrow G} \quad (2.33)$$

Les étapes de résolution du système sont synthétisées dans la figure 2.22.

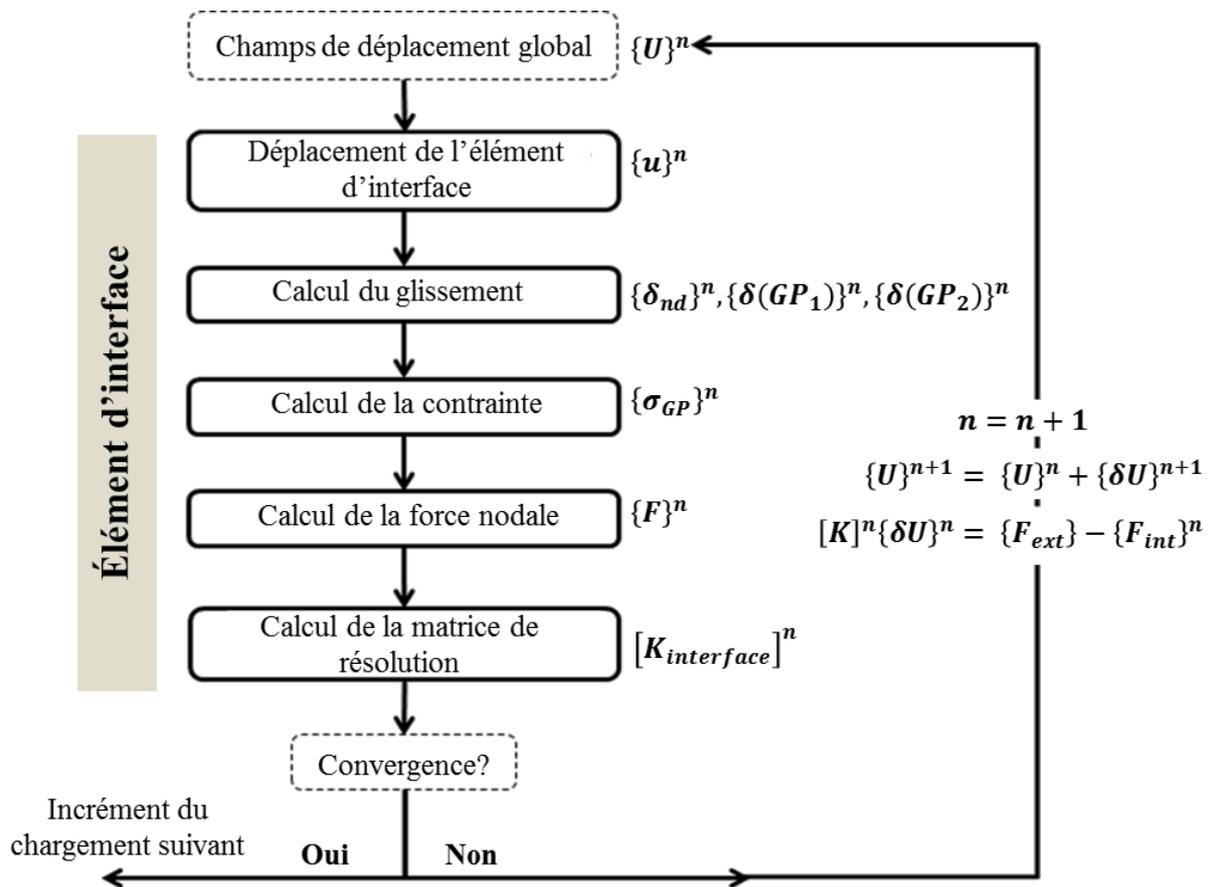


Figure 2.22 Principe de la résolution pour l'élément interface.

Le modèle de liaison acier-béton a été implémenté dans la version 2015 utilisateur du code Cast3M (2015) et est donc disponible. Ce point fait partie intégrante des améliorations proposées par rapport à l'approche de (Torre-Casanova et al, 2012) qui était restée à l'état de procédures locales.

2.4. Calibration de la loi d'adhérence du nouveau modèle de liaison acier-béton

Le modèle de liaison acier-béton proposée ici ne requiert que l'identification de la loi d'entrée du comportement dans la direction tangentielle. Dans cette section, la méthode de calibration de la loi d'entrée est présentée.

Dans la littérature, plusieurs auteurs ont proposé des lois d'adhérence dont les paramètres sont déterminés expérimentalement.

La loi d'adhérence la plus simple est proposée par Ngo et Scordelis (1967). Le comportement de la liaison acier-béton est donné par une fonction linéaire entre la contrainte et le glissement tangentiels.

$$\sigma_t = k_t \delta_t \quad (2.34)$$

Khalfallah et Ouchanane (2007) ont proposé une loi bilinéaire pour décrire la détérioration de la liaison.

$$\sigma_t = k_t \delta_t \quad \text{si } \delta_t \leq \delta_1 \quad (2.35)$$

$$\sigma_t = \sigma_2 - (\sigma_2 - \sigma_1) \frac{\delta_t - \delta_1}{\delta_2 - \delta_1} \quad \text{si } \delta_1 < \delta_t \leq \delta_2$$

Kwak et Kim (2001) ont également proposé une loi tri-linéaire

$$\sigma_t = k_t \delta_t \quad \text{si } \delta_t \leq \delta_1$$

$$\sigma_t = \sigma_2 - (\sigma_2 - \sigma_1) \frac{\delta_t - \delta_1}{\delta_2 - \delta_1} \quad \text{si } \delta_1 < \delta_t \leq \delta_2 \quad (2.36)$$

$$\sigma_t = \sigma_3 \quad \text{si } \delta_2 < \delta_t \leq \delta_3$$

En suivant la même logique, la loi d'adhérence peut suivre une fonction polynomiale. Nilson (1968) a ainsi proposé une fonction polynomiale de degré 3.

$$\sigma_t = k_1 \delta_t - k_2 \delta_t^2 + k_3 \delta_t^3 \quad (2.37)$$

Eligehausen (1983) a proposé une loi d'adhérence plus complexe pour représenter toutes les phases de l'évolution de la contrainte d'adhérence. La contrainte d'adhérence peut alors s'exprimer en fonction du glissement par la relation suivante (figure 2.23) :

$$\sigma_t = \sigma_{max} \left(\frac{\delta_t}{\delta_1} \right)^\alpha \quad \text{si } \delta_t \leq \delta_1$$

$$\sigma_t = \sigma_{max} \quad \text{si } \delta_1 < \delta_t \leq \delta_2 \quad (2.38)$$

$$\sigma_t = \sigma_{max} - (\sigma_{max} - \sigma_f) \frac{\delta_t - \delta_2}{\delta_3 - \delta_2} \quad \text{si } \delta_2 < \delta_t \leq \delta_3$$

$$\sigma_t = \sigma_f \quad \text{si } \delta_3 < \delta_t$$

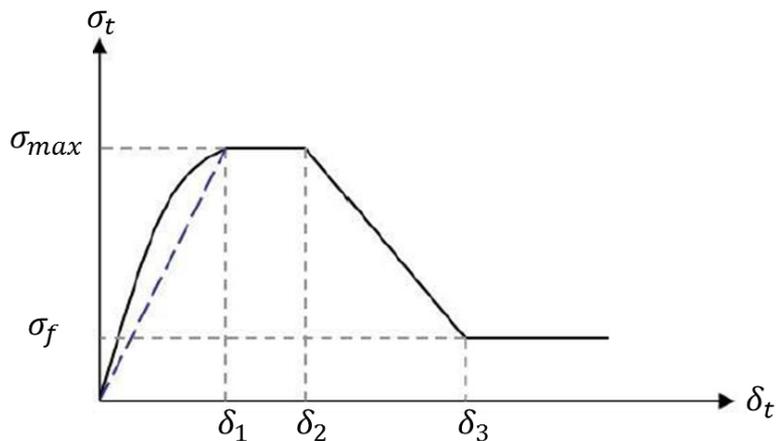


Figure 2.23 Loi de liaison acier-béton proposée dans (Eligehausen, 1987).

Pour compléter cet état de l'art, Torre-Casanova et al. (2012) ont mené une campagne expérimentale pour généraliser le choix des paramètres en proposant une évolution qui ne dépend que des paramètres matériaux (résistance en traction f_t et en compression du béton f_c) et des paramètres géométriques (enrobage du béton c et diamètre de l'acier d_s). C'est cette approche d'identification de la loi d'entrée qui est retenue dans la suite de notre travail.

Un seuil (passage d'un mode de rupture de type fendage à un mode de rupture de type extraction) $\left(\frac{c}{d_s}\right)_{spl-pul}$ est tout d'abord déterminé.

$$\left(\frac{c}{d_s}\right)_{spl-pul} = 0,39 \frac{f_c}{f_t} - 0,24 \quad (2.39)$$

La contrainte maximale σ_{max} est alors déterminée de la manière suivante:

$$\frac{\sigma_{max}}{f_t} = 1,53 \frac{c}{d_s} + 0,36 \quad si \frac{c}{d_s} < \left(\frac{c}{d_s}\right)_{spl-pul} \quad (2.40)$$

$$\frac{\sigma_{max}}{f_c} \approx 0,6 \quad si \frac{c}{d_s} \geq \left(\frac{c}{d_s}\right)_{spl-pul}$$

Pour le glissement, $\delta_1 = \delta_t(\sigma_{max})$ (mm), correspondant à la contrainte d'adhérence maximale, est calculé à partir de la relation :

$$\delta_1 \approx 0,17 \frac{c}{d_s} \quad si \frac{c}{d_s} < 6 \quad (2.41)$$

$$\delta_1 \approx 1 \quad si \frac{c}{d_s} \geq 6$$

Cette dernière approche permet de déterminer facilement les paramètres de la loi d'entrée du comportement dans la direction tangentielle du modèle de liaison acier-béton (figure 2.24).

La raideur initiale k_t est choisie, à partir des données d'expérience, égale à $10^{12} Pa/m$. La contrainte de frottement σ_f est fixée à 2MPa pour un glissement $\delta_0 = 2\mu m$. Le glissement associé au frottement résiduel δ_2 est de 15mm.

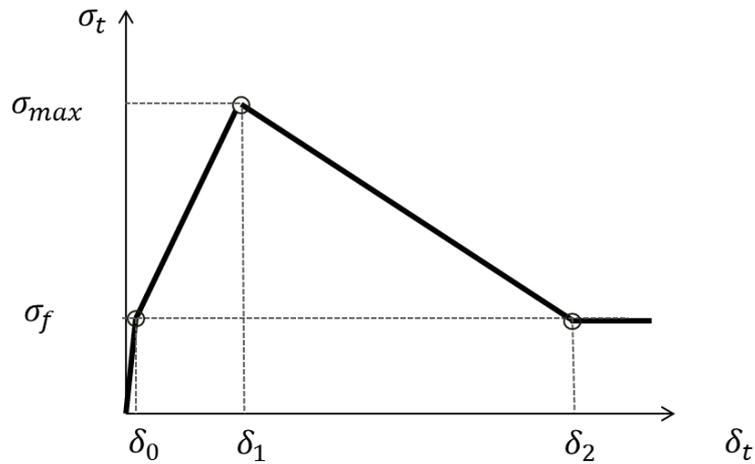


Figure 2.24 Loi d'entrée retenue pour le nouveau modèle de liaison acier-béton (Torre-Casanova, 2012).

Il est à noter que le choix de la loi d'adhérence reste une donnée utilisateur. En ce sens, même si le choix a été fait ici de s'appuyer sur les préconisations de (Torre-Casanova, 2012), d'autres lois peuvent être envisagées, sans remettre en cause l'utilisation du modèle.

3. Validation analytique sur un tirant en 3D

3.1. Présentation du tirant

Pour vérifier l'implémentation numérique de l'élément d'interface, une application simple est considérée. Il s'agit d'un tirant en béton armé dans lequel le béton, l'acier et l'interface ont un comportement linéaire. Cela permet de comparer les résultats de la simulation avec une solution analytique.

Un tirant de longueur L égal à 1,15m et de section S_c égal à $0,01\text{m}^2$, traversé par une barre d'acier de diamètre d_s égal à 10mm (section S_s égale à $7,85 \cdot 10^{-5} \text{ m}^2$) est considéré (figure 2.25).

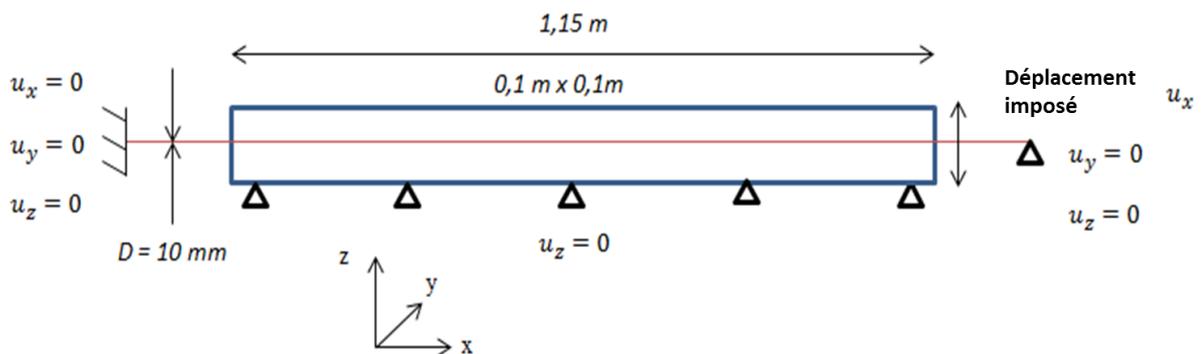


Figure 2.25 Présentation du tirant, des conditions aux limites et du chargement.

Le béton et l'acier sont maillés avec 50 éléments dans la longueur (élément cubique pour le béton et élément barre pour l'acier). Un seul élément de béton est considéré dans la section (figure 2.26).

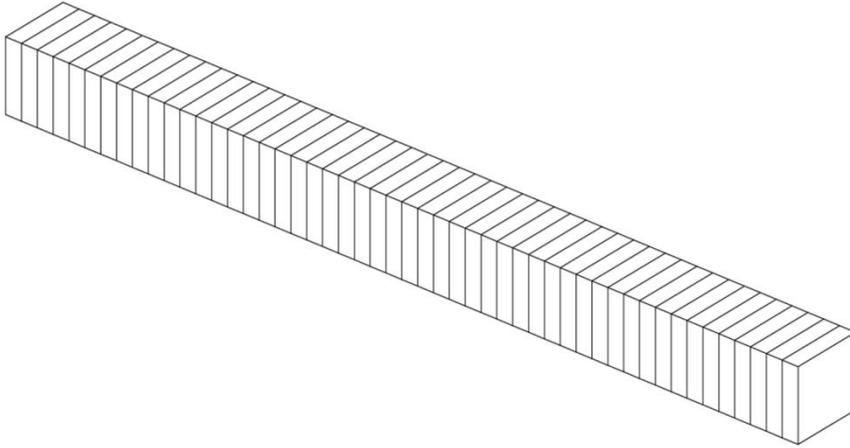


Figure 2.26 Maillage du béton pour la validation analytique.

A chaque extrémité de la barre d'acier, un élément est ajouté pour appliquer le chargement et les conditions aux limites. A la première extrémité, un déplacement nul est imposé et à l'autre extrémité, le chargement en déplacement est imposé (figure 2.25).

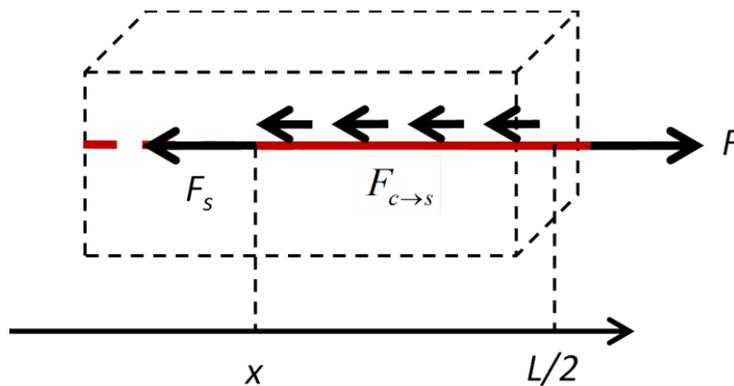


Figure 2.27 Équilibre de la barre d'acier entre l'extrémité et à l'abscisse x .

3.2. Solutions analytiques

Dans cette étude, le béton et l'acier sont supposés élastiques avec des paramètres présentés dans la table 2.2. Une relation linéaire entre la contrainte tangentielle σ_t et le glissement tangentiel δ_t est considérée comme loi d'adhérence.

$$\sigma_t = k_t \delta_t \quad (2.42)$$

avec $k_t = 10^{11} \text{ Pa/m}$ (pente sécante de la loi d'adhérence $\sigma_t - \delta_t$ obtenue expérimentalement dans (Torre-Casanova et al., 2012)).

Module d'Young de l'acier (GPa)	Coefficient de Poisson de l'acier	Module d'Young du béton (GPa)	Coefficient de Poisson du béton
E_s	ν_s	E_c	ν_c
200	0,3	30,4	0,2

Table 2.2 Paramètres élastiques de l'acier et du béton.

Dans ces conditions, une solution analytique est proposée pour déterminer les contraintes et les glissements le long de la structure. Cette solution sera comparée à la simulation pour vérifier la bonne implémentation du modèle.

En considérant l'équilibre dans l'acier entre le point de chargement et le point d'abscisse x (figure 2.27), la force appliquée F est équilibrée par la force interne dans la section de l'acier F_s et la force de liaison induite par le béton sur l'acier $F_{c \rightarrow s}$. On peut donc écrire :

$$F_{c \rightarrow s}(x) + F_s(x) = F \quad (2.43)$$

où

$$F_s(x) = E_s S_s \varepsilon_s(x) = E_s S_s \frac{\partial u_s(x)}{\partial x} \quad (2.44)$$

$\varepsilon_s(x)$ et $u_s(x)$ sont respectivement la déformation et le déplacement dans l'acier au point d'abscisse x .

La force de liaison peut se calculer de la manière suivante :

$$F_{c \rightarrow s}(x) = \int_x^{L/2} \pi d_s \sigma_t(x) dx = \pi d_s k_t \int_x^{L/2} (u_s(x) - u_c(x)) dx \quad (2.45)$$

avec $u_c(x)$ le déplacement du béton au point d'abscisse x .

En considérant l'équilibre des forces dans le béton et en supposant une homogénéité de la contrainte dans la section du béton, la force dans la section de béton est équilibrée par la force de liaison induite par l'acier sur le béton :

$$F_{s \rightarrow c}(x) + F_c(x) = 0 \quad (2.46)$$

où

$$F_c(x) = E_c S_c \varepsilon_c(x) = E_c S_c \frac{\partial u_c(x)}{\partial x} \quad (2.47)$$

et

$$F_{s \rightarrow c}(x) = -F_{c \rightarrow s}(x) \quad (2.48)$$

avec $\varepsilon_c(x)$ la déformation dans le béton au point d'abscisse x .

En utilisant des équations (2.43), (2.44) et (2.45), on obtient :

$$E_s S_s \frac{\partial u_s(x)}{\partial x} = F - \pi d_s k_t \int_x^{L/2} (u_s(x) - u_c(x)) dx \quad (2.49)$$

En dérivant deux fois par rapport à x l'équation (2.49) et en utilisant les équations (2.46), (2.47) et (2.48), on obtient :

$$\frac{\partial^3 u_s(x)}{\partial x^3} - a \frac{\partial u_s(x)}{\partial x} = b \quad (2.50)$$

où

$$a = \pi d_s k_t \left(\frac{1}{E_s S_s} + \frac{1}{E_c S_c} \right); \quad b = - \frac{\pi d_s k_t F}{E_s S_s E_c S_c} \quad (2.51)$$

La contrainte dans l'acier σ_s peut donc se calculer à partir de l'équation

$$\frac{\partial^2 u_s(x)}{\partial x^2} - \alpha^2 \frac{\partial u_s(x)}{\partial x} = \beta \quad (2.52)$$

$$\text{avec } \alpha = \sqrt{a}; \quad \beta = b E_s$$

On associe à cette équation les conditions aux limites à l'extrémité de l'acier,

$$\sigma_s \left(-\frac{L}{2} \right) = \sigma_s \left(\frac{L}{2} \right) = \frac{F}{S_s} \quad (2.53)$$

En considérant la symétrie du problème, on pose $\delta_t(0) = 0$. Sous ces conditions, la contrainte dans l'acier σ_s , la contrainte dans le béton σ_c et le glissement δ_t s'écrivent :

$$\sigma_s(x) = \left(\frac{F}{S_s} + \frac{\beta}{\alpha^2} \right) \frac{ch(\alpha x)}{ch\left(\frac{\alpha L}{2}\right)} - \frac{\beta}{\alpha^2}$$

$$\sigma_c(x) = \frac{b E_c}{\alpha^2} \left(\frac{ch(\alpha x)}{ch\left(\frac{\alpha L}{2}\right)} - 1 \right) \quad (2.54)$$

$$\delta_t(x) = u_s(x) - u_c(x) = \frac{F sh(\alpha x)}{\alpha E_s S_s ch\left(\frac{\alpha L}{2}\right)}$$

3.3. Comparaison entre simulation et solution analytique

Pour comparer la solution analytique et la simulation, on se place à un niveau de force F arbitrairement choisi égal à 27,3 kN. La Figure 2.28 présente la contrainte dans l'acier le long du tirant. Les résultats de la simulation sont similaires à ceux de la solution analytique. L'effet d'adhérence est qualitativement reproduit avec un transfert de contrainte de l'acier vers le béton à partir des extrémités vers le centre du tirant. Ce transfert entraîne une diminution de la contrainte dans l'acier quand on s'éloigne des extrémités. La Figure 2.29 montre le glissement le long du tirant. On note en particulier que les glissements sont nuls au centre du tirant où la contrainte tend à se stabiliser (hypothèse de liaison parfaite retrouvée).

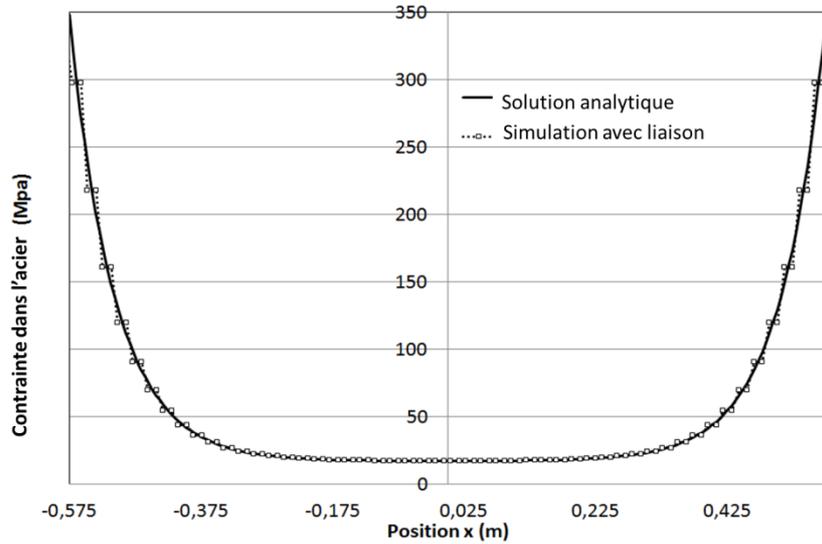


Figure 2.28 Evolution de la contrainte dans l'acier le long du tirant. Comparaison entre la simulation et la solution analytique.

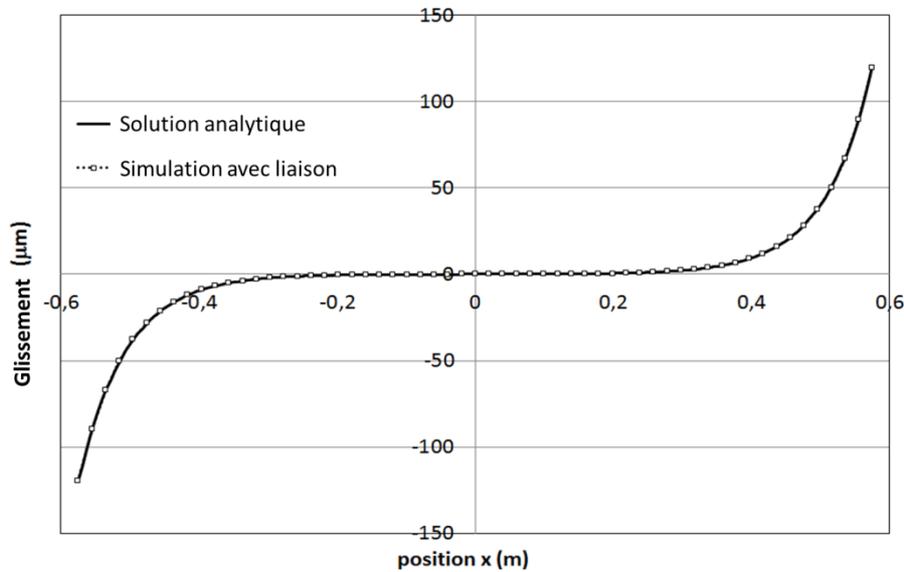


Figure 2.29 Evolution du glissement acier-béton le long d'un tirant. Comparaison entre la simulation et la solution analytique.

4. Comparaison des performances du nouveau modèle par rapport au modèle initial de (Torre-Casanova et al., 2012)

Dans cette section, on compare les performances du modèle implémenté dans Cast3M avec celles du modèle initial de (Torre-Casanova et al, 2012). L'évaluation se fait sur différents critères incluant la représentativité et les temps de calcul.

4.1. Présentation des simulations sur un tirant

4.1.1. Simulations élastiques avec adhérence linéaire

Dans un premier temps, l'exemple du tirant précédent est repris (même géométrie, mêmes paramètres matériaux, mêmes paramètres de la loi d'adhérence et mêmes conditions aux limites) pour comparer les réponses apportées par les deux modèles et la solution analytique.

Pour un niveau de force égal à 27,3 kN, le glissement et la contrainte aux extrémités simulées et données par la solution analytique sont comparées (table 2.3). Le nouveau modèle tend à légèrement améliorer la réponse obtenue.

	Analytique	Modèle initial	Nouveau modèle
Glissements à l'extrémité de la barre d'acier (μm)	120	119	119,5
Contraintes dans l'acier à l'extrémité (MPa)	348	349	348,5

Table 2.3. Glissements et contraintes à l'extrémité de la barre d'acier. Comparaison entre la solution analytique, le modèle initial et le nouveau modèle.

4.1.2. Simulations élastiques avec adhérence non-linéaire

Dans cette section, le maillage du tirant utilisé dans l'étude précédente est raffiné dans la section (5x5 éléments) (figure 2.30).

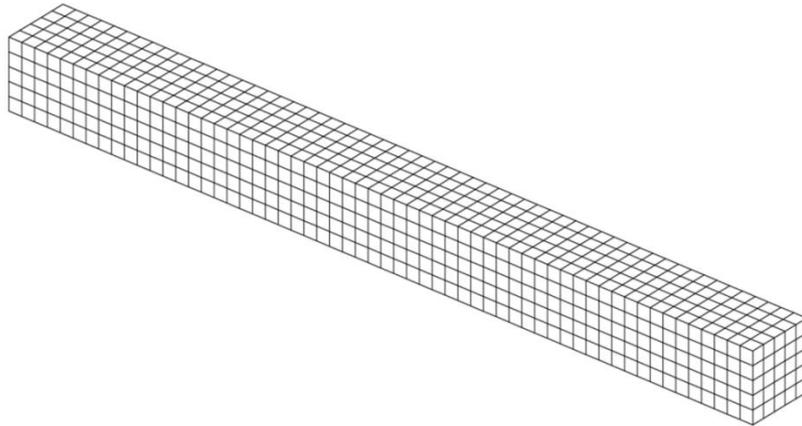


Figure 2.30 Maillage du tirant.

Un calcul est réalisé dans lequel le béton et l'acier gardent un comportement élastique et seule la loi d'adhérence est non linéaire. En appliquant les équations (2.39), (2.40) et (2.41), on obtient :

$$\left(\frac{c}{d_s}\right)_{spt-pul} = 0,39 \frac{f_c}{f_t} - 0,24 = 0,39 \frac{56,9}{2,6} - 0,24 = 8,3$$

Comme $\frac{c}{d_s} = \frac{0,05}{0,01} = 5$ et $\frac{c}{d_s} < \left(\frac{c}{d_s}\right)_{spt-pul}$

$$\sigma_{max} = f_t \left(1,53 \frac{c}{d_s} + 0,36 \right) = 2,6 \times (1,53 \times 5 + 0,36) = 20,8 \text{ MPa}$$

Comme $\frac{c}{d_s} < 6$

$$\delta_1 \approx 0,17 \frac{c}{d_s} = 0,17 \times 5 = 0,85 \text{ mm}$$

Les paramètres de la loi sont donnés dans la table 2.4. La figure 2.31 illustre l'évolution de la loi d'adhérence pour le tirant.

Les paramètres élastiques pour le béton et l'acier sont identiques à ceux du chapitre précédent.

Contrainte d'adhérence (MPa)	2	20,8	2	2
Glissement (mm)	0,002	0,85	15	16
Pente (Pa/m)	10^{12}	$2,2 \cdot 10^{10}$	$-1,3 \cdot 10^9$	0

Table 2.4 Paramètres de la loi d'adhérence

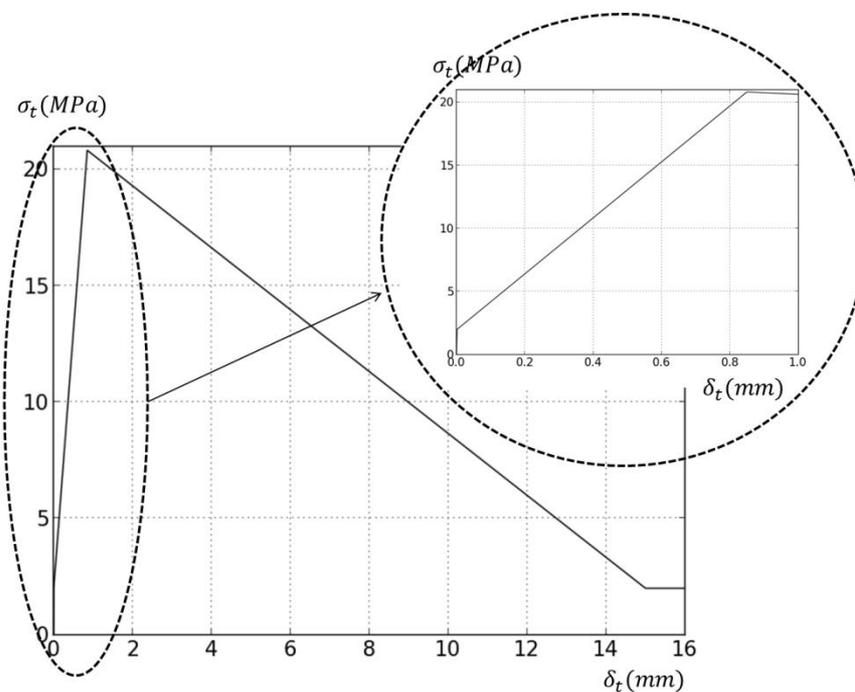


Figure 2.31 Loi d'adhérence pour le tirant

Le comportement global de la structure est directement guidé par la loi d'adhérence. Il suit ainsi la non-linéarité de la loi de liaison. Les simulations utilisant les deux modèles de liaison (modèle initial et nouveau modèle) donnent des résultats identiques (figure 2.32). Comme attendu, la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite (pas de glissement entre l'acier et le béton) donne une réponse plus rigide, en n'intégrant pas la dégradation de l'adhérence entre les deux matériaux.

Pour évaluer les performances des modèles, la figure 2.33 illustre l'évolution du nombre d'itérations pour chaque pas de chargement pour les simulations utilisant le modèle initial (Torre-Casanova et al.,2012), le nouveau modèle développé et l'hypothèse d'une liaison parfaite.

Avec l'hypothèse de liaison parfaite, dans la configuration étudiée, le nombre d'itérations est égal à deux quel que soit le pas de chargement considéré car le comportement global reste linéaire (figure 2.32). Peu de différences sont observées entre les deux versions du modèle de liaison. A partir du deuxième pas de chargement, la loi de liaison entre dans son régime non linéaire, le nombre d'itérations augmente et varie au cours du chargement, en fonction de l'état de chaque élément (position sur la loi d'adhérence). On note néanmoins que la nouvelle implémentation permet de réduire significativement le temps de calcul (CPU) malgré un nombre total d'itérations légèrement plus important (gain d'environ 25 %) (Table 2.5).

	Nombre d'itérations total	Temps CPU (s)
Modèle initial	289	55
Nouveau modèle	299	40
Liaison parfaite	200	16

Table 2.5 Nombre d'itérations et temps de calcul avec le modèle initial, le nouveau modèle et avec hypothèse de liaison parfaite.

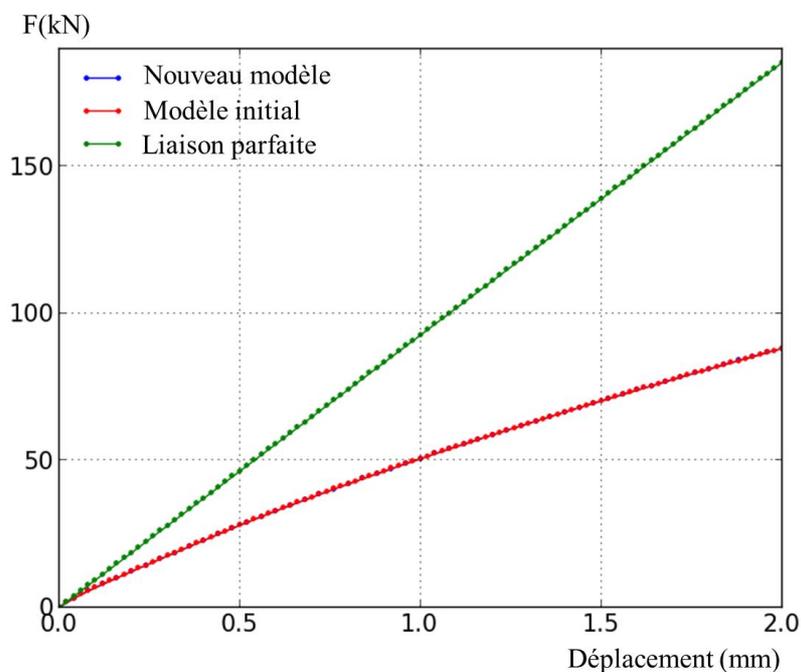


Figure 2.32 Evolution de la force en fonction du déplacement avec la simulation utilisant le nouveau modèle, le modèle initial et la liaison parfaite.

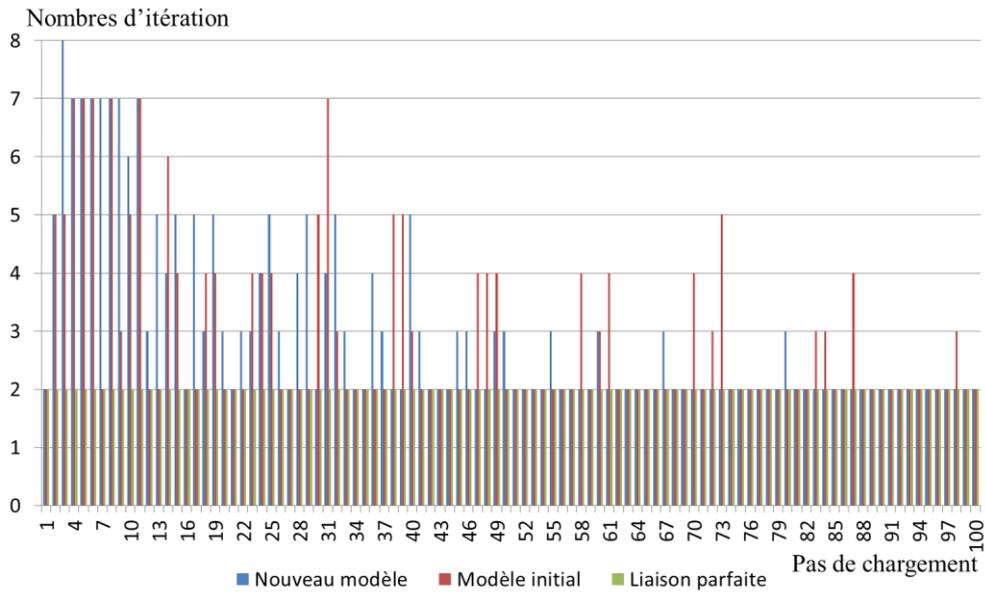


Figure 2.33 Evolution du nombre d'itérations en fonction du pas de chargement.

4.1.3. Simulations non-linéaires

Dans cette section, un calcul totalement non linéaire (non linéarités du béton, de l'acier et de la loi d'adhérence) est considéré. L'acier est modélisé par un modèle élastique plastique à écrouissage linéaire et le béton par un modèle d'endommagement en traction-compression (Faria, 1998). Les paramètres de l'acier sont donnés dans la table 2.6, les paramètres du béton dans la table 2.7. Les paramètres de la loi d'adhérence sont identiques à ceux du calcul précédent (Table 2.5).

Un tirage aléatoire du seuil d'apparition de l'endommagement du béton est considéré de manière à localiser l'endommagement pour une moyenne (figure 2.34). Cette distribution suit une loi Gaussienne de moyenne égale au rapport de la résistance en traction du béton sur le module d'Young du béton (seuil d'apparition de l'endommagement (ε_c)) et d'écart type 5%. La covariance est fonction de la longueur de corrélation constante dans les trois directions ($l_c = 1,5l_{e,b}$, $l_{e,b}$ la taille de l'élément du béton)

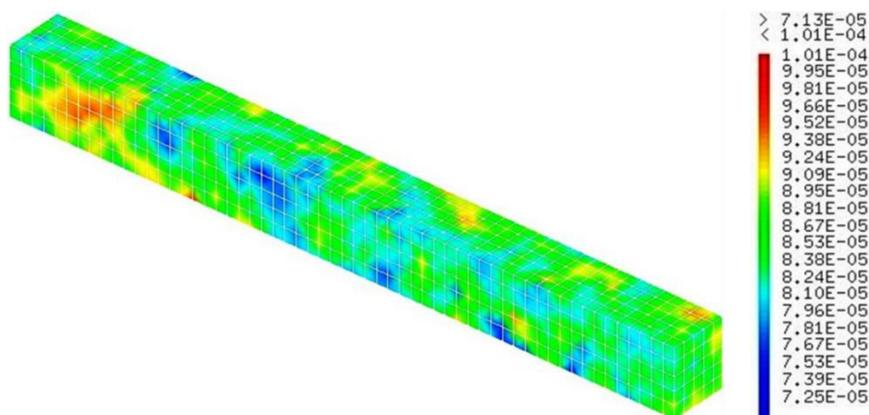


Figure 2.34 Distribution aléatoire du seuil d'apparition de l'endommagement du béton.

Module de Young	Coefficient de Poisson	Limite élastique	Pente d'écroutissage
E_s (GPa)	ν_s	σ_s^e (MPa)	E_h (MPa)
200	0,3	500	3245

Table 2.6 Paramètres de l'acier

Module de Young	Coefficient de Poisson	Résistance en traction	Résistance en compression
E_c (GPa)	ν_c	f_t (MPa)	f_c (MPa)
30,4	0,2	2,6	56,9

Table 2.7 Paramètres du béton

La figure 2.35 illustre l'évolution de la force en fonction du déplacement avec le nouveau modèle de liaison pour la simulation non-linéaire, la simulation élastique et avec l'hypothèse de la liaison parfaite pour la simulation non-linéaire. Entre la simulation élastique et non-linéaire, l'évolution de la force est identique jusqu'à atteindre le seuil d'endommagement du béton pour la simulation non-linéaire. A partir de ce point, l'endommagement apparaît sur le tirant.

En comparant avec l'hypothèse de liaison parfaite pour la simulation non-linéaire, la raideur initiale est identique (effet lié au choix d'une pente initiale de la loi d'adhérence proche des conditions de liaison parfaite). Au fur et à mesure, la raideur simulée avec le modèle de liaison devient plus faible (changement de la pente de la loi d'adhérence). Localement, l'endommagement obtenu avec l'hypothèse de liaison parfaite est réparti sur toute la longueur du tirant (figure 2.36). En considérant la liaison acier-béton, la répartition de l'endommagement est plus localisée et régulière (espacement entre bandes localisées quasi-constant).

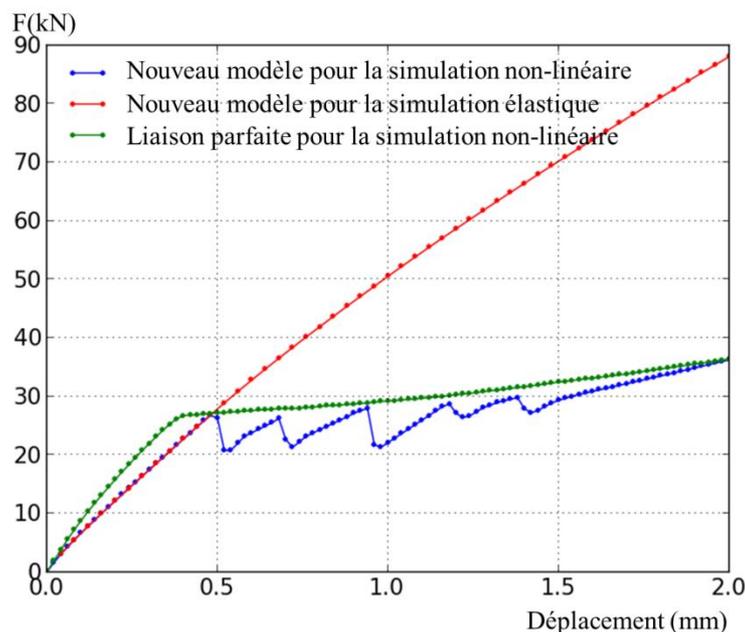


Figure 2.35 Evolution de la force en fonction du déplacement avec la simulation utilisant le nouveau modèle de liaison pour les simulations non-linéaire et élastique et en considérant une hypothèse de liaison parfaite pour la simulation non-linéaire.

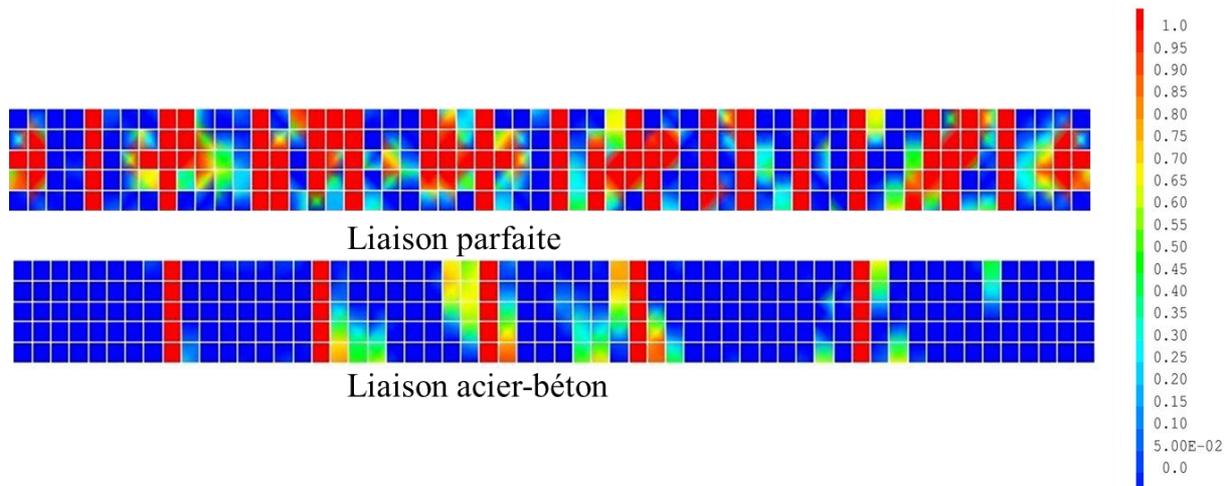


Figure 2.36 Distributions d'endommagement pour la simulation avec l'hypothèse de liaison parfaite et avec le nouveau modèle de liaison acier-béton au déplacement imposé 2mm.

La Figure 2.37 illustre l'évolution du nombre d'itérations en fonction du pas de chargement. Les pics de nombre d'itérations observés correspondent au moment d'apparition de fissures localisées. Par exemple, pour la simulation avec le nouveau modèle de liaison acier-béton, au pas de chargement 29 avec un nombre faible d'itérations, sur la distribution d'endommagement, les fissures ne sont pas encore apparues sur la face externe du tirant. Au pas de chargement suivant, associé à un nombre d'itérations plus important, un endommagement localisé apparaît.

La table 2.8 montre qu'avec le modèle initial, le nombre d'itérations est légèrement plus faible qu'avec le nouveau modèle de liaison (comme dans le cas élastique). Le temps de calcul est lui 1,5 fois plus grande, mettant en évidence la performance de la nouvelle implémentation retenue.

	Nombre d'itérations total	Temps CPU (s)
Modèle initial	4531	1473
Nouveau modèle	5024	1083
Liaison parfaite	1779	421

Table 2.8 Nombre d'itérations et temps de calcul avec le modèle initial, le nouveau modèle de liaison et l'hypothèse de liaison parfaite dans le cas non linéaire.

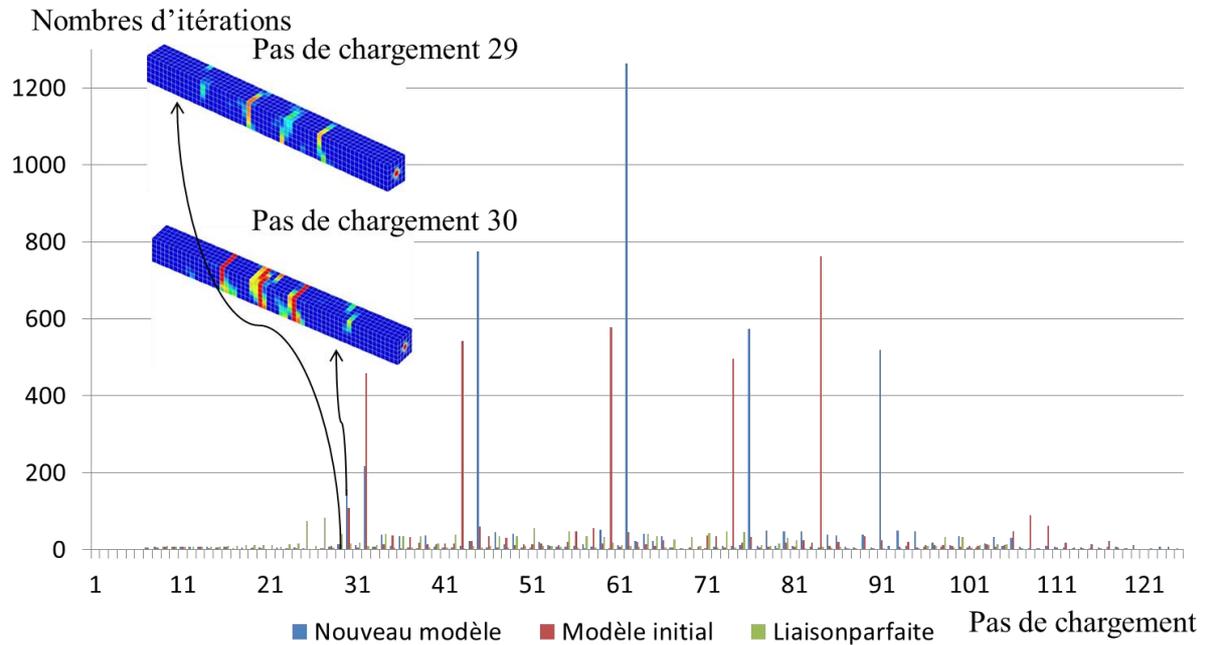


Figure 2.37 Evolution du nombre d'itérations en fonction du pas de chargement.

4.2. Simulations non-linéaires sur une poutre en flexion quatre points

Pour tester la performance du modèle dans un cas plus représentatif des structures classiquement rencontrées, une poutre en flexion quatre points est choisie. Elle présente l'avantage d'avoir déjà été testée dans le cadre des travaux de Torre-Casanova (2012) et Jason et al. (2013).

4.2.1. Présentation de la simulation

La géométrie de l'essai est présentée dans la figure 2.38. Pour simplifier la simulation, seul un quart de la poutre est représenté (symétries dans la longueur et l'épaisseur). Le béton est maillé à l'aide d'éléments cubiques et l'acier à l'aide d'éléments barre. Les extrémités des barres d'acier sont accrochées parfaitement au béton (liaison parfaite) pour représenter l'ancrage (figure 2.39).

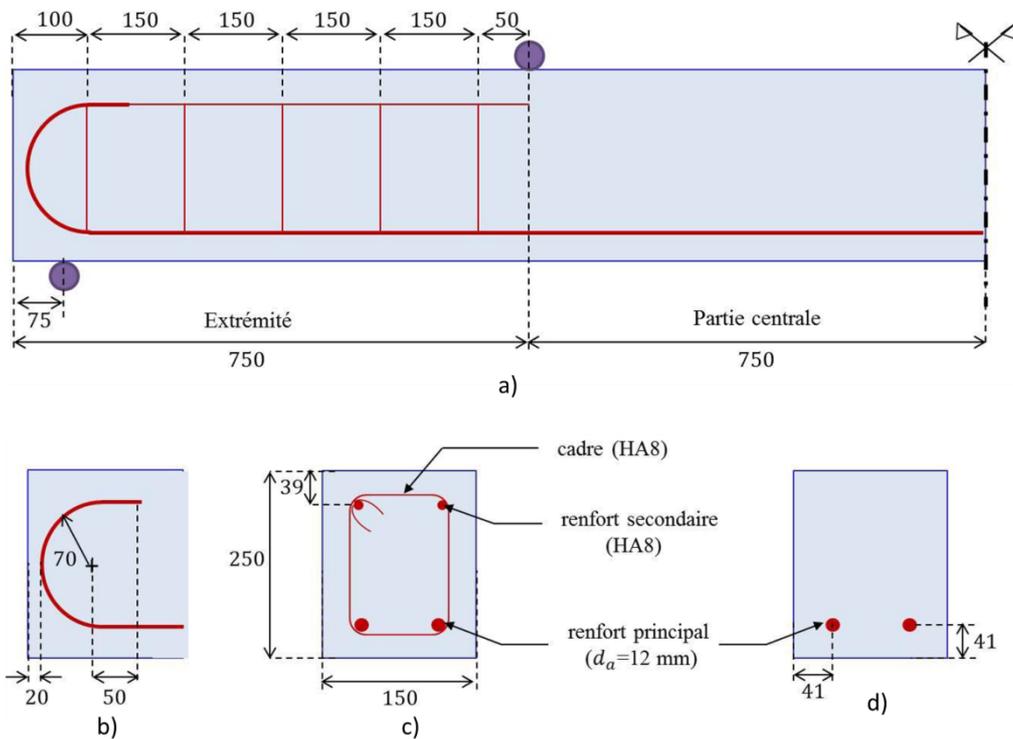


Figure 2.38 Dimension de la poutre a) demi-longueur b) ancrage c) section à l'extrémité d) section droite de la partie centrale (Torre-Casanova, 2012). Distances en mm.

Pour les conditions aux limites, un déplacement normal nul est considéré sur les deux faces de symétrie. Une ligne d'appui est introduite sur laquelle les déplacements verticaux sont bloqués. Enfin, une ligne de chargement est considérée sur laquelle un déplacement croissant est imposé (figure 2.40).

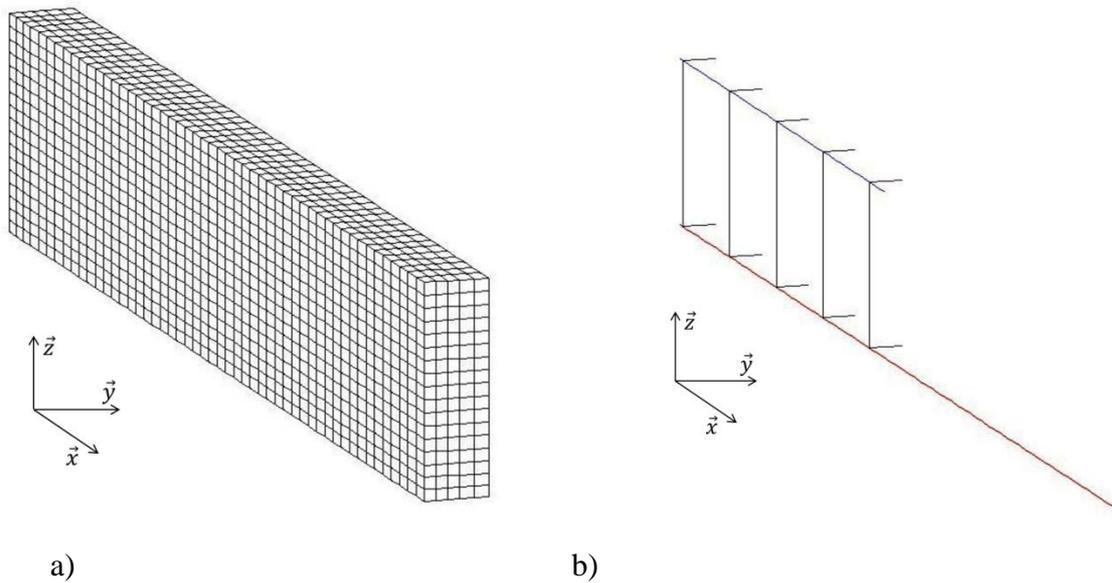


Figure 2.39 a) maillage du béton et b) maillage des aciers.

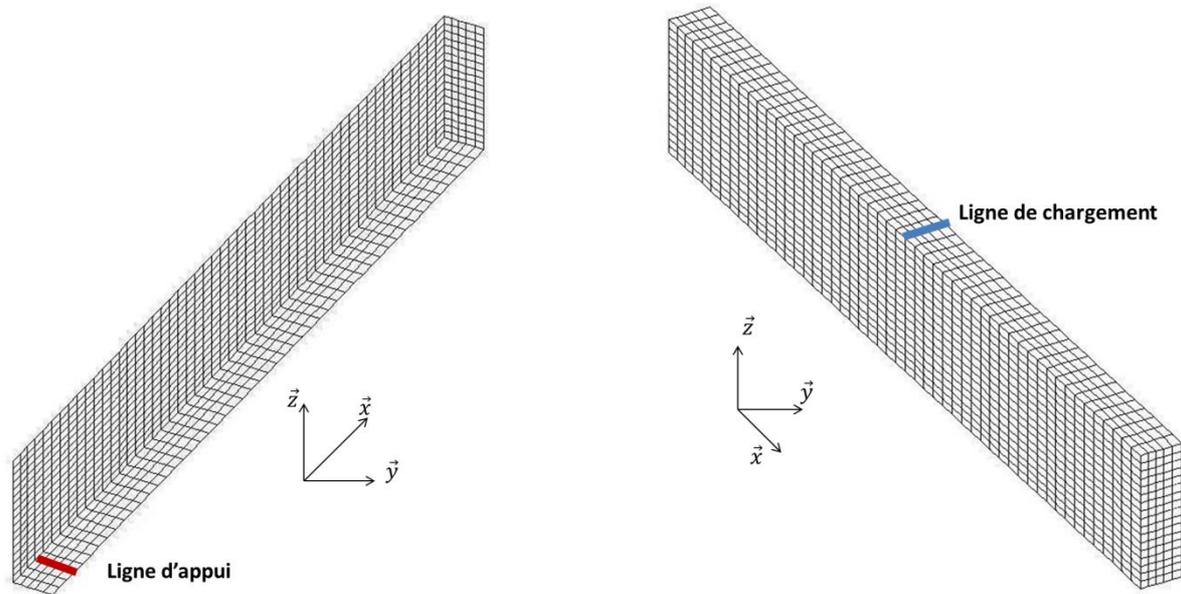


Figure 2.40 Conditions aux limites sur le béton.

Pour les aciers, les renforts transversaux et longitudinaux en compression sont considérés comme parfaitement accrochés au béton. Les aciers tendus sont associés soit au modèle de liaison acier-béton développé, soit au modèle de liaison acier-béton initial, soit à une hypothèse de liaison parfaite (figure 2.41)

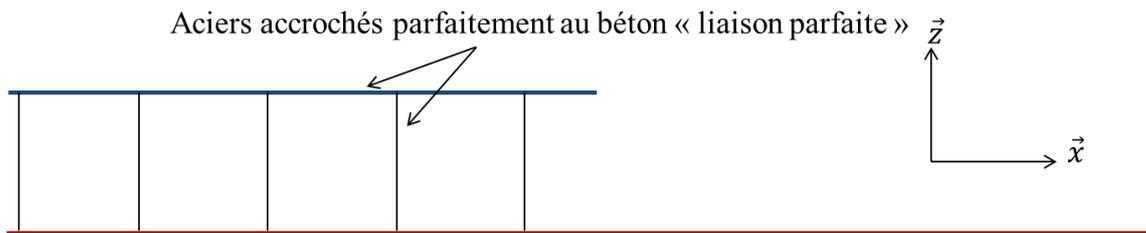


Figure 2.41 Conditions aux limites sur les aciers.

Le béton suit un modèle d'endommagement identique à celui retenu précédemment pour le tirant. Les aciers suivent un modèle élastique plastique à écrouissage linéaire. Une distribution aléatoire de la déformation seuil d'endommagement est considérée de manière à localiser la dégradation mécanique. Les paramètres des modèles sont donnés dans (Torre-Casanova, 2012) et ne seront pas présentés ici.

4.2.2. Comparaison des simulations

On compare ici les simulations avec le modèle de liaison acier-béton initial, le nouveau modèle développé et la liaison parfaite.

La figure 2.42 montre que l'évolution de la force globale en fonction de la flèche au centre de la poutre donne un résultat comparable entre la simulation avec le nouveau modèle de liaison, le modèle initial et avec l'hypothèse de liaison parfaite.

La comparaison est ensuite réalisée sur le nombre d'itérations et les temps de calcul entre le nouveau modèle, le modèle initial et l'hypothèse de liaison parfaite. Contrairement au cas du tirant, la simulation avec le nouveau modèle de liaison conduit à un nombre d'itérations plus faible par rapport au modèle initial. En termes de temps de calcul, un gain d'un facteur 1.75 est obtenu, montrant l'efficacité de la nouvelle implémentation (table 2.9). La simulation avec l'hypothèse de liaison parfaite reste toujours la plus rapide, le principe de résolution étant différent (relations cinématiques contre introduction d'un nouveau modèle associé à de nouveaux degrés de liberté).

On valide donc une nouvelle fois la pertinence des nouveaux développements et les gains en temps de calcul obtenus.

	Nombre d'itération totale	Temps CPU (s)
Modèle initial	16562	105534
Nouveau modèle	12442	60026
Liaison parfaite	2476	12565

Table 2.9 Nombre d'itérations et temps de calcul avec le modèle de liaison initial, le nouveau modèle et avec l'hypothèse de liaison parfaite.

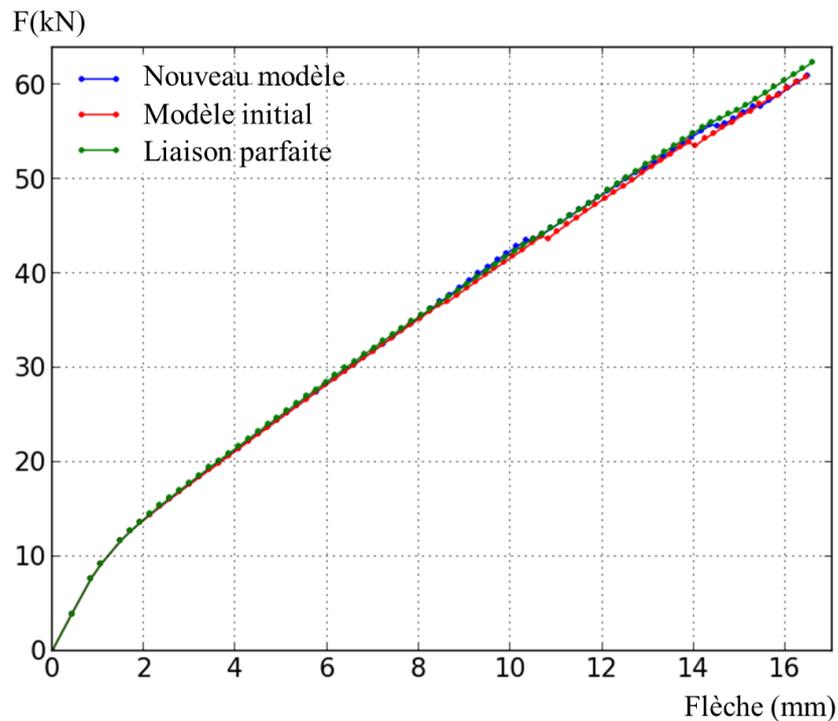


Figure 2.42 Evolution de la force en fonction de la flèche avec la simulation du nouveau modèle, du modèle initial et avec l'hypothèse de liaison parfaite.

5. Conclusions

Dans ce chapitre, trois parties ont été abordées : une étude bibliographique, le développement d'un nouveau modèle et sa vérification sur deux exemples d'applications.

L'analyse bibliographique a montré que plusieurs modèles numériques ont été proposés pour intégrer le phénomène physique de la liaison acier-béton dans la simulation afin de prendre en compte son influence sur la réponse globale et sur la caractérisation de la fissure. Si ces modèles sont généralement efficaces, ils sont difficilement applicables au calcul des structures de grandes dimensions. C'est pour cette raison qu'une hypothèse de liaison parfaite (déplacements identiques de l'acier et du béton) est encore fréquemment utilisée. Un nouveau modèle a donc été proposé.

Ce modèle a été développé afin de prendre en compte le phénomène physique de la liaison tout en restant adapté aux calculs des structures de grandes dimensions. L'acier est modélisé à l'aide d'éléments unidimensionnels et le béton à l'aide d'éléments cubiques en 3D. Il a été implémenté dans le code élément fini Cast3M (2015). Ce modèle repose sur le modèle initial développé dans la cadre de la thèse d'A. Torre-Casanova (2012).

L'implémentation du nouveau modèle de liaison a été vérifiée par une comparaison avec la solution analytique sur un tirant simplifié dans le cas de matériaux et d'une loi de liaison linéaires. Le modèle est capable de reproduire les effets de la liaison avec un transfert de contraintes entre l'acier et le béton pendant le chargement. Un bon accord est observé sur la contrainte dans l'acier et sur le glissement entre la solution analytique et la simulation.

Des études sur la performance du nouveau modèle en termes de temps de calcul ont enfin été menées sur deux applications (tirant et poutre). Les temps de calcul obtenus sont systématiquement améliorés par rapport au modèle initial, montrant l'efficacité de la nouvelle implémentation (avec un nombre d'itérations total supérieur ou inférieur).

Le modèle doit à présent être validé par comparaison avec des résultats expérimentaux et son utilisation maîtrisée. C'est l'objectif du prochain chapitre.

Chapitre 3

Validation du modèle de liaison acier-béton et études paramétriques

“It doesn't matter how beautiful your theory is, it doesn't matter how smart you are. If it doesn't agree with experiment, it's wrong.” Richard Feynman

Table de matière

1.	Validation du modèle de liaison acier-béton sur un tirant expérimental.....	43
1.1.	Présentation du tirant.....	43
1.2.	Résultats sur le tirant simulé avec le modèle de liaison acier-béton.....	44
1.3.	Discussion sur l'effet de la liaison.....	48
2.	Etudes paramétriques.....	51
2.1.	Effet des tirages aléatoires du seuil d'apparition de l'endommagement.....	51
2.1.1.	Présentation des tirages aléatoires.....	51
2.1.2.	Résultats des simulations.....	51
2.2.	Effet du maillage de l'acier.....	58
2.2.1.	Présentation des études.....	58
2.2.2.	Résultats des simulations.....	59
2.3.	Effet du maillage du béton.....	64
2.3.1.	Présentations des études.....	64
2.3.2.	Résultats des simulations.....	65
2.4.	Effet de la position de l'acier par rapport aux mailles du béton.....	69
2.4.1.	Présentations des études.....	69
2.4.2.	Résultats des simulations.....	70
3.	Conclusions.....	75

1. Validation du modèle de liaison acier-béton sur un tirant expérimental

Une vérification par comparaison avec une solution analytique a été menée dans le chapitre précédent, permettant de valider la bonne implémentation du modèle. On se propose ici de valider la représentativité des développements réalisés. Pour cela, une comparaison avec les résultats expérimentaux sur un tirant est réalisée.

1.1. Présentation du tirant

Le tirant a été expérimentalement étudié dans (Farra et al., 1995). Il a la même géométrie que le tirant étudié dans le chapitre précédent. Le maillage correspond à la version de la section 4.2.1 du chapitre précédent (cas de la simulation entièrement non linéaire). Les lois de comportement pour les matériaux et la liaison, ainsi que les paramètres associés, restent également identiques.

1.2. Résultats sur le tirant simulé avec le modèle de liaison acier-béton

La Figure 3.1 montre l'évolution de la contrainte dans l'acier à l'extrémité du tirant (rapport force appliquée sur section de l'acier) en fonction de la déformation moyenne dans le béton. La déformation moyenne dans le béton est calculée à partir du déplacement relatif sur une longueur L , égale à 1m, au centre du tirant.

Sur cette figure, trois zones sont observées expérimentalement et numériquement : un régime linéaire (zone I sur la figure) dans laquelle acier et béton restent élastiques, une zone de fissuration active (zone II sur la figure) dans laquelle le nombre de zones endommagées (« fissure ») évolue et la zone de fissuration établie où le nombre de fissures se stabilise et n'évolue donc plus (zone III sur la figure). Les décharges observées avec la simulation et l'expérience correspondent aux instants d'apparition des fissures. L'amplitude des décharges est liée selon Farra et al. (1995) au dispositif expérimental. Sous ces conditions, elle n'est pas reproduite par la simulation (le dispositif expérimental n'étant pas et ne pouvant pas être modélisé dans la simulation proposée).

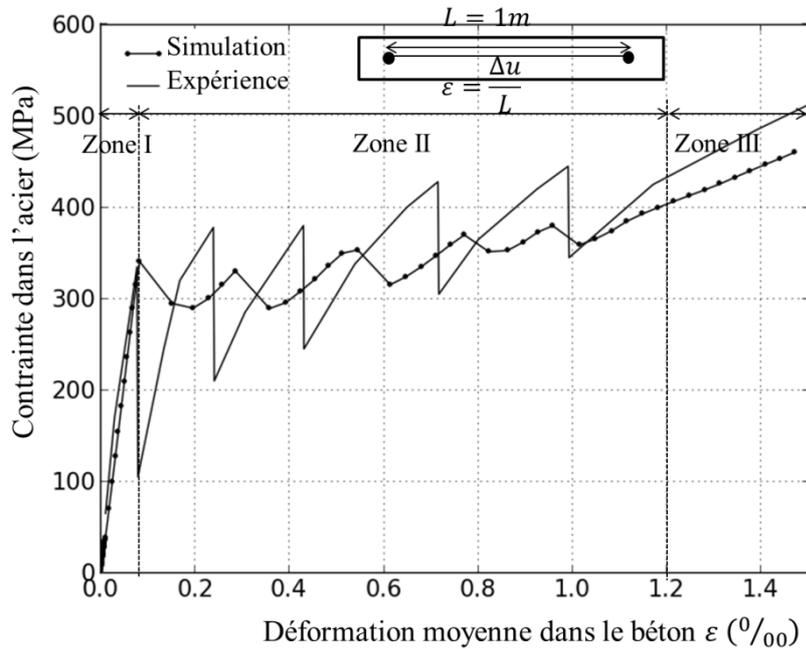


Figure 3.1 Evolution de la contrainte dans l'acier en fonction de la déformation moyenne dans le béton. Modèle de liaison acier-béton développé et expérience

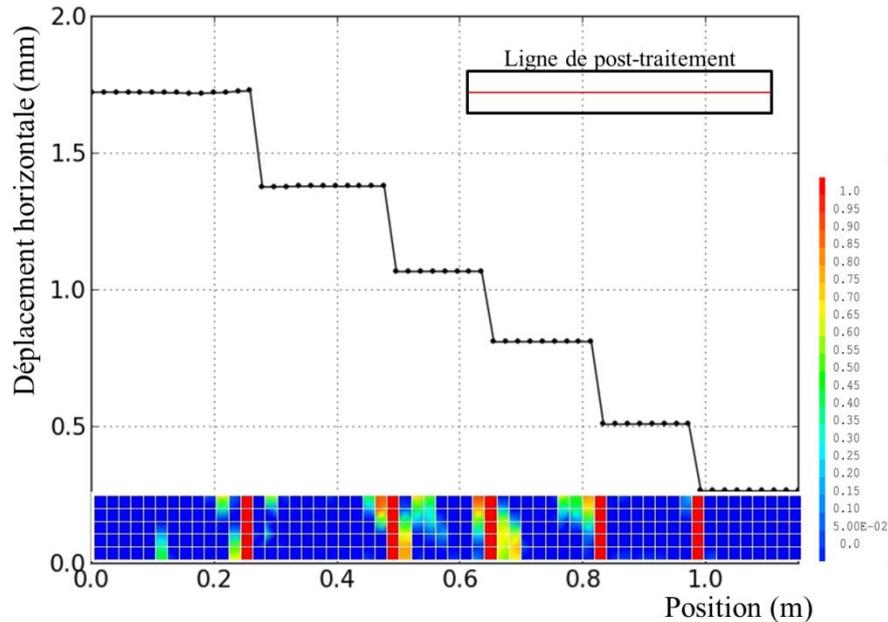


Figure 3.2 Evolution du déplacement axial et distribution de l'endommagement le long du tirant à la fin du chargement.

Les moments d'apparition des fissures sont étroitement liés à la distribution spatiale du seuil d'apparition de l'endommagement. Sous ces conditions, il paraît là encore délicat d'obtenir une parfaite reproduction de l'essai, dans la mesure où la distribution expérimentale ne peut être connue. Cela explique les écarts observés sur les moments d'apparition entre essai et simulation.

L'ouverture de fissure est ensuite calculée à partir de l'évolution du déplacement axial (figure 3.2). Cela permet de localiser plus précisément les fissures par rapport à la simple distribution de l'endommagement. Arbitrairement, une fissure n'est considérée ouverte qu'à partir d'une ouverture de $50\mu\text{m}$.

La simulation prédit correctement le nombre de fissures (cinq fissures). La Figure 3.3 montre l'évolution de l'ouverture moyenne de fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton. L'ouverture moyenne simulée est en accord avec l'expérience, notamment dans la phase de fissuration établie. Les principales différences observées sont dues, comme dans le cas du moment d'apparition des décharges, à la distribution aléatoire retenue pour la déformation seuil d'endommagement.

La figure 3.4 montre l'évolution de l'ouverture de chaque fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton. Dans la simulation et l'expérience, l'apparition d'une nouvelle fissure correspond à la diminution de l'ouverture des fissures existantes.

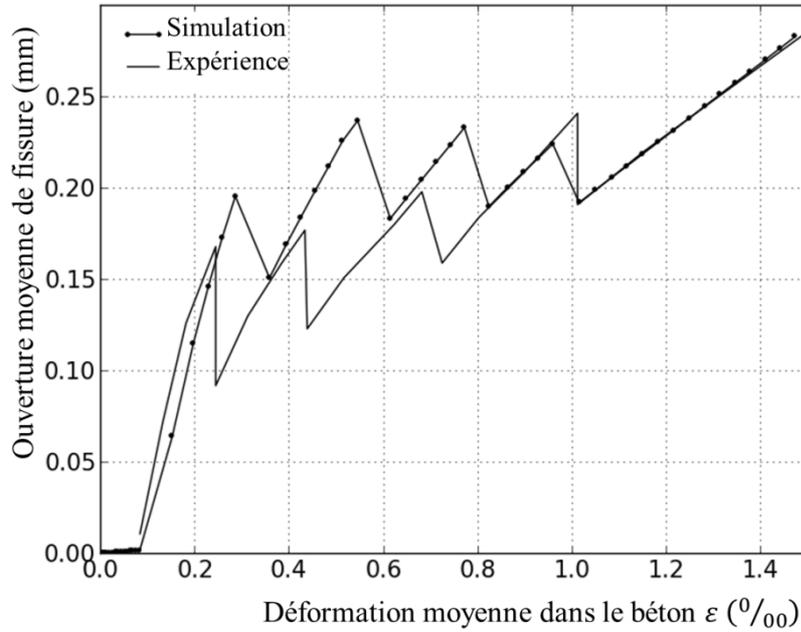


Figure 3.3 Evolution de l'ouverture moyenne de fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton. Comparaison entre la simulation et l'expérience.

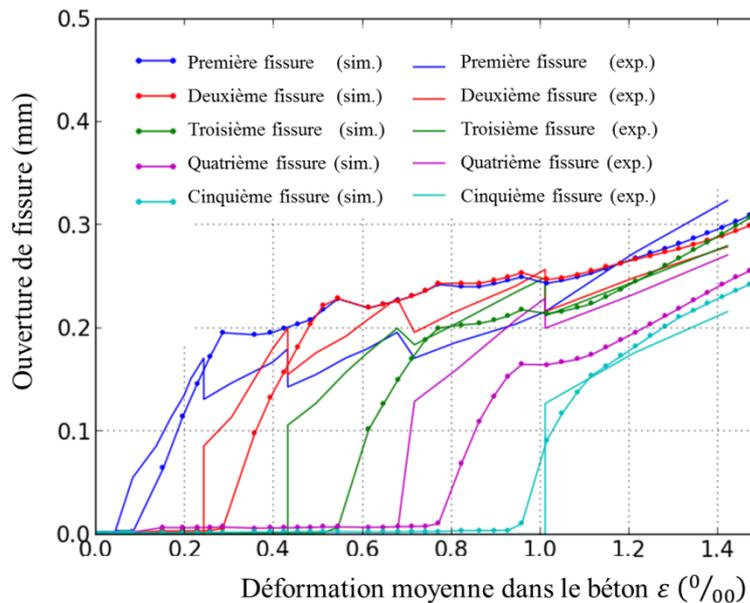


Figure 3.4 Evolution de chaque ouverture de fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton. Comparaison entre l'expérience (courbes en pointillé) et la simulation (courbes continues).

La simulation avec le modèle de liaison permet de déterminer les glissements à l'interface acier-béton le long de l'acier. A la déformation moyenne dans le béton $\varepsilon = 0,08$ (‰), la résistance en traction du béton atteint sa limite. La fissure n'est pas encore apparue. Au pas de chargement suivant, qui correspond à la première décharge, un changement dans le signe du glissement apparaît. Il est positionné à l'emplacement de la fissure (figure 3.5). A la fin du chargement, le changement de signe du glissement permet de localiser correctement la position de chaque fissure, comme précédemment avec la distribution du déplacement axial (figure 3.6).

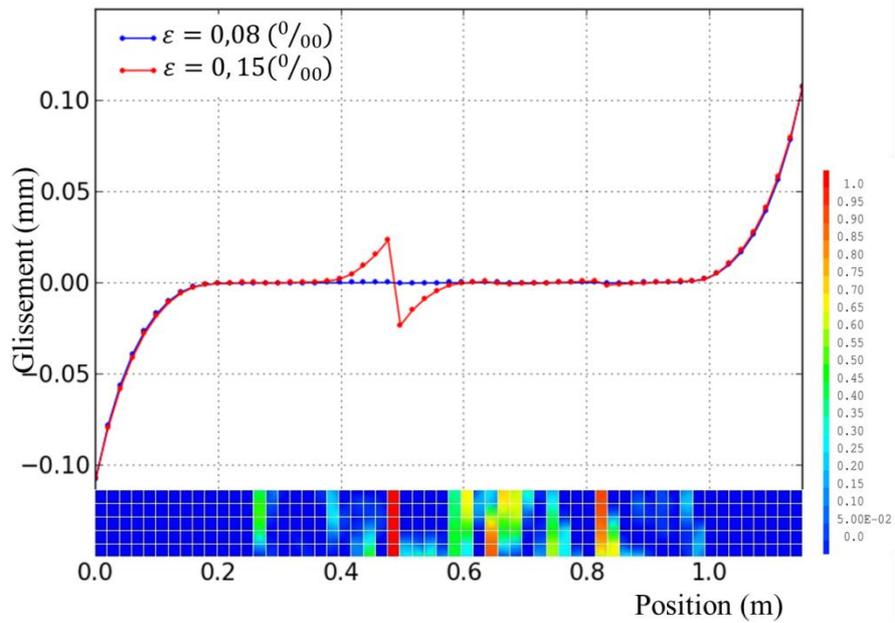


Figure 3.5 Evolution du glissement le long du tirant pour deux valeurs de la déformation moyenne dans le béton ($\varepsilon = 0,08$ (‰) et $\varepsilon = 0,15$ (‰)).

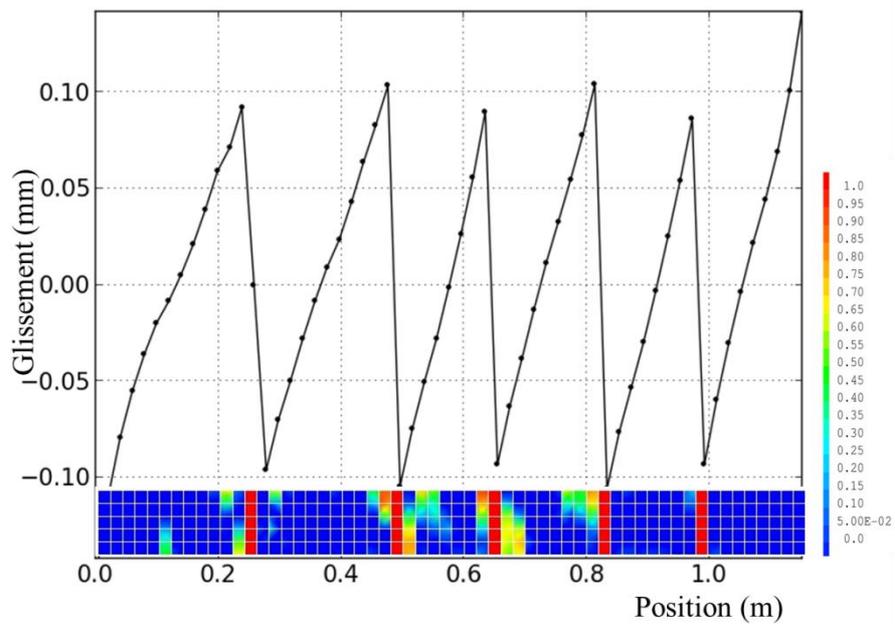


Figure 3.6 Evolution du glissement le long du tirant à la fin du chargement.

1.2 Discussion sur l'effet de la liaison

Dans cette section, les effets de la liaison sont discutés. Pour cela, on compare les résultats de la simulation précédente avec la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite. Pour rappel, la liaison « parfaite » suppose l'égalité des déplacements entre l'acier et le béton qui le contient (pas de glissement). La simulation du tirant avec une liaison parfaite est donc réalisée.

La Figure 3.7 montre l'évolution de la contrainte dans l'acier à l'extrémité du tirant en fonction de la déformation moyenne dans le béton. La courbe correspondant à la liaison parfaite est plus lisse. Dans ce cas, la simulation reproduit donc l'enveloppe du comportement global. Le changement marqué de régime (amorçage de la zone II) se produit au même niveau dans les deux simulations. Le même comportement est également simulé en fin de chargement (zone de fissuration établie).

La Figure 3.8 montre l'évolution de l'ouverture moyenne de fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton. En comparant avec la courbe expérimentale, l'ouverture de fissure moyenne est sous-estimée lorsque l'hypothèse de liaison parfaite est choisie.

Pour un même niveau de chargement, l'ouverture moyenne est plus petite avec la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite. Ceci peut être expliqué par l'apparition simultanée de plusieurs fissures en début de chargement avec l'hypothèse de liaison parfaite (figure 3.9). Le nombre de fissures devenant plus grand, l'ouverture moyenne est par conséquent plus petite. A la fin du chargement, six fissures sont observées pour le modèle avec liaison parfaite contre cinq pour le modèle de liaison ou l'expérience.

La figure 3.10 illustre la distribution de l'endommagement sur le tirant avec l'hypothèse de liaison parfaite (figure a) et avec le modèle de liaison développé (figure b). Elle montre qu'avec l'hypothèse de liaison parfaite, de nombreuses zones endommagées sont observées. De plus, un fort endommagement est obtenu à l'extrémité du tirant témoignant d'une localisation forte de la dégradation mécanique. Au contraire, avec le modèle de liaison acier-béton développé, l'endommagement est plus localisé à l'emplacement de chaque fissure traversante. A l'extrémité, l'endommagement est concentré sur une zone beaucoup moins étendue. En ce sens, on peut conclure que le modèle de liaison acier-béton développé reproduit plus fidèlement le comportement expérimental.

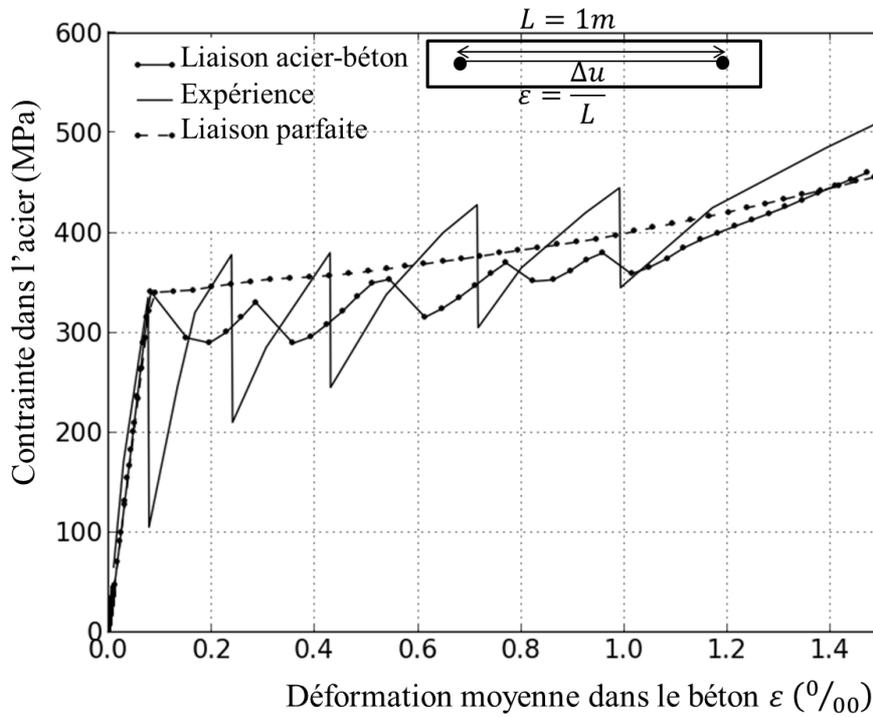


Figure 3.7 Evolution de la contrainte dans l'acier en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec le modèle de liaison acier-béton, avec l'hypothèse de liaison parfaite et l'expérience.

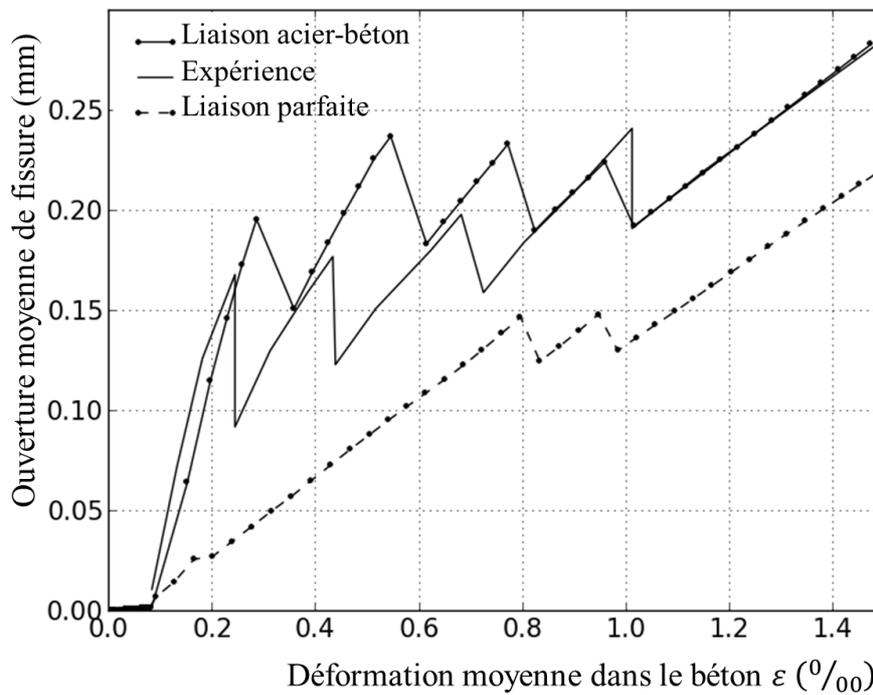


Figure 3.8 Evolution de l'ouverture moyenne de fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec le modèle de liaison acier-béton, avec l'hypothèse de liaison parfaite et l'expérience.

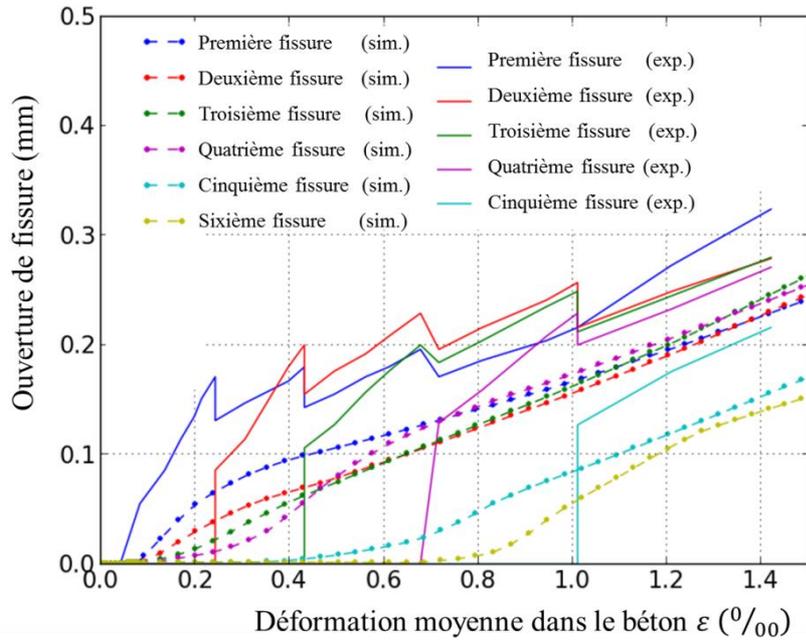


Figure 3.9 Evolution de l'ouverture de chaque fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite. Comparaison avec l'expérience.

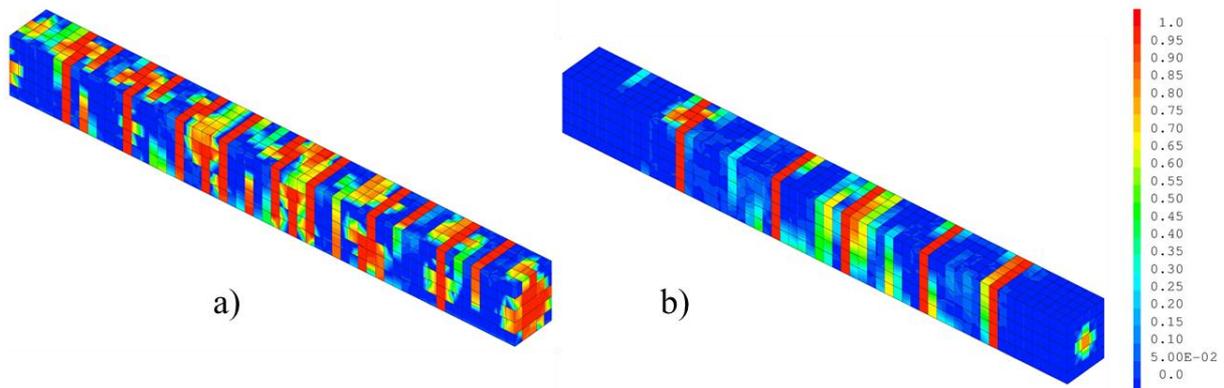


Figure 3.10 Distribution de l'endommagement dans le tirant à la fin du chargement avec la simulation a) utilisant l'hypothèse de liaison parfaite et b) avec le modèle de liaison.

Cette étude valide donc quantitativement la capacité à reproduire le comportement expérimental d'un tirant en béton armé. Elle permet également de mettre en évidence les améliorations par rapport à l'hypothèse classique d'une liaison parfaite entre les deux matériaux.

2. Etudes paramétriques

Afin d'expertiser le modèle de liaison acier-béton et de quantifier son influence sur les caractéristiques des fissures, des études paramétriques concernant les caractéristiques des matériaux (distribution aléatoire du seuil d'apparition de l'endommagement), le maillage de l'acier, le maillage du béton et la position du nœud de l'acier par rapport au nœud du béton ont été menées dans ce chapitre.

Le tirant de référence a la géométrie, les paramètres de matériaux (table 3.1 et table 3.2) et la loi d'adhérence identique à celui de la section précédente (table 3.3).

Module de Young	Coefficient de Poisson	Limite élastique	Pente d'écrouissage
E_s (GPa)	ν_s	σ_s^e (MPa)	E_h (MPa)
200	0,3	500	3245

Table 3.1 Paramètres de l'acier

Module de Young	Coefficient de Poisson	Résistance en traction	Résistance en compression
E_c (GPa)	ν_c	f_t (MPa)	f_c (MPa)
30,4	0,2	2,6	56,9

Table 3.2 Paramètres du béton

Contrainte d'adhérence (MPa)	2	20,8	2	2
Glissement (mm)	0,002	0,85	15	16
Pente (Pa/m)	10^{12}	$2,2 \cdot 10^{10}$	$-1,3 \cdot 10^9$	0

Table 3.3 Paramètres de la loi d'adhérence

Les études sont divisées en quatre parties : effet des tirages aléatoires, effet du maillage de l'acier, effet du maillage du béton et effet de la position du nœud de l'acier par rapport à la maille de béton. Dans chaque partie, des simulations avec liaison acier-béton et liaison parfaite sont effectuées pour observer la stabilité des résultats sur chaque cas d'études et pour mettre en évidence l'importance de l'utilisation du modèle de liaison acier-béton par rapport à l'hypothèse de liaison parfaite.

2.1. Effet des tirages aléatoires du seuil d'apparition de l'endommagement

2.1.1. Présentation des tirages aléatoires

Les caractéristiques du béton de la section précédente sont conservées. Seule la distribution aléatoire du seuil d'apparition de l'endommagement est modifiée. Trois tirages aléatoires sont effectués avec une loi Gaussienne de moyenne égale au rapport de la résistance en traction du béton sur le module d'Young du béton (seuil d'apparition de l'endommagement (ε_c)) et d'écart type 5%. La covariance est fonction de la longueur de corrélation constante dans les trois directions ($l_c = 1,5l_{e,b}$, $l_{e,b}$ la taille de l'élément du béton). Le premier tirage (tirage a) représente le tirage de référence (identique à celui de la section précédente). Les trois distributions sont notamment différentes le long de l'acier (figure 3.11).

A partir de ces distributions, des simulations avec le modèle de liaison et avec l'hypothèse de liaison parfaite sont réalisées. Pour chaque tirage, les réponses globales et les réponses locales (ouvertures de fissures) sont comparées pour observer l'influence de la prise en compte de l'hétérogénéité du béton.

2.1.2. Résultats des simulations

Dans un premier temps, les comparaisons des réponses globales sont effectuées (figure 3.12). Les comportements globaux ne sont pas significativement influencés par la distribution aléatoire de la variable choisie. On note néanmoins, pour la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton, que les pics de décharge, liés à l'apparition de nouvelles zones endommagées localisées, changent d'une distribution aléatoire à l'autre. Cela confirme que la position des fissures est influencée par la distribution aléatoire du seuil d'apparition de l'endommagement, comme cela avait été évoqué lors de la comparaison expérimentale.

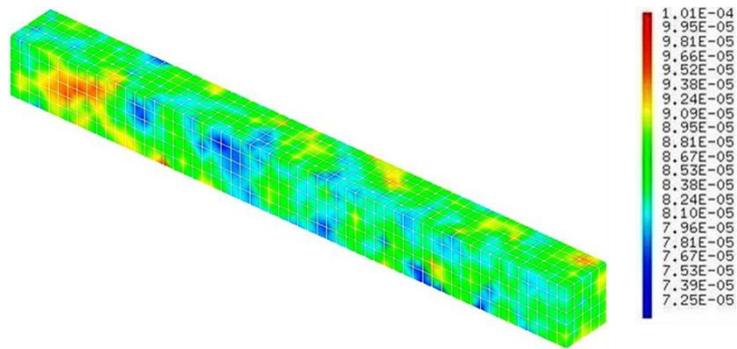
Au niveau local, en termes d'ouvertures de fissure, le nombre de fissures obtenu avec la simulation utilisant le modèle de liaison est constant (cinq fissures) à la fin du chargement. Les positions de chaque fissure sont également proches (figure 3.13). Une variabilité dans la position et l'ordre de l'apparition de fissure est tout de même observée. Cela est liée à la repartition de la contraintes dans le béton le long du tirant au cours de la phase élastique (Casanova, 2012). La première fissure apparaît à l'endroit où le seuil d'apparition de l'endommagement est le plus faible dans la zone de contrainte maximale dans le béton (centre du tirant). Cette position est donc variable en fonction de la simulation. Cette variabilité est pourtant très faible car les espacements minimum, maximum, et moyen sont très comparables d'un tirant à l'autre (table 3.4).

A la fin du chargement	Espacement minimum (cm)	Espacement maximum (cm)	Espacement moyen (cm)
Tirage a	16	24	18
Tirage b	14	20	17
Tirage c	12	22	18

Table 3.4 Espacement minimum, maximum et moyen du tirant pour les trois tirages (a, b, et c) avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton.

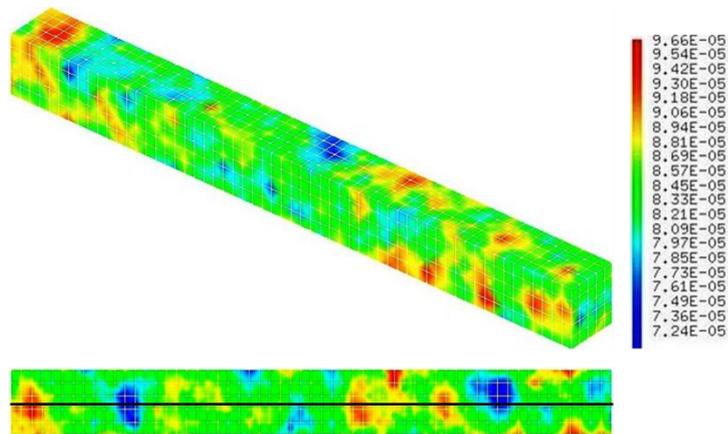
En termes d'ouverture moyenne de fissure (figure 3.14), en phase de fissuration, les résultats varient peu entre les trois tirages et sont identiques en phase de stabilisation de fissuration. La première fissure apparaît au même pas de chargement du fait que le seuil minimum d'apparition de l'endommagement (ε_c) est environs 8.10^{-5} pour les trois tirages ($\varepsilon_{c,1} = 8.37 \cdot 10^{-5}$, $\varepsilon_{c,2} = 7.88 \cdot 10^{-5}$, $\varepsilon_{c,3} = 8.17 \cdot 10^{-5}$ pour le tirage a, b, et c respectivement). La décharge de la première fissure correspond à l'apparition de la seconde. Les moments d'apparition de ces nouvelles fissures varient faiblement d'une distribution à une autre (figure 3.15).

Au niveau local (ouverture de fissures), les profils de fissuration sont en revanche très différents. Le nombre de fissures, les positions des fissures et les ouvertures de fissure varient significativement (figure 3.17, figure 3.18). La figure 3.18 montre que plusieurs fissures apparaissent au même pas de chargement (4 fissures pour le tirage a, 5 fissures pour le tirage b et 7 fissures pour le tirage c). A la fin du chargement, respectivement 6, 8, et 7 fissures sont apparues. Les ouvertures de chaque fissure sont très variables.



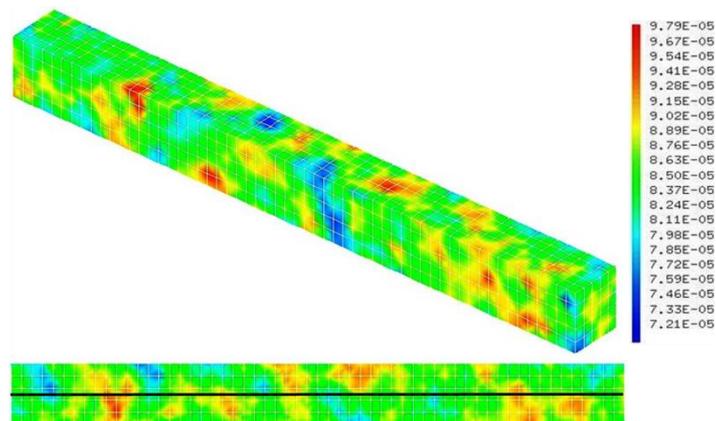
Une coupe au niveau de l'acier

a)



Une coupe au niveau de l'acier

b)



Une coupe au niveau de l'acier

c)

Figure 3.11 Distributions aléatoires du seuil d'apparition de l'endommagement pour les trois tirages (a, b, et c).

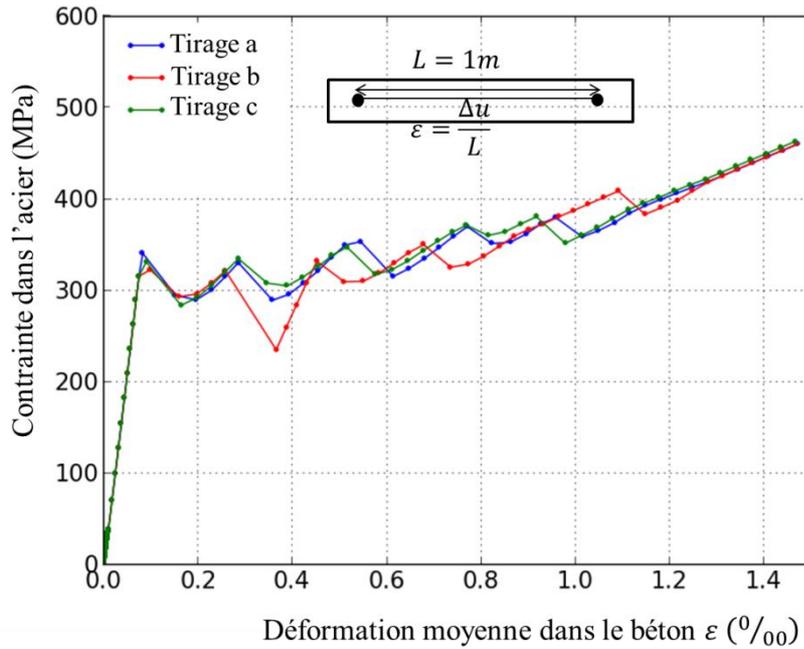


Figure 3.12 Evolution de la contrainte dans l'acier en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton et trois distributions aléatoires du seuil de rupture.

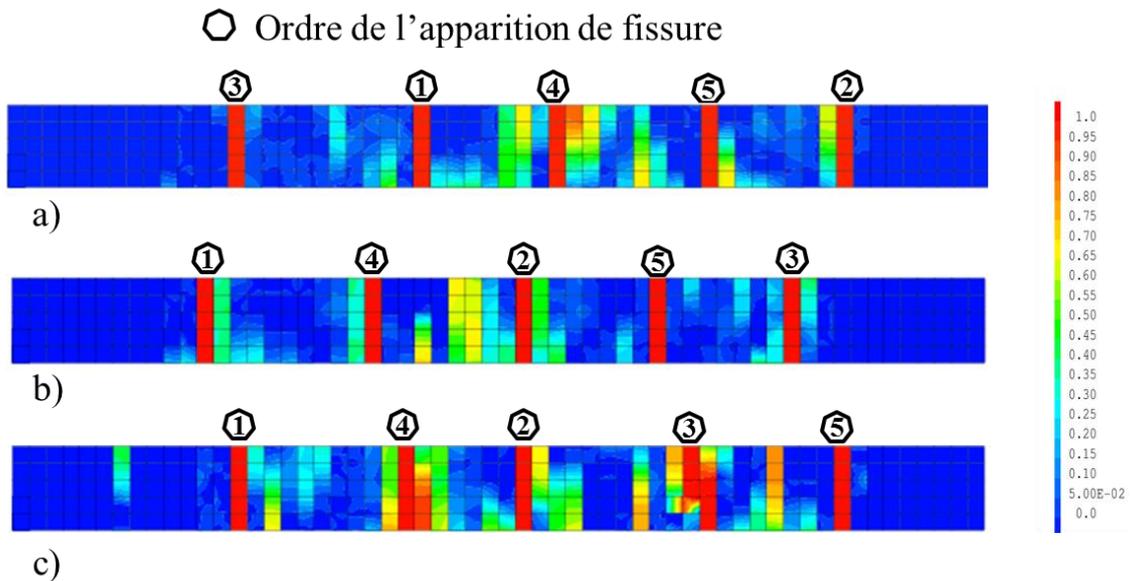


Figure 3.13 Distributions d'endommagement obtenues avec les trois tirages aléatoires du seuil d'apparition de l'endommagement (tirage a, b, et c) à la fin du chargement et avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton.

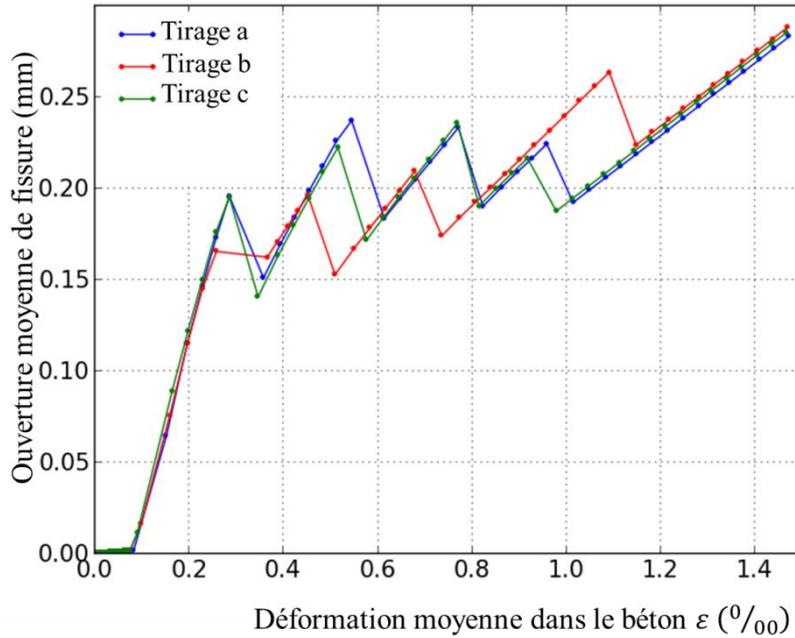


Figure 3.14 Evolution de l'ouverture moyenne de fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton avec les trois tirages (a, b et c).

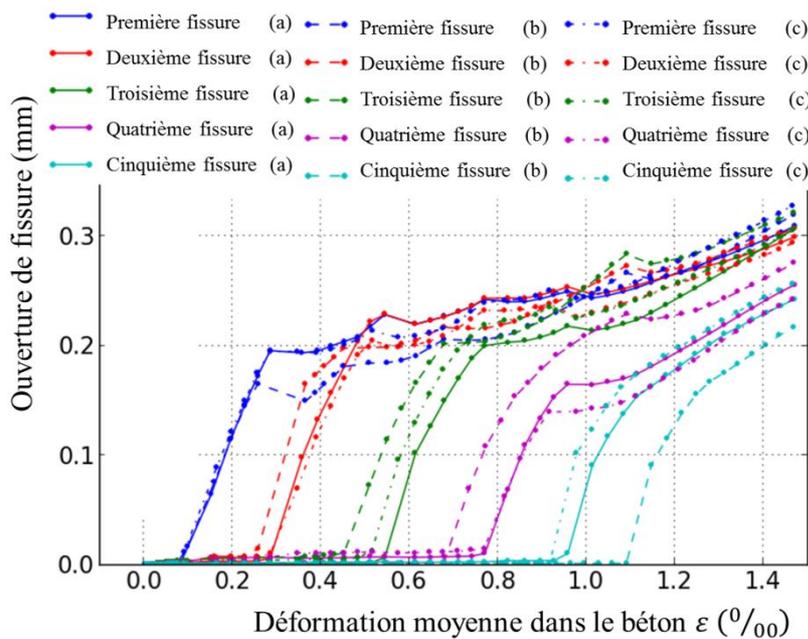


Figure 3.15 Evolution de l'ouverture de chaque fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton. Comparaison entre les trois tirages (a, b et c).

Les comportements des tirants avec ces trois tirages aléatoires sont également simulés en utilisant l'hypothèse de liaison parfaite. En termes de réponses globales, peu de différence est observée (figure 3.16).

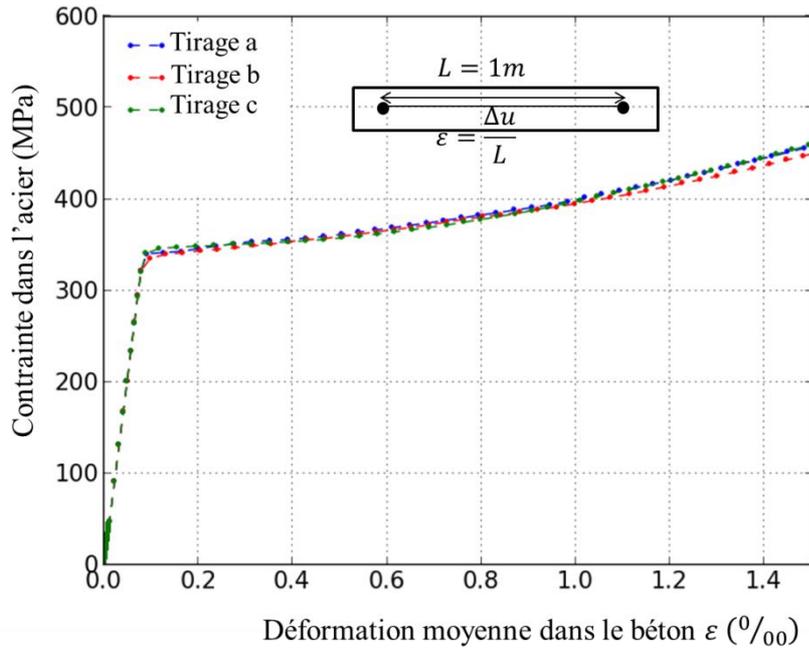


Figure 3.16 Evolution de la contrainte dans l'acier en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite avec les trois tirages (a, b et c).

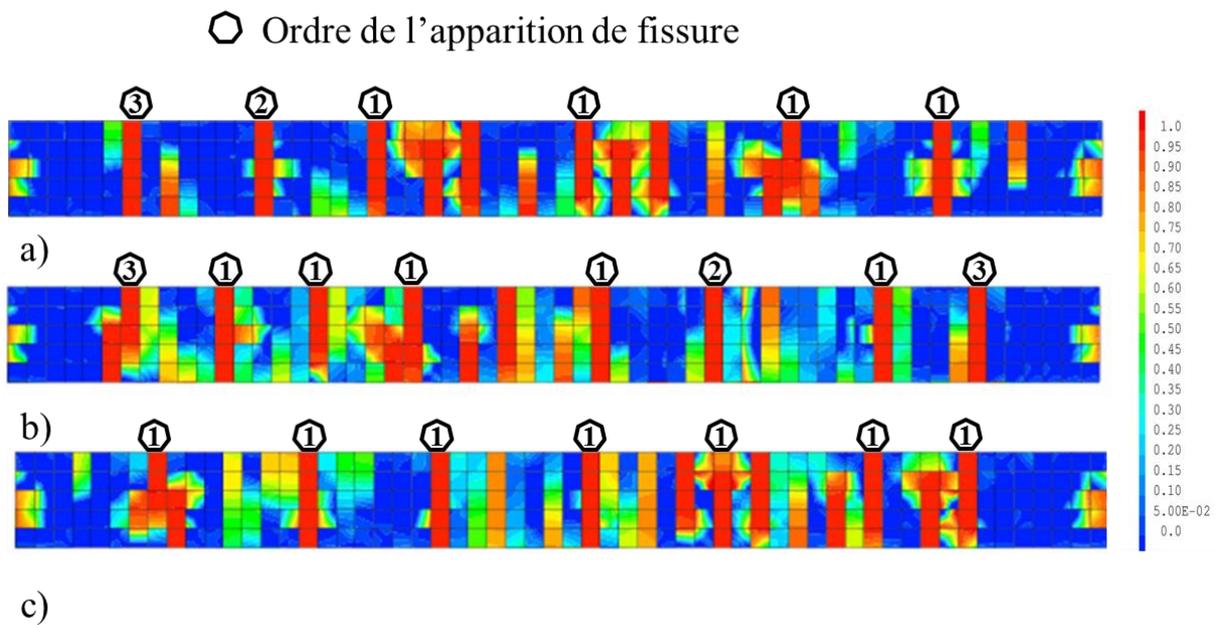


Figure 3.17 Distributions d'endommagement obtenues avec les trois tirages aléatoires du seuil d'apparition de l'endommagement (tirage a, b, et c) à la fin du chargement avec la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite. (Il est noté qu'avec une valeur arbitraire de $50 \mu m$, une fissure s'ouvre.)

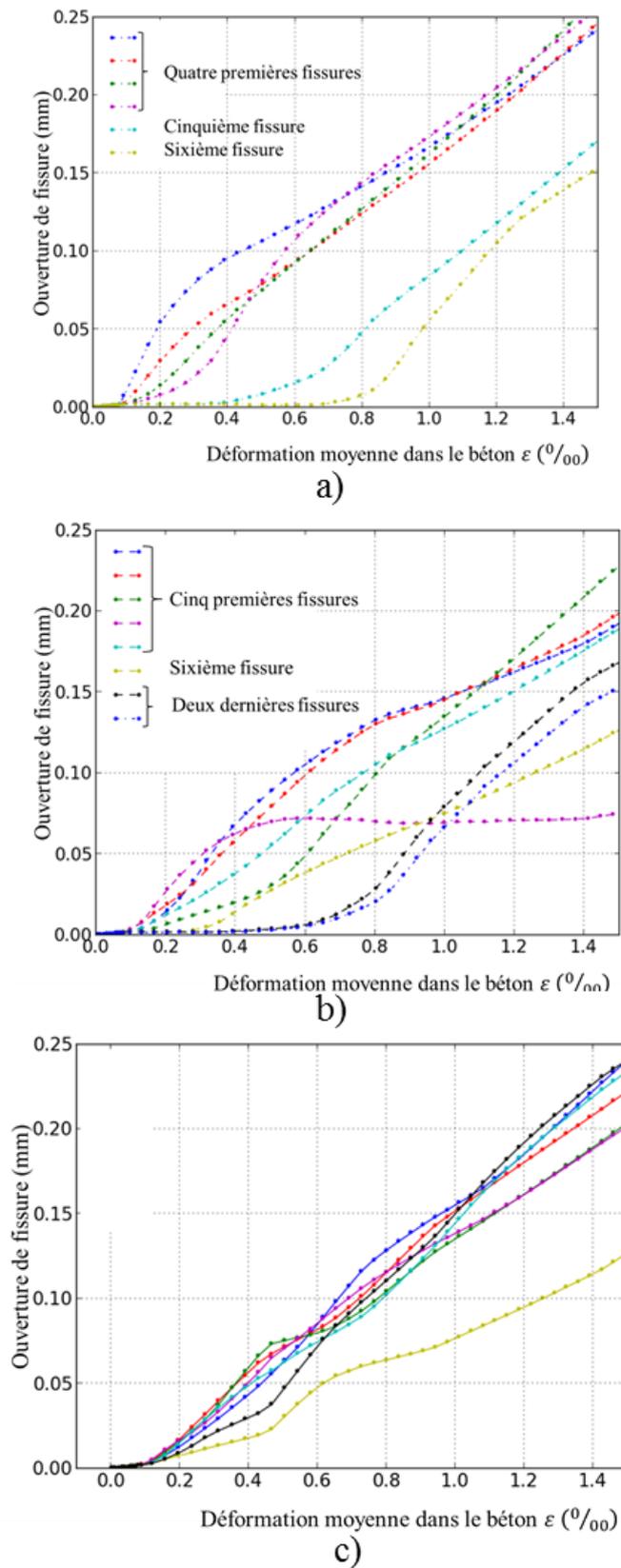


Figure 3.18 Evolution de l'ouverture de chaque fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite. Comparaison entre les trois tirages (a, b et c).

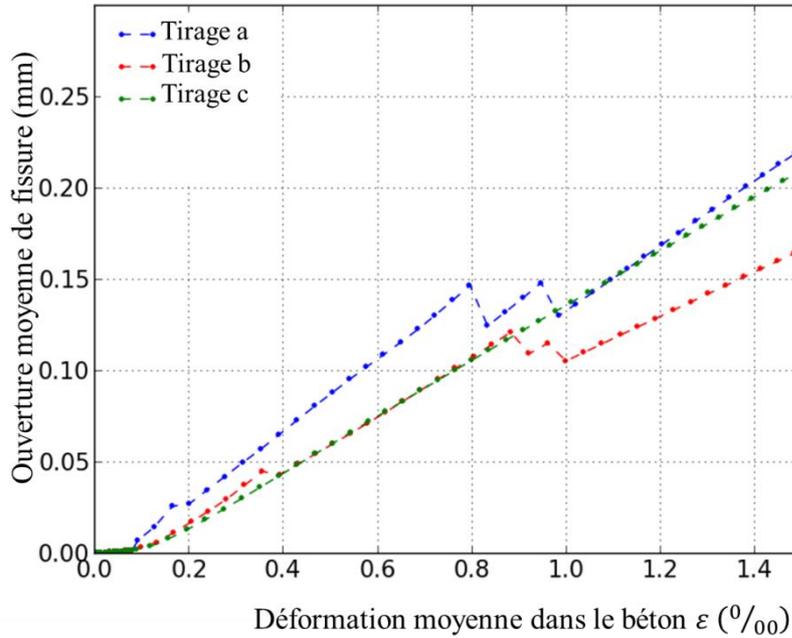


Figure 3.19 Evolution de l'ouverture moyenne de fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite. Comparaison entre les trois tirages (a, b et c).

A la fin du chargement	Nombre de fissures (avec liaison)	Ouverture moyenne de fissure (avec liaison) (mm)	Nombre de fissures (liaison parfaite)	Ouverture moyenne de fissure (liaison parfaite) (mm)
Tirage a	5	0,283	6	0,219
Tirage b	5	0,283	8	0,164
Tirage c	5	0,283	7	0,209

Table 3.5 Nombre de fissures, ouverture moyenne de fissure à la fin du chargement avec le modèle de liaison acier-béton et avec l'hypothèse de liaison parfaite.

La table 3.5 résume les résultats à la fin du chargement concernant le nombre de fissures et l'ouverture moyenne avec les simulations utilisant les deux hypothèses pour la liaison acier-béton. Elle montre que le nombre de fissures et l'ouverture moyenne de fissure en phase de fissuration établie sont identiques avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton et varient significativement avec la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite.

2.2. Effet des maillages de l'acier

2.2.1. Présentation des études

Dans un calcul de structures en béton armé dans lesquels le maillage 3D du béton et le maillage 1D de l'acier peuvent être réalisés indépendamment, la question de la densité du maillage de l'acier par rapport à celle du maillage du béton peut être posée. Dans cette partie, on vise à évaluer l'influence de la densité du maillage des aciers.

La géométrie, les paramètres des matériaux et la loi d'adhérence sont conservés comme dans la section 1. La distribution aléatoire du seuil d'apparition de l'endommagement est celle de référence (tirage a dans la section précédente). Le maillage du béton est identique à la section précédente. Les nœuds d'acier sont situés au centre de la section de béton et quatre

configurations sont considérées (nombre et position des nœuds d'acier dans la direction longitudinale variables): densité de maillage de l'acier identique à celle du béton (maillage a) (configuration de référence), deux éléments d'acier dans un élément de béton (densité deux fois plus faible - maillage b), un nœud de l'acier dans un élément du béton (densité identique et nœuds décalés - maillage c) et un élément de l'acier tous les deux éléments du béton (densité deux fois plus grande - maillage d) (figure 3.20). Dans un premier temps, les simulations avec le modèle de liaison acier-béton sont effectuées pour le maillage a, b, c et d.

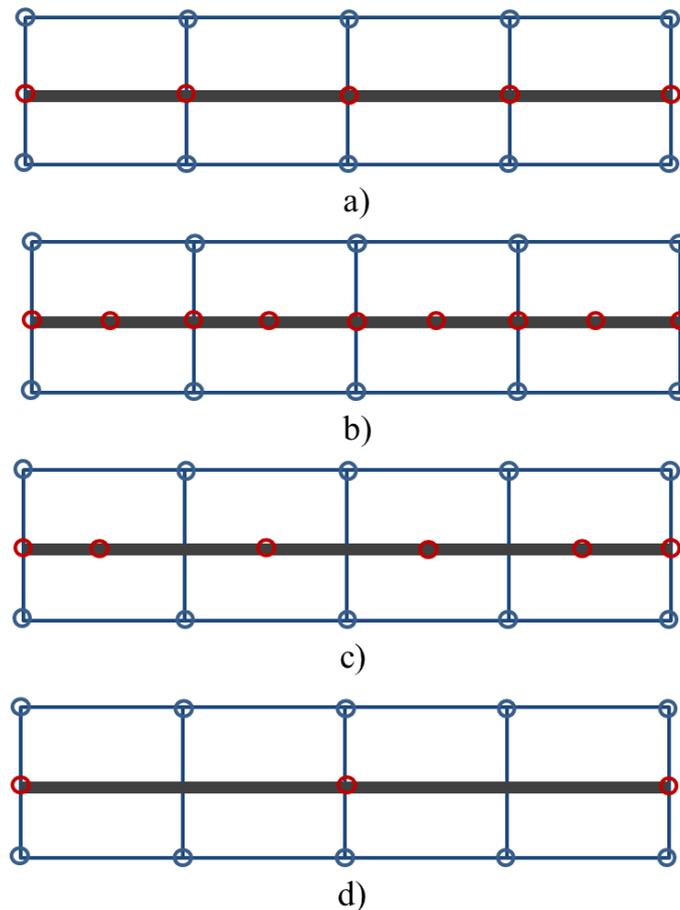


Figure 3.20 Configurations du maillage de l'acier (a, b, c et d).

2.2.2. Résultats des simulations

La Figure 3.21 illustre les évolutions de la contrainte dans l'acier en fonction de la déformation moyenne dans le béton pour les quatre configurations du maillage de l'acier avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton. Les comportements globaux ne sont pas significativement influencés par les différents maillages de l'acier. La position et le nombre (cinq) des fissures restent également identiques d'un tirant à l'autre (figure 3.22).

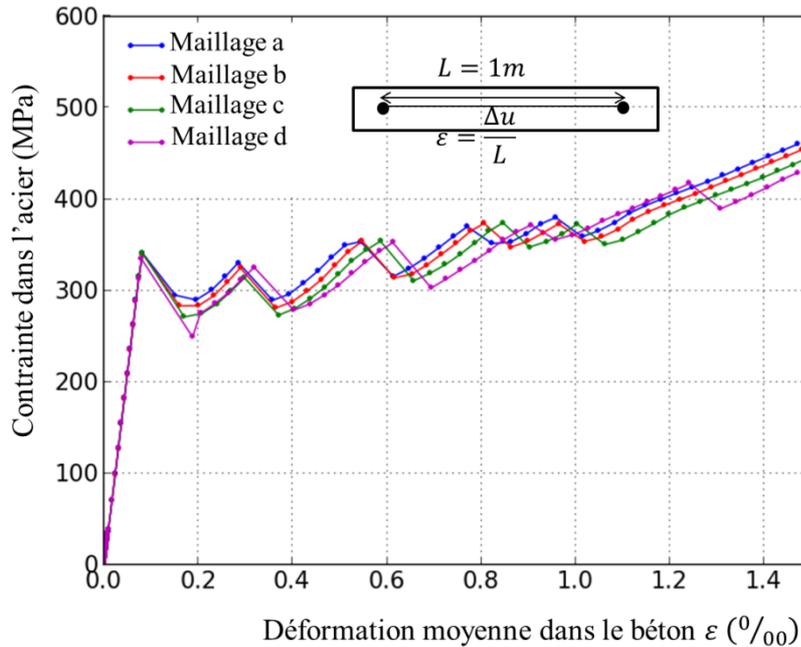


Figure 3.21 Evolution de la contrainte dans l'acier en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton.

Au niveau local (ouverture de fissure), les fissures apparaissent dans un ordre identique. Le moment d'apparition de fissures, et les ouvertures de fissure, des configurations a, b et c sont très proches (figure 3.23). Des écarts plus prononcés sont observés dans la configuration d avec un retard dans l'apparition des dernières fissures. Ce décalage induit des différences plus significatives sur l'ouverture moyenne, comme illustré dans la Figure 3.24.

Cette analyse tend à confirmer la recommandation classiquement suivie de choisir une densité de maillage de l'acier au moins égale à la densité de maillage du béton. En effet, la configuration d donne une réponse proche des autres configurations au niveau global mais notablement différente au niveau local. Inversement, un « sur-raffinement » du maillage d'acier ne semble pas nécessaire, l'impact sur les réponses globales et locales étant limité.

Dans un second temps, les tirants avec les quatre maillages d'acier sont également simulés avec l'hypothèse de liaison parfaite. Les réponses globales sont comparables pour les maillages a, b et c (figure 3.25). La réponse pour le maillage d, associé à un nombre de nœuds d'acier moins important, donne une réponse différente en phase de fissuration. Un phénomène d'amplification des tendances observées avec le modèle de liaison acier-béton est donc obtenu. Cela était prévisible dans la mesure où la liaison entre acier et béton est ici réalisée par des relations cinématiques entre nœuds d'acier et béton les contenant. Si la densité d'acier est trop faible, certains éléments de béton ne « voient » plus les renforts en acier, conduisant à une perturbation du comportement de la structure. Le nombre de fissures simulé est identique pour les maillages a, b et c (six fissures). Dans le cas du maillage d, le nombre de fissures est égal à 7. Les conséquences en termes d'ouverture de fissures sont données dans les figure 3.26 (ouverture moyenne) et 3.27 (ouverture individuelle).

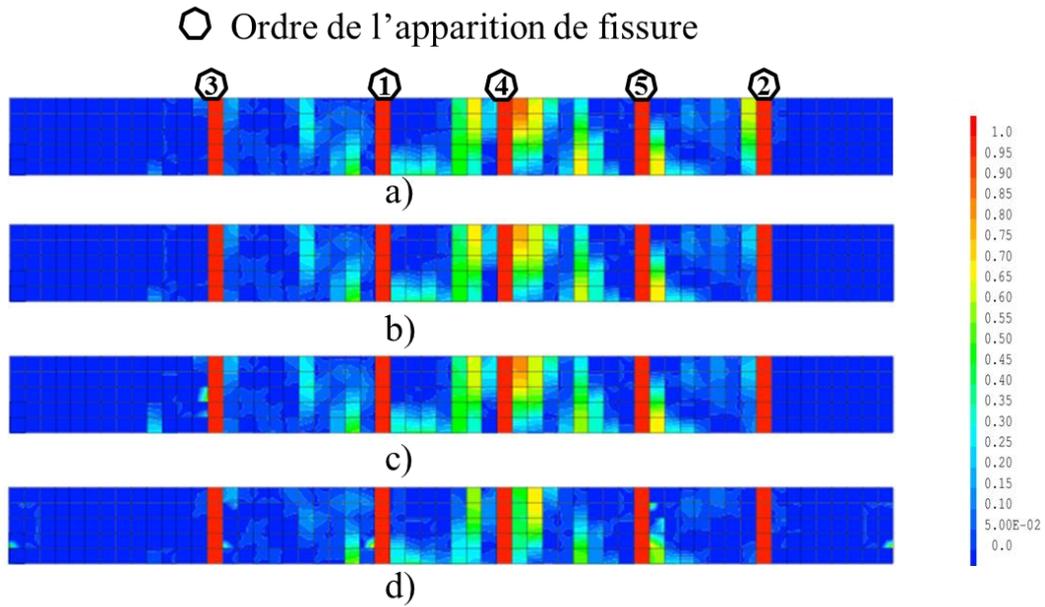


Figure 3.22 Distributions d'endommagement pour les quatre configurations (maillages a, b, c et d) à la fin du chargement avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton.

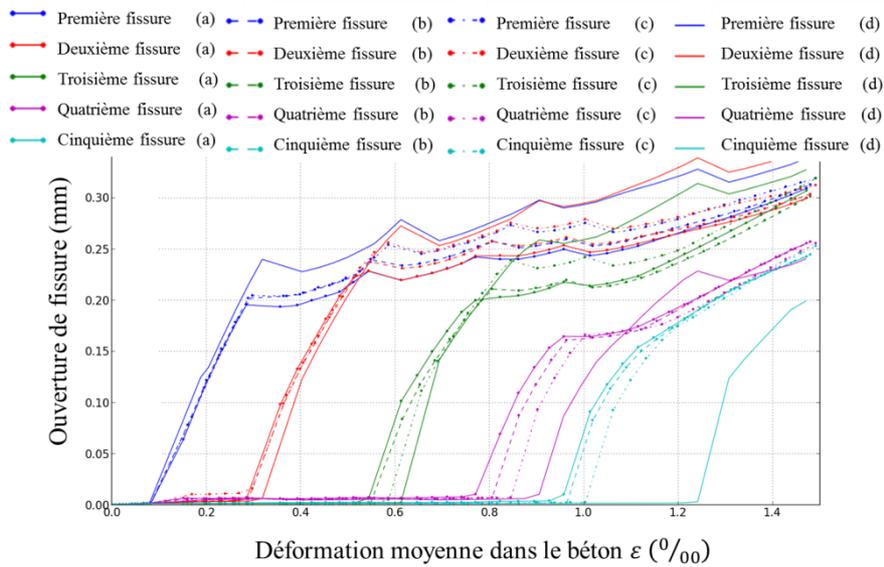


Figure 3.23 Evolution de l'ouverture de chaque fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton. Comparaison entre les quatre configurations du maillage de l'acier (a, b, c et d).

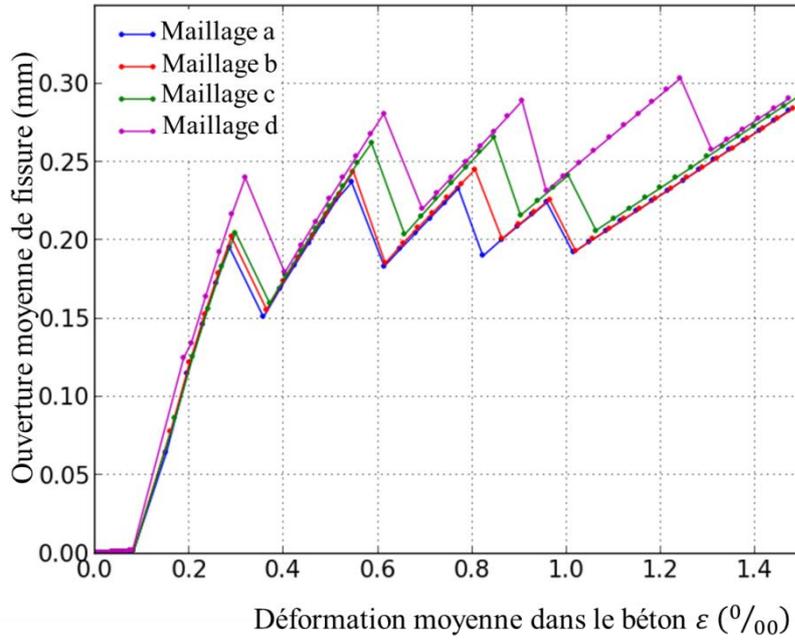


Figure 3.24 Evolution de l'ouverture moyenne de fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton avec les quatre maillages (a, b, c et d).

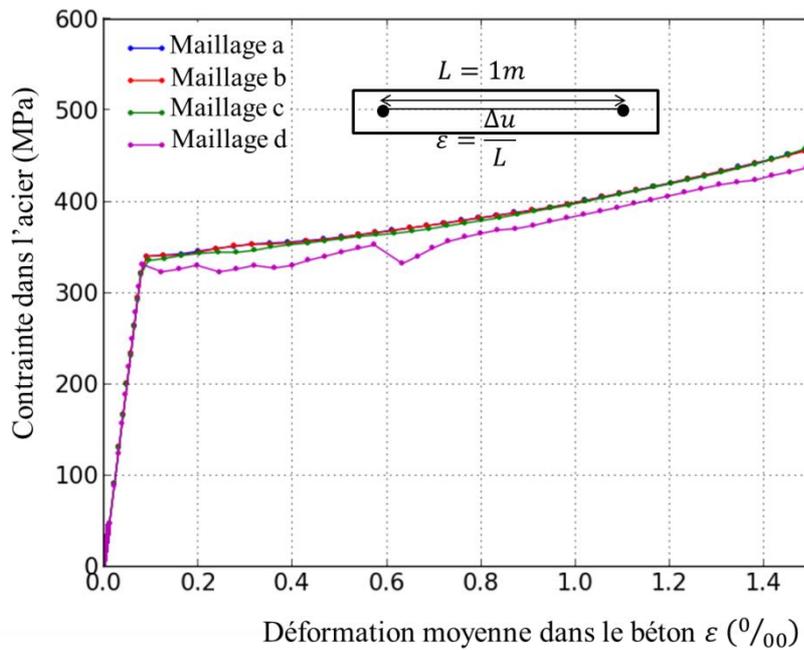


Figure 3.25 Evolution de la contrainte dans l'acier en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite

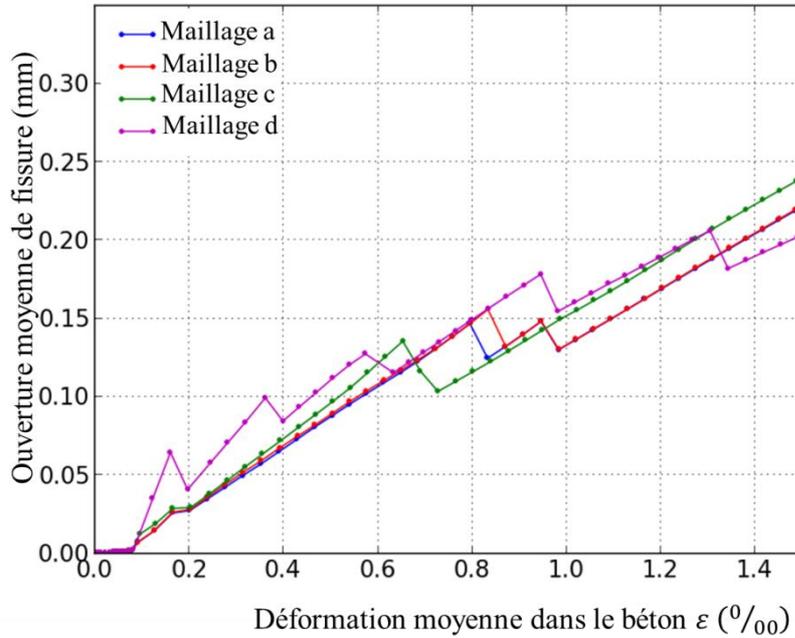


Figure 3.26 Evolution de l'ouverture moyenne de fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite avec les quatre maillages (a, b, c et d).

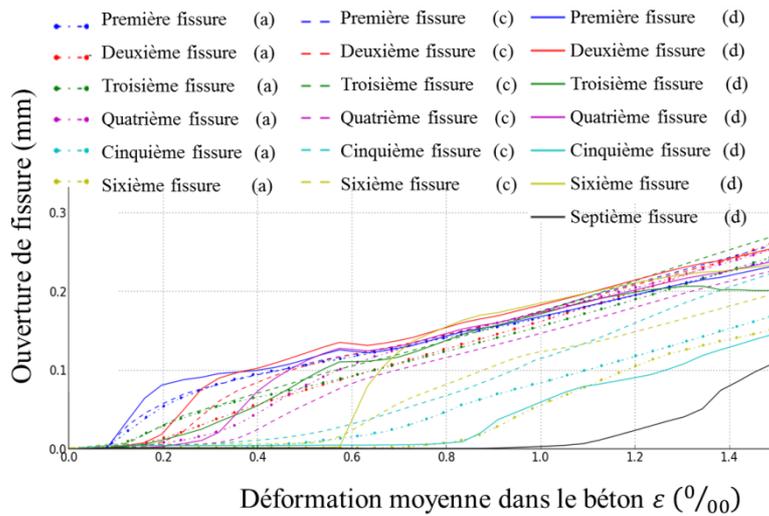


Figure 3.27 Evolution de l'ouverture de chaque fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite. Comparaison entre trois maillages de l'acier (a, c et d) (ouverture de chaque fissure du maillage b est presque identique avec celle du maillage a, donc elle n'est pas présentée dans cette figure).

A la fin du chargement	Nombre de fissures (avec liaison)	Ouverture moyenne de fissure (avec liaison) (mm)	Nombre de fissures (liaison parfaite)	Ouverture moyenne de fissure (liaison parfaite) (mm)
Maillage a	5	0,283	6	0,231
Maillage b	5	0,284	6	0,232
Maillage c	5	0,292	6	0,250
Maillage d	5	0,290	7	0,211

Table 3.6 Nombre de fissures, ouverture moyenne de fissure à la fin du chargement avec le modèle de liaison acier-béton et avec l'hypothèse de liaison parfaite.

Dans l'étude du maillage de l'acier, comme montré dans la table 3.6, avec les deux hypothèses, les simulations sur le tirant donnent des résultats stables par rapport à la configuration de référence dans le cas où la densité du maillage de l'acier est inférieure ou égale à celle du béton.

2.3. Effet des maillages du béton

2.3.1. Présentation des études

Après l'étude de l'effet du maillage de l'acier, on s'intéresse dans ce chapitre à l'effet de la finesse du maillage du béton. Les caractéristiques des matériaux, la loi d'adhérence et la géométrie sont conservées. Le maillage de l'acier de la configuration de référence est considéré (densités de l'acier et du béton identiques) et les nœuds d'acier sont situés au centre de la section de béton. Le béton est maillé avec des maillages réguliers avec une densité de 20 mm (5x5 éléments dans la section) (maillage a, configuration de référence), 33,33 mm (3x3 éléments dans la section) (maillage b, maillage grossier) et 14,29 mm (7x7 éléments dans la section) (maillage c, maillage raffiné). Les distributions aléatoires du seuil d'apparition de l'endommagement associées aux trois maillages sont présentées dans la Figure 3.28. Par construction, ces distributions varient d'un tirant à l'autre (puisque fonction du maillage du béton). Ainsi, en plus de l'influence éventuelle de la finesse de maillage du béton, celle de la variabilité spatiale des propriétés sera également à considérer. Néanmoins, compte tenu des faibles conséquences de la distribution spatiale sur les propriétés moyennes du comportement du tirant (notamment avec le modèle de liaison acier-béton), l'analyse comparative garde tout de même son sens.

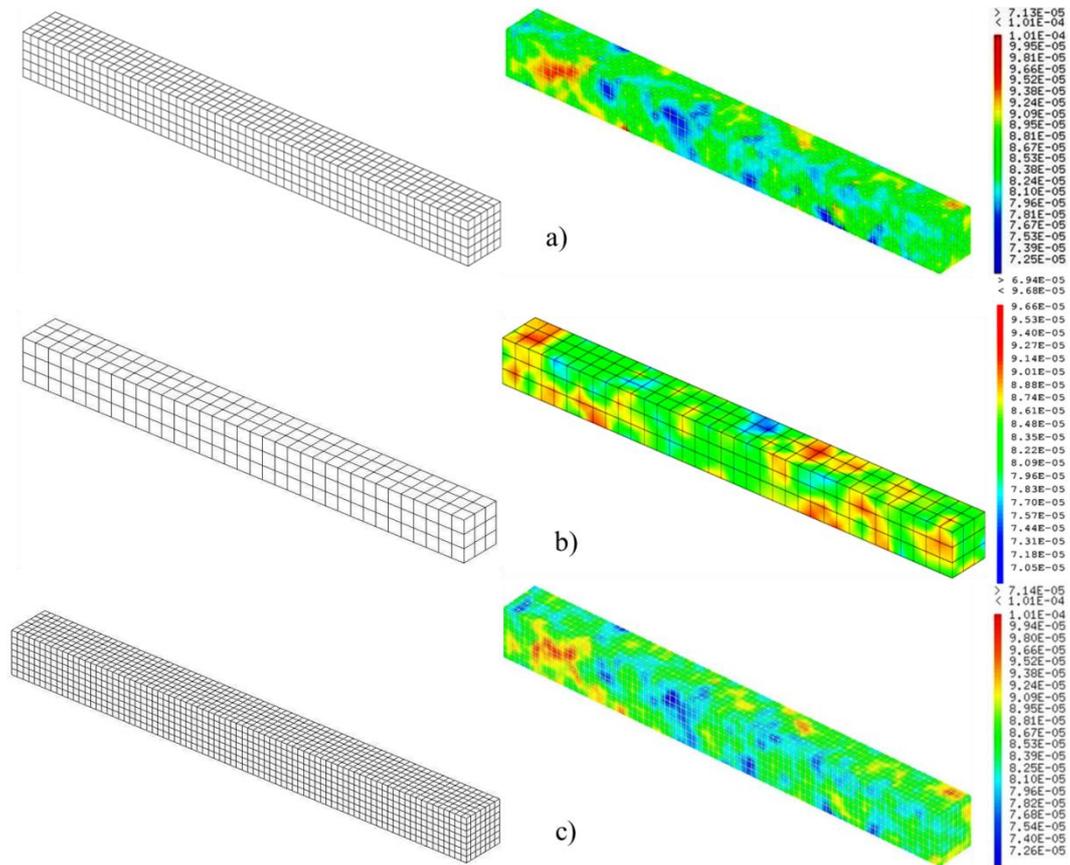


Figure 3.28 Maillages du béton et distributions aléatoires du seuil d'apparition de l'endommagement dans les trois configurations étudiées (a, b, et c)

2.3.2. Résultats des simulations

Dans un premier temps, le tirant est simulé avec le modèle de liaison acier-béton. La figure 3.29 illustre l'évolution de la contrainte dans l'acier en fonction de la déformation moyenne dans le béton. Les réponses globales ne sont pas significativement différentes d'un tirant à l'autre. Les différents pics de décharge sont liés à l'effet de la distribution aléatoire du seuil d'apparition de l'endommagement comme observé dans la section 2.1.2 du fait que la distribution aléatoire du seuil d'apparition de l'endommagement n'est pas identique pour chaque maillage de béton.

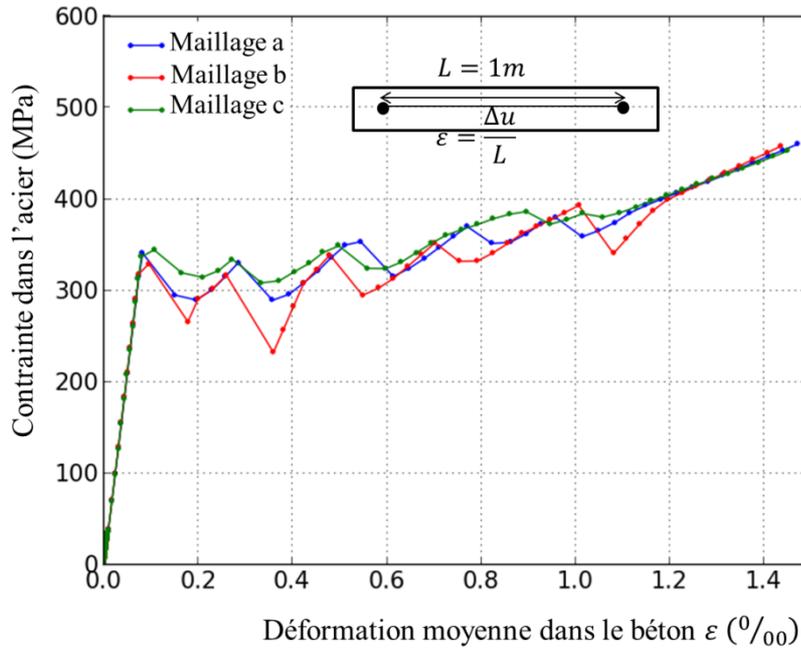


Figure 3.29 Evolution de la contrainte dans l'acier en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton.

Comme attendu, la distribution aléatoire provoque un ordre d'apparition différent pour chaque fissure. Néanmoins, la position finale des fissures est très proche. Le nombre de fissures est également constant (cinq fissures) pour les trois maillages (figure 3.30).

Les ouvertures de fissure sont également comparables (figure 3.31). L'ouverture moyenne de fissure est proche entre les trois maillages du béton en phase de fissuration et devient quasi-identique en phase de la stabilisation de fissure (figure 3.32).

Le tirant est à présent simulé en utilisant l'hypothèse de liaison parfaite. Les réponses globales sont très proches (figure 3.33). Mais, au niveau local, les ouvertures moyennes de fissure varient fortement d'un tirant à l'autre (figure 3.34). Cet effet est lié au couplage de deux effets : la distribution aléatoire du seuil d'apparition de l'endommagement (déjà évoquée précédemment) et le maillage du béton.

A la fin du chargement	Nombre de fissures (avec liaison)	Ouverture moyenne de fissure (avec liaison) (mm)	Nombre de fissures (liaison parfaite)	Ouverture moyenne de fissure (liaison parfaite) (mm)
Maillage a	5	0,283	6	0,219
Maillage b	5	0,288	9	0,162
Maillage c	5	0,284	7	0,196

Table 3.7 Nombre de fissures, ouverture moyenne de fissure à la fin du chargement avec le modèle de liaison acier-béton et avec l'hypothèse de liaison parfaite.

La table 3.7 montre que le nombre de fissures et l'ouverture moyenne de fissure sont très proches avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton pour les trois maillages du béton. Avec l'hypothèse de liaison parfaite (nombre de fissure et ouverture de fissures), les résultats sont plus variables.

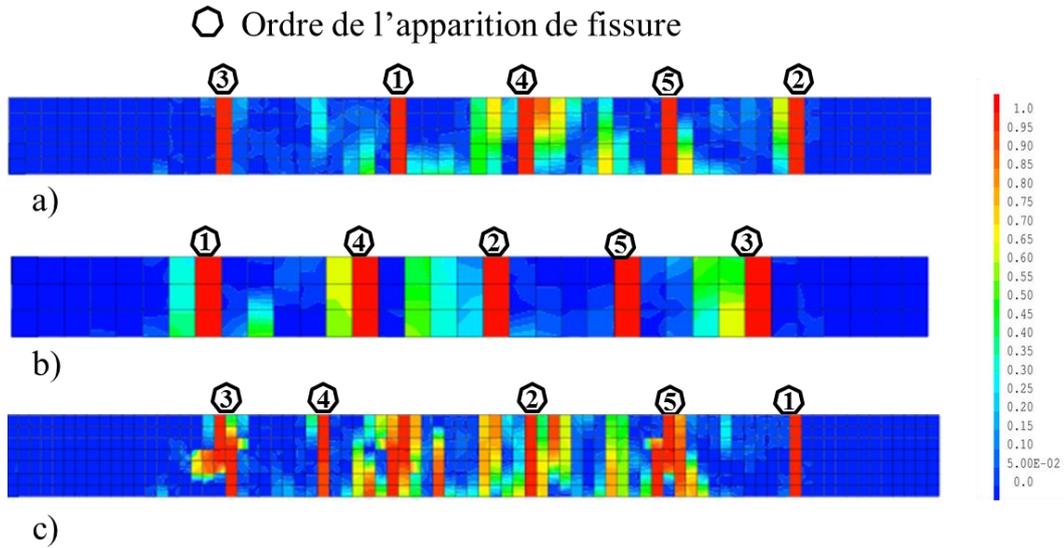


Figure 3.30 Distribution d'endommagement des trois configurations du maillage du béton (maillages a, b, et c) à la fin du chargement avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton.

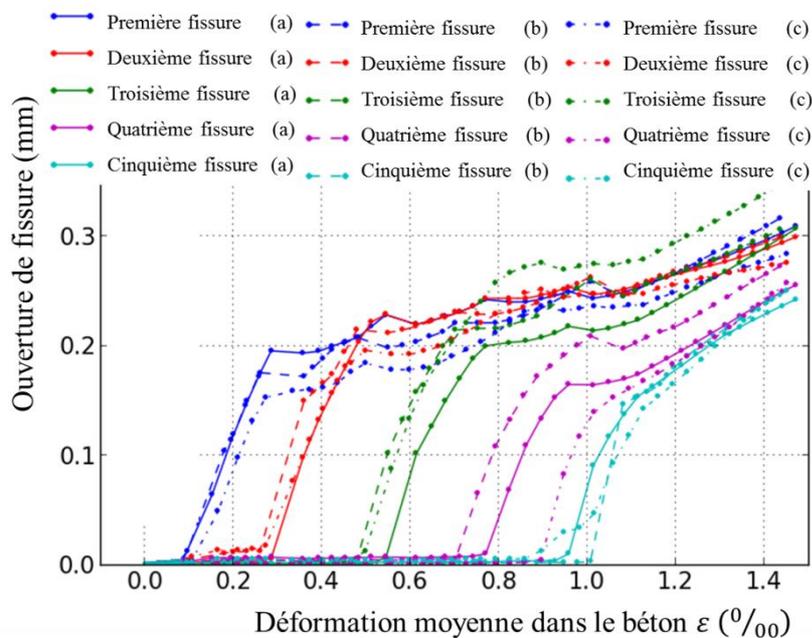


Figure 3.31 Evolution de l'ouverture de chaque fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton. Comparaison entre les trois configurations du maillage du béton (a, b, et c).

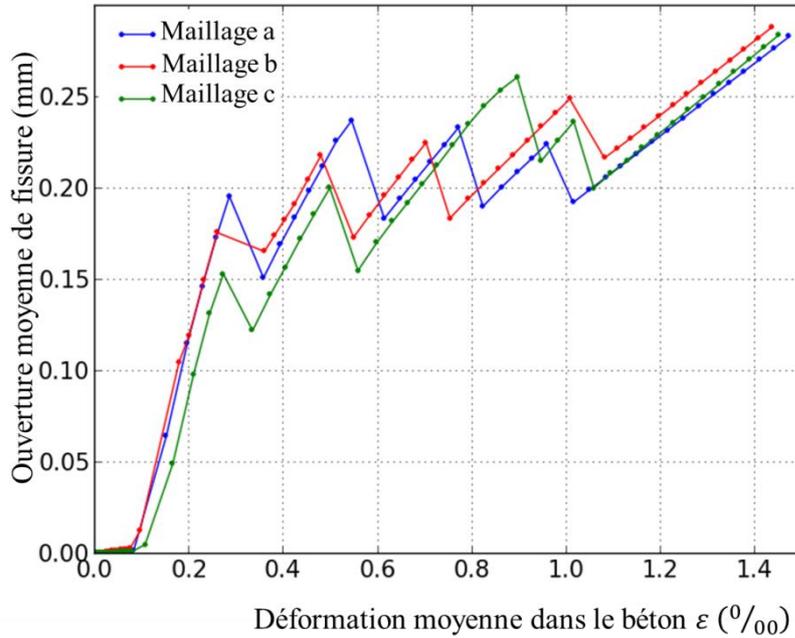


Figure 3.32 Evolution de l'ouverture moyenne de fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton et les trois maillages du béton (a, b, et c).

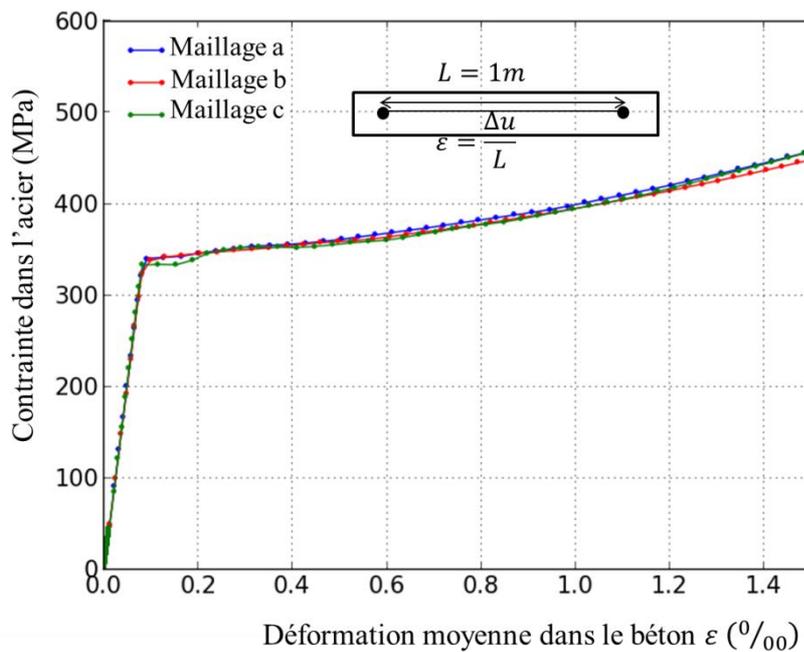


Figure 3.33 Evolution de la contrainte dans l'acier en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite.

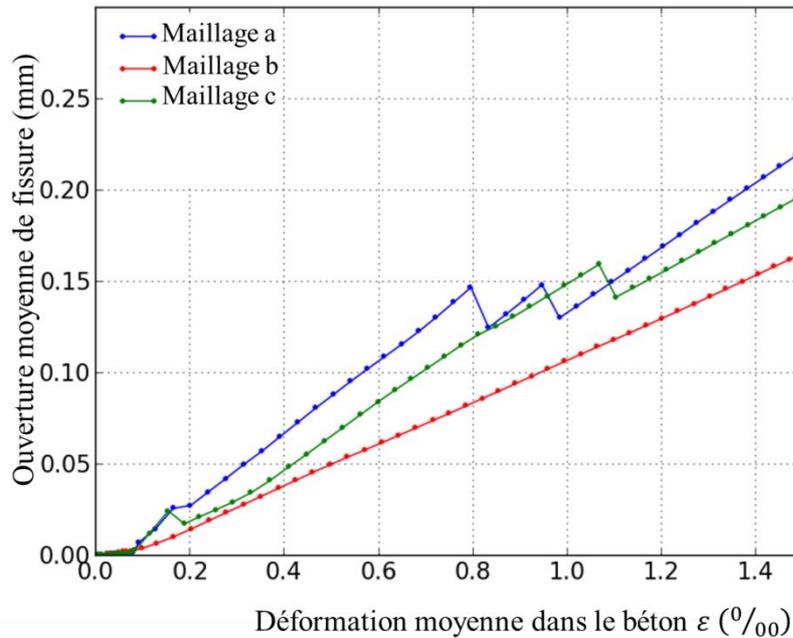


Figure 3.34 Evolution de l'ouverture moyenne de fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite avec les trois maillages du béton (a, b, et c).

2.4. Effet de la position de l'acier par rapport aux mailles de béton

2.4.1. Présentation des études

Un autre facteur qui pourrait influencer la réponse du tirant est la position du nœud de l'acier par rapport à la maille du béton. Cette section est dédiée à quantifier cet effet.

La géométrie, les caractéristiques des matériaux et la loi d'adhérence sont identiques à la section précédente. Deux configurations sont donc considérées : nœud de l'acier au milieu de la section d'un élément du béton (position a) et nœud de l'acier confondu avec le nœud du béton (position b) (figure 3.35). Dans la configuration a, le maillage du béton est celui de la configuration de référence (5x5 éléments du béton dans la section du tirant). Dans la configuration b, le tirant est maillé avec un maillage régulier et une densité de 25 mm (4x4 éléments dans la section du tirant). Les distributions aléatoires du seuil d'apparition de l'endommagement associées aux deux maillages sont présentées dans la Figure 3.36. Dans un premier temps, les simulations avec le modèle de liaison acier-béton sont effectuées pour les deux configurations.

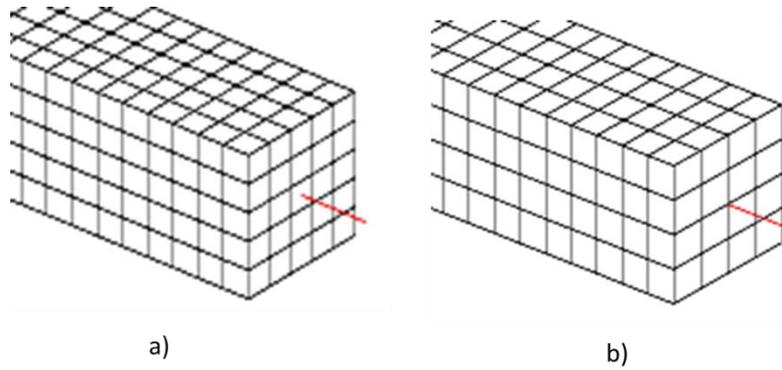


Figure 3.35 Position du nœud d'acier par rapport à la maille du béton a) nœud au milieu de la section d'un élément du béton et b) nœud confondu avec nœud du béton.

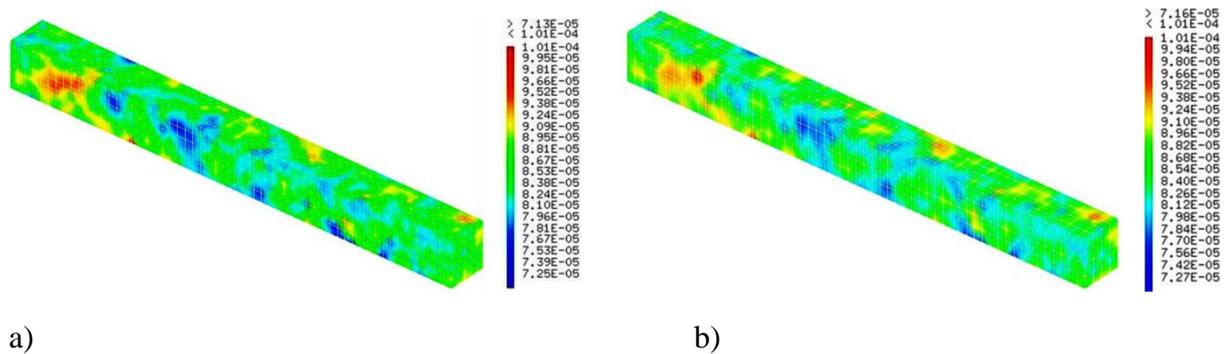


Figure 3.36 Distributions aléatoires du seuil d'apparition de l'endommagement pour la configuration a et la configuration b.

2.4.2. Résultats des simulations

Avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton, les réponses globales sont comparables entre les deux configurations (figure 3.37). Les positions de fissure et le nombre de fissures (cinq) sont également identiques. Mais, l'ordre d'apparition de fissures est différent d'un tirant à l'autre, lié à des distributions aléatoires différentes du seuil d'apparition de l'endommagement (figure 3.38).

La figure 3.39 illustre l'évolution de chaque ouverture de fissure avec les deux configurations en fonction de la déformation moyenne du béton. Des écarts plus importants sont observés dans la configuration b avec un retard dans l'apparition des dernières fissures. Ce décalage induit des différences plus significatives sur l'ouverture moyenne en phase de fissuration, comme illustré dans la Figure 3.40. L'ouverture moyenne de fissure avec les deux configurations devient très proche en phase de stabilisation de la fissuration.

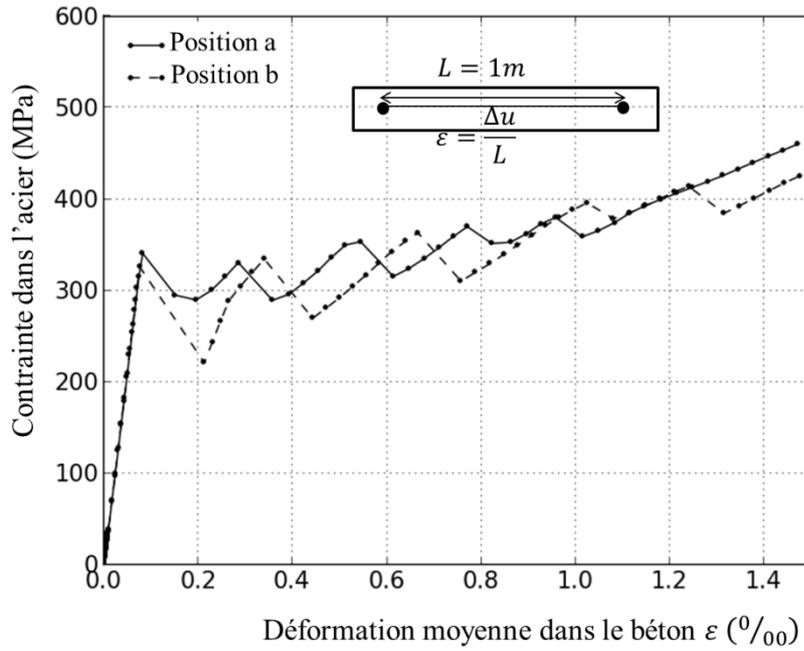


Figure 3.37 Evolution de la contrainte dans l'acier en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton.

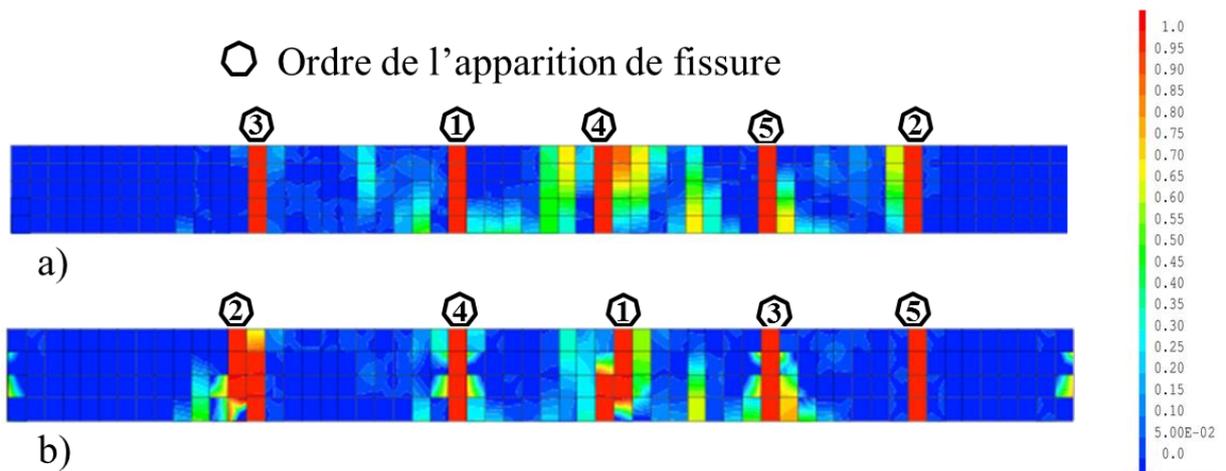


Figure 3.38 Distribution d'endommagement des deux configurations de la position du nœud d'acier (position a et b) à la fin du chargement avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton.

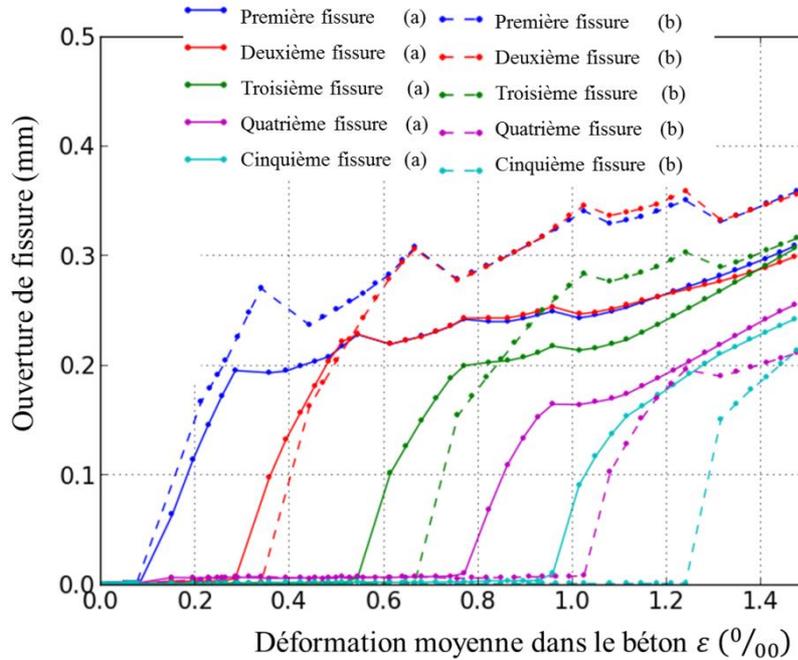


Figure 3.39 Evolution de l'ouverture de chaque fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton. Comparaison entre les deux configurations de la position du nœud d'acier (a et b).

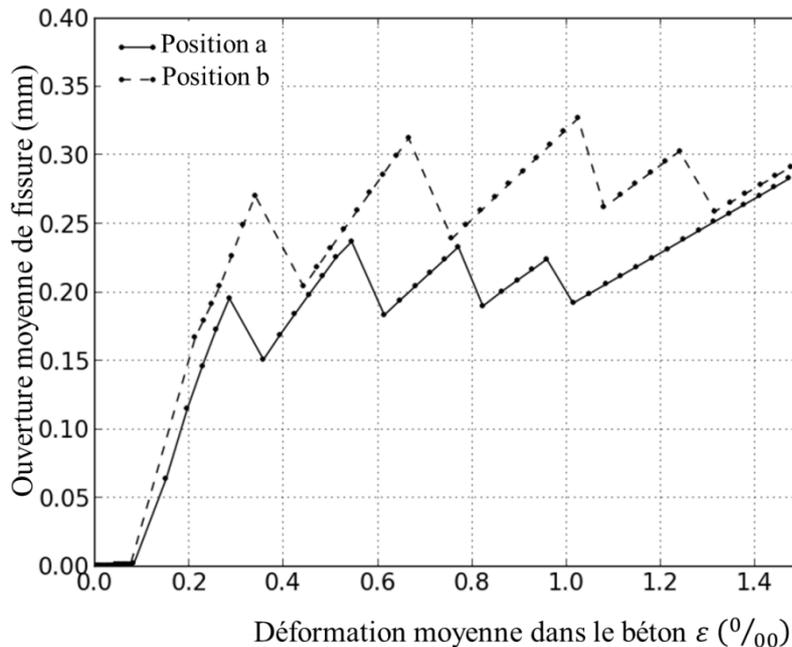


Figure 3.40 Evolution de l'ouverture moyenne de fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton avec les deux configurations (a et b).

Le tirant est ensuite simulé en utilisant l'hypothèse de liaison parfaite. La figure 3.41 montre que les réponses globales sont différentes entre les deux configurations. La simulation avec la configuration b laisse apparaître des pics de décharge pour la contrainte dans l'acier. Entre les deux configurations, le nombre de fissures (six) est identique, mais les positions de fissures ne sont pas comparables. Avec la configuration b, les fissures apparaissent les unes

après les autres contrairement à la configuration a où plusieurs fissures apparaissent au même moment (figure 3.42).

Au niveau local (ouverture de fissure), les figures 3.43 et 3.44 montrent une différence significative entre les deux configurations en utilisant l'hypothèse de liaison parfaite.

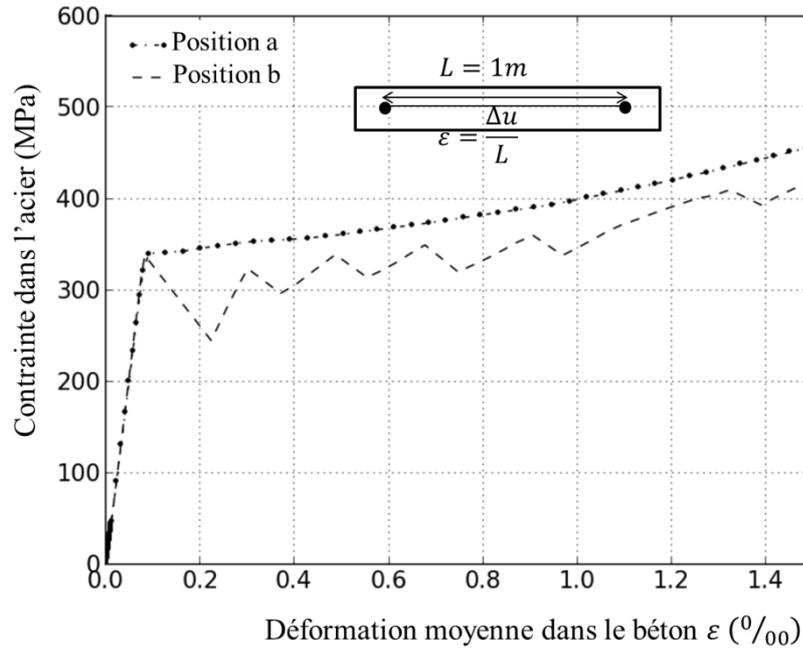


Figure 3.41 Evolution de la contrainte dans l'acier en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite.

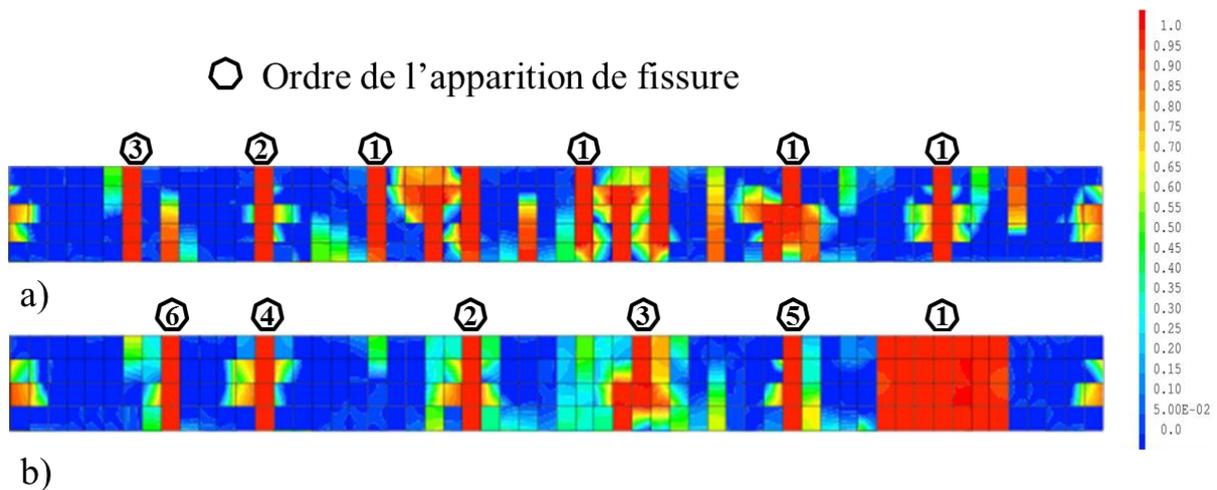


Figure 3.42 Distribution d'endommagement des deux configurations de la position du nœud d'acier (position a et b) à la fin du chargement avec la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite.

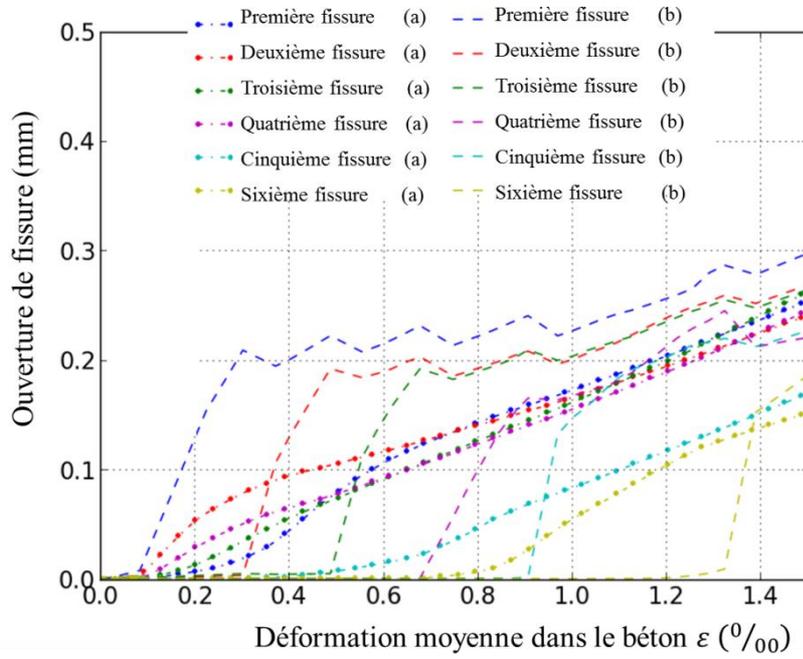


Figure 3.43 Evolution de l'ouverture de chaque fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite. Comparaison entre les deux configurations de la position du nœud d'acier (a et b).

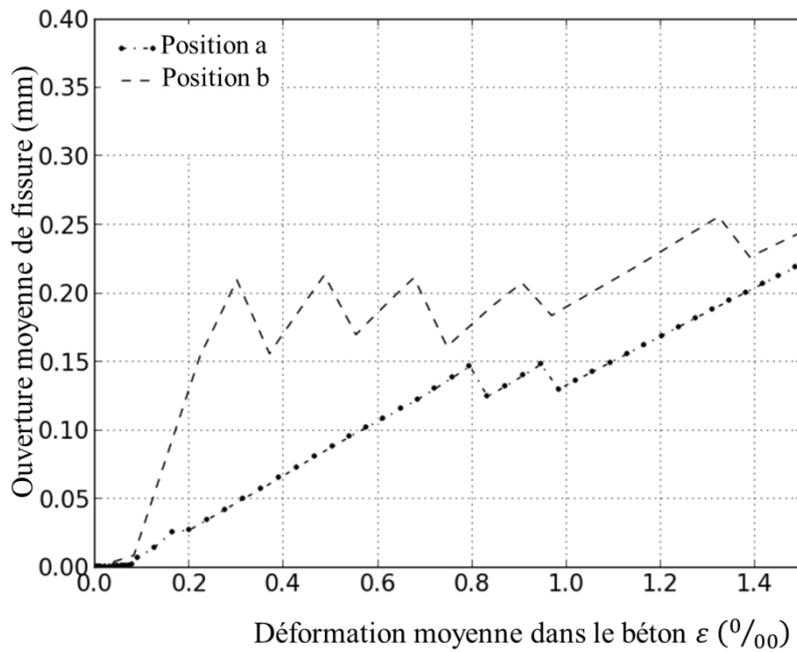


Figure 3.44 Evolution de l'ouverture moyenne de fissure en fonction de la déformation moyenne dans le béton avec la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite avec les deux configurations (a et b).

3. Conclusions

On a abordé dans ce chapitre deux parties : une étude sur la validation du modèle de liaison acier-béton sur un tirant expérimental et une évaluation de l'effet de la liaison, et des études paramétriques sur le tirant pour la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton et l'hypothèse de liaison parfaite.

Dans le cas du tirant de Farra et al. (1995), le modèle de liaison acier-béton peut reproduire correctement les résultats expérimentaux. Au niveau global, le modèle représente les phénomènes classiques du tirant observés expérimentalement avec des phases linéaire, de fissuration et de stabilisation de fissure. Au niveau local, les apparitions de fissures et les ouvertures de fissures sont en accord entre la simulation et le test.

L'effet de la liaison est évalué par une comparaison de résultats de simulations utilisant le modèle de liaison acier-béton et l'hypothèse de liaison parfaite. Au niveau global, les réponses sont comparables entre les deux hypothèses utilisées, mais avec l'hypothèse de liaison parfaite, la courbe de l'évolution de la contrainte de l'acier ne présente pas les pics de décharge. Avec l'hypothèse de liaison parfaite, l'endommagement est plus repart, rendant difficile la définition de la position de fissures. Avec la simulation avec le modèle de liaison acier-béton, l'endommagement est plus localisé au niveau de chaque « fissure ». La position des fissures peut être également repérée par les points de changement de signe de glissement le long du tirant. La liaison parfaite sous-estime l'ouverture moyenne de fissure, plusieurs fissures apparaissant simultanément, contrairement à la simulation utilisant le modèle de liaison. Ceci témoigne d'une forte influence du modèle sur la caractérisation de la fissuration, au moins pour ce type d'applications.

Dans la partie des études paramétriques, on a mené des études sur : les distributions aléatoires du seuil d'apparition de l'endommagement, le maillage de l'acier, le maillage du béton, et la position du nœud d'acier par rapport à la maille du béton.

Pour les distributions aléatoires, les réponses de simulations avec le modèle de liaison acier-béton sont très proches en termes de réponses globales, les positions de fissures, les ouvertures de fissures et le nombre de fissures (cinq fissure pour chaque tirage). Avec l'hypothèse de liaison parfaite, les réponses globales sont comparables, mais au niveau local, les positions de fissures, le nombre de fissures et les ouvertures de fissures varient sensiblement d'un tirant à l'autre.

Dans le cas du maillage de l'acier, on pourra conclure que les réponses de la simulation utilisant les deux hypothèses de liaison donnent des résultats proches dès que la maille de l'acier est inférieure ou égale à la maille du béton.

Dans le cas du maillage du béton, on retrouve encore avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton, des réponses qui sont proches. La simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite induit plus de différences.

Enfin, la position du nœud d'acier par rapport à la maille du béton a une influence remarquable avec la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite aux niveaux global et local. Avec le modèle de liaison acier-béton, les réponses globales sont proches, mais au niveau local, en phase de fissuration, les ouvertures sont différentes, mais deviennent proches en phase de stabilisation de fissure.

La simulation utilisant le modèle de liaison est donc moins sensible aux différents paramètres indiqués au-dessus dans les études paramétriques par rapport à celle utilisant l'hypothèse de

liaison parfaite. Le modèle de liaison acier-béton est en plus physiquement plus représentatif en introduisant le glissement entre l'interface d'acier-béton.

Dans le cadre d'une utilisation « industrielle » dans laquelle certains paramètres sont difficilement maîtrisés, cette stabilité pourrait être très appréciable.

Nous passons donc à une utilisation du modèle de liaison acier-béton sur une structure plus représentative. L'application du voile en cisaillement dans le cadre du projet CEOS.fr sera effectuée dans le chapitre suivant.

Chapitre 4

Validation du modèle de liaison acier-béton sur un voile en cisaillement

“ Il faut bien s’arrêter quelque part, et pour que la science soit possible, il faut s’arrêter quand on a trouvé la simplicité. ” Henri Poincaré

Table de matière

1. Introduction.....	77
2. Présentation du voile en cisaillement.....	78
3. Résultats de simulation.....	83
3.1. Réponse globale.....	83
3.2. Evolution de l’endommagement.....	83
4. Post-traitement du faciès de fissuration.....	84
4.1. Description de la méthode de post-traitement.....	86
4.1.1. Détection de fissures et espacement.....	86
4.1.2. Ouverture de fissure.....	87
4.1.3. Chemin de fissure sans utiliser le glissement.....	88
4.2. Application sur le voile en cisaillement.....	90
4.2.1. Espacement de fissure.....	90
4.2.2. Ouverture de fissure.....	93
5. Influence de la liaison acier-béton sur le voile en cisaillement.....	100
6. Conclusions.....	102

1. Introduction

Après la validation du modèle de liaison acier-béton sur un tirant, on vise à appliquer ce modèle sur une structure plus complexe et plus représentative, un voile en cisaillement. Les voiles sont en effet des structures courantes dans les installations nucléaires et sont généralement utilisés pour reprendre des efforts de cisaillement (solicitations sismiques par exemple). Dans certains cas, ils peuvent également être associés à des fonctions d’étanchéité. De plus, les sollicitations de cisaillement sur des structures en béton armé peuvent entraîner des trajets de fissuration complexes pour lesquels il peut être intéressant de tester la pertinence du modèle développé.

Par ailleurs, les voiles en cisaillement ont fait l’objet de programmes de recherche détaillés donnant accès à de nombreuses données d’essai (programme SAFE - Structures Armées Faiblement Elancés - en 1998)). Dans le cadre du projet national CEOS.fr (www.ceosfr.org), un voile en cisaillement a ainsi été testé sous chargement de cisaillement monotone. Des informations concernant les comportements global (courbe force-déplacement) et locaux (faciès de fissuration, ouverture) ont été collectées. C’est sur cette structure que va être appliqué le modèle de liaison acier-béton développé.

2. Présentation du voile en cisaillement

On s'intéresse au voile en cisaillement testé dans le cadre du projet national de recherche CEOS.fr (figure 4.1). Le voile a été dimensionné de manière à analyser les fissures sous sollicitations de cisaillement et éviter autant que possible les fissures liées à la flexion.



Figure 4.1 Montage expérimental du voile en cisaillement a) renforcements et b) voile et montage (Belletti et al., 2013)

Les dimensions de la partie centrale du voile sont 4,2 m x 1,05 m x 0,15 m (figure 4.2). Le rapport entre la hauteur et la largeur vaut 0,25 et permet d'éviter l'interaction entre les fissures liées à la flexion et celles liées au cisaillement. Les barres de renforcement de diamètre 10 mm et d'espacement 10 cm dans la direction horizontale et dans la direction verticale sont disposées en deux nappes proches de chaque face du voile (figure 4.3). Des barres de renfort de diamètre 25 mm et 32 mm sont placées à l'extrémité du voile pour limiter les ouvertures de fissures liées à la flexion. La figure 4.4 illustre le principe des barres de renfort additionnelles (HA25 et HA32). Deux longrines horizontales en béton armé fortement renforcées sont placées dans les parties inférieure et supérieure du voile pour répartir l'effort de cisaillement (Ruocci et al., 2013).

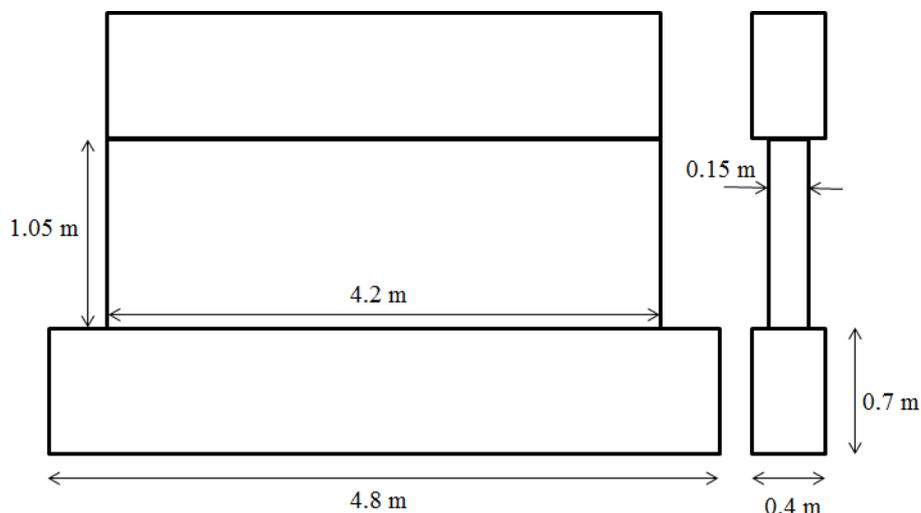


Figure 4.2 Dimensions du voile en cisailement.

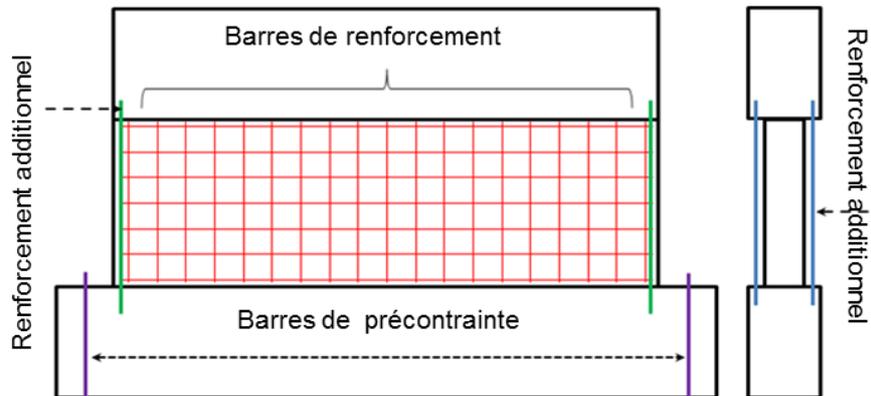


Figure 4.3 Barres de renforcement dans le voile

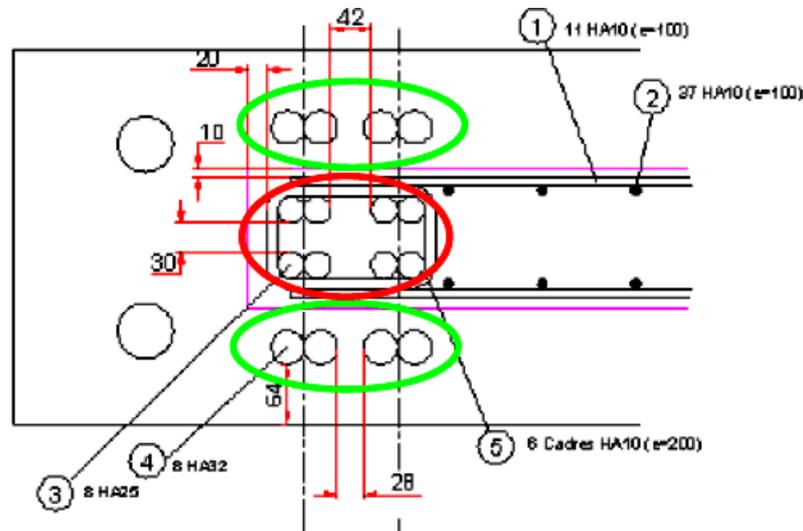


Figure 4.4 Principe de renforcement par les barres HA25, HA32 à une extrémité (vue coupe dessus) (Rivillon et Gabs, 2011)

Quatre barres précontraintes sont placées dans la longrine inférieure pour lier la structure au montage. Le chargement est imposé dans la direction horizontale sur la longrine supérieure (figure 4.5).

La simulation 3D est effectuée avec le code aux éléments finis Cast3M (2015) en utilisant des éléments cubiques pour le béton (40 mm x 40 mm x 37.5 mm) et des éléments barre pour l'acier (figure 4.6). Le nombre d'éléments est égal à 16280 pour le béton et 7722 pour l'acier. Par construction des maillages, les nœuds de l'acier et du béton ne sont pas confondus (figure 4.7).

L'acier est modélisé en utilisant un modèle élasto-plastique avec écrouissage linéaire. Les paramètres associés sont donnés dans la table 4.1.

Le béton dans la partie centrale est modélisé en utilisant le modèle d'endommagement développé dans Faria et al. (1998). Cette loi de comportement a en effet donné des résultats satisfaisants dans une précédente étude (Jason et al., 2013).

L'endommagement est représenté par deux variables indépendantes d^+ et d^- liées respectivement à la dégradation en traction et en compression. La contrainte s'exprime avec la relation suivante :

$$\sigma = [1 - d^+(\sigma'^+)]\sigma'^+ + [1 - d^-(\sigma'^-)]\sigma'^- \quad (4.1)$$

où σ'^+ et σ'^- sont respectivement les contraintes correspondant à la partie négative et à la partie positive de la contrainte effective σ' :

$$\sigma' = C(\varepsilon - \varepsilon^p) \quad (4.2)$$

où C est le tenseur élastique et ε la déformation totale. ε^p représente la déformation irréversible et est gouvernée par l'évolution de l'endommagement en compression :

$$\dot{\varepsilon}^p = \beta E H \dot{d}^- \frac{\langle \sigma' : \dot{\varepsilon} \rangle}{\sigma' : \sigma'} C^{-1} : \sigma' \quad (4.3)$$

où β est un paramètre matériau qui dépend du point $(\varepsilon_p, \sigma_p)$ sélectionné (déformation et contrainte plastique de référence) sur la partie non linéaire de la courbe contraintes – déformations (paramètres du modèle), E le module d'Young, H la fonction d'Heaviside, et $\langle . \rangle$ représente la partie positive du tenseur. En traction, le modèle est régularisé par la technique de Hillerborg pour assurer une énergie dissipée constante et indépendante de la taille des éléments (Hillerborg et al., 1976).

Les paramètres du modèle de béton ont été choisis selon les données expérimentales disponibles (table 4.2.a). Le modèle d'endommagement n'est utilisé que pour la partie centrale du voile. Les paramètres du modèle sont donnés dans la table 4.2.b et 4.2.c. Les longrines inférieure et supérieure sont modélisées avec un comportement élastique car elles sont fortement renforcées.

La loi d'adhérence est une courbe linéaire par morceaux exprimant la contrainte d'adhérence σ_t en fonction du glissement dans la direction tangentielle δ_t . Les paramètres sont choisis selon Casanova (2012) (table 4.3) à partir du calcul suivant.

En appliquant les équations (2.39), (2.40) et (2.41) du chapitre 2, on a :

$$\left(\frac{c}{d_s}\right)_{spl-pul} = 0,39 \frac{f_c}{f_t} - 0,24 = 0,39 \frac{42,5}{3,3} - 0,24 = 4,78$$

$$\text{Comme } \frac{c}{d_s} = \frac{0,01}{0,01} = 1 \text{ et } \frac{c}{d_s} < \left(\frac{c}{d_s}\right)_{spl-pul}$$

$$\sigma_{max} = f_t \left(1,53 \frac{c}{d_s} + 0,36\right) = 3,3 \times (1,53 \times 1 + 0,36) = 6,24 \text{ MPa}$$

$$\text{Comme } \frac{c}{d_s} < 6$$

$$\delta_1 \approx 0,17 \frac{c}{d_s} = 0,17 \times 1 = 0,17 \text{ mm}$$

La figure 4.8 illustre l'évolution de la contrainte d'adhérence en fonction du glissement.

Le déplacement horizontal (u_x) est imposé progressivement dans la partie haute du voile (figure 4.5). L'effort vertical $p = 520 \text{ kN}$ est appliqué sur chaque barre précontrainte. Dans la partie basse à droite du voile, un déplacement nul est imposé (suivant ainsi le déroulement de l'essai).

module d'Young	Limite élastique	Module d'écroutissage
E_s (GPa)	σ_s^e (MPa)	E_h (MPa)
190	554	3245

Table 4.1 Paramètres de l'acier

Module d'Young	Coefficient de Poisson	Résistance en traction	Résistance en compression
E_c (GPa)	ν_c	f_t (MPa)	f_c (MPa)
22	0,19	3,3	42,5

Table 4.2.a Paramètres du béton (paramètres expérimentaux)

Energie de fissuration*	Résistance en traction,	Facteur pour le pic de la contrainte en traction	Limite élastique de la contrainte en compression	Rapport en compression équi-biaxial	Pic de la contrainte en compression	Limite de la déformation ultime
G_f (N/m)	f_0^+ (MPa)	Δf_0^+ (MPa)	f_0^- (MPa)	$\frac{f_{02D}}{f_0}$ (MPa)	f_u^- (MPa)	ϵ_u^-
300	3,3	1,7	-25	1,18	-42,5	-0,015

Table 4.2.b Paramètres du béton (paramètres du modèle) (* dans le modèle l'énergie de fissuration est calculée comme l'aire totale sous la courbe contrainte-déplacement, y compris la partie élastique, ce qui explique la valeur apparente élevée de ce paramètre pour le béton)

Déformation de référence pour la limite plastique	Contrainte de référence pour la limite plastique	Points de fitting du couple de la déformation-contrainte (ϵ, σ)			
ϵ^p	σ^p (MPa)	ϵ_1	σ_1 (MPa)	ϵ_2	σ_2 (MPa)
-0,001	-22	-0,006	-35	-0,008	-22

Table 4.2.c Paramètres du béton (paramètres du modèle)

Contrainte d'adhérence (MPa)	2	6,2	2	2
Glissement (mm)	0,02	0,17	15	16
Pente ($\text{Pa}\cdot\text{m}^{-1}$)	10^{12}	$2,5 \cdot 10^{10}$	$-2,9 \cdot 10^8$	0

Table 4.3 Paramètres de la loi d'adhérence

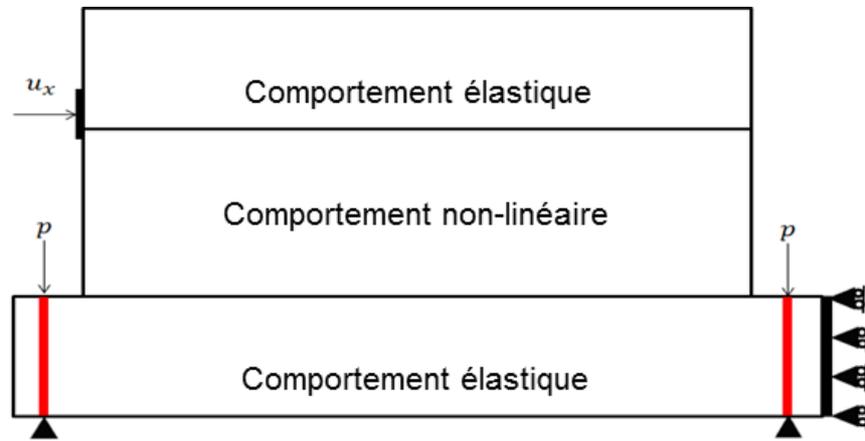


Figure 4.5 Conditions aux limites et comportement des matériaux de la structure

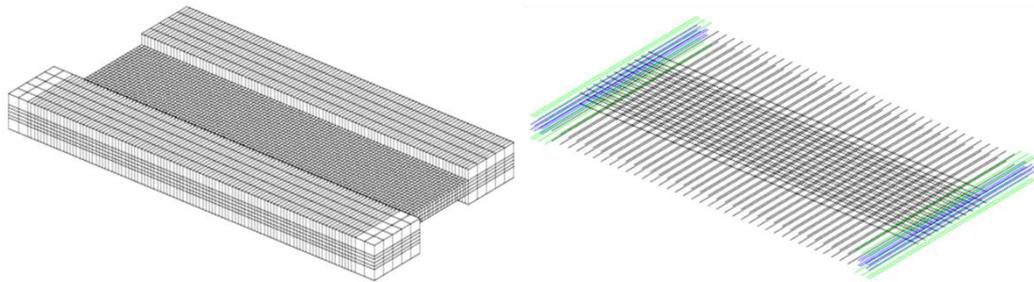


Figure 4.6 Maillage du béton (gauche) et maillage de l'acier (droite)

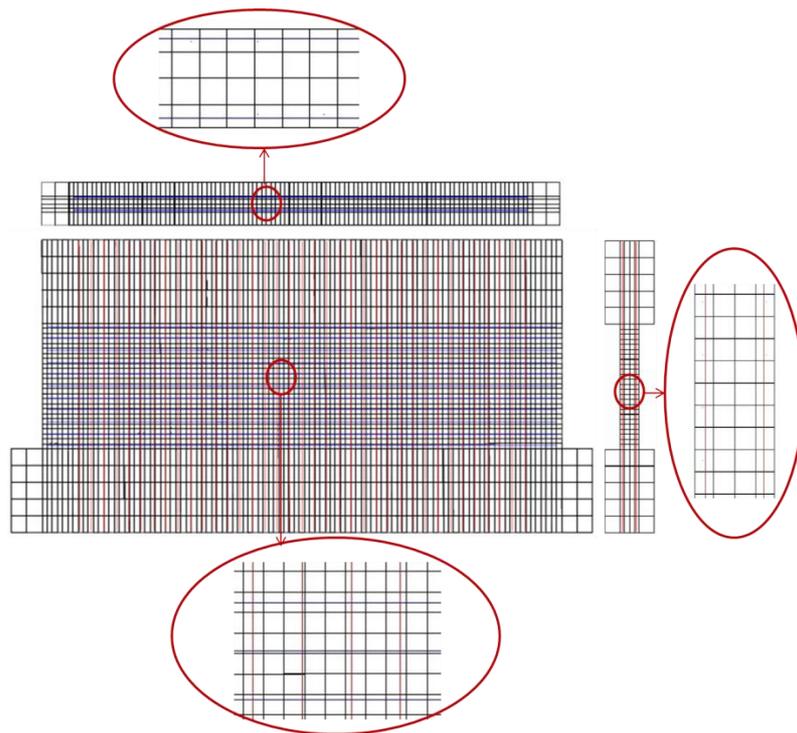


Figure 4.7 Position de l'acier par rapport aux nœuds du béton.

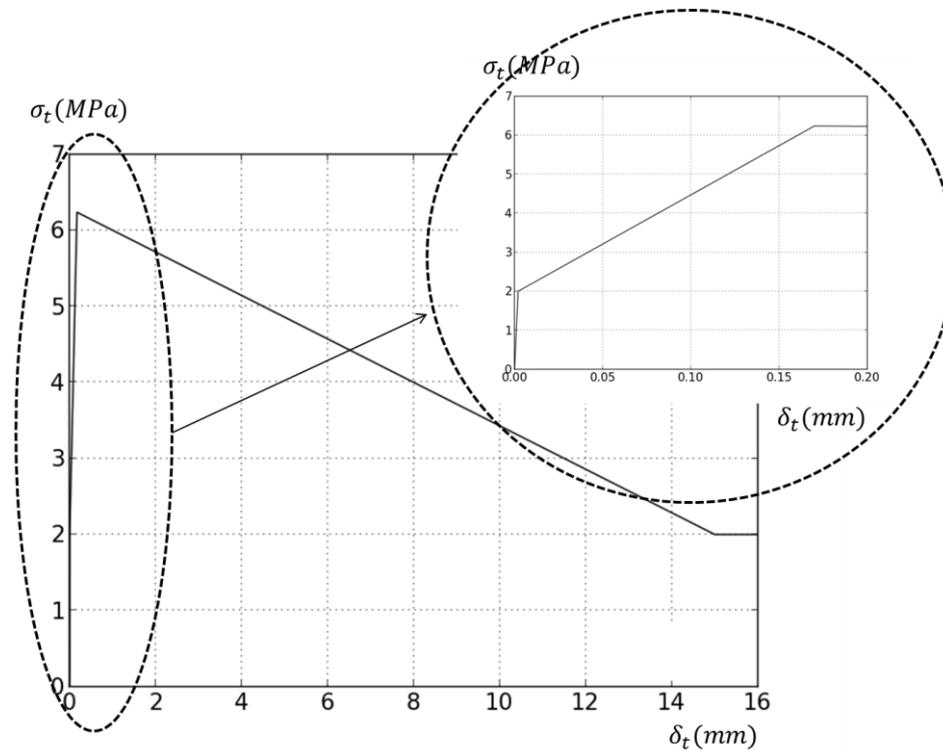


Figure 4.8 Loi d'adhérence

3. Résultats des simulations

3.1. Réponse globale

La figure 4.9 illustre l'évolution de la force globale appliquée en fonction du déplacement relatif (différence du déplacement de la partie haute et de la partie basse du voile). La réponse globale expérimentale est bien reproduite par la simulation (force maximale avant rupture notamment). En revanche, le comportement élastique n'est pas correctement reproduit. Pour étudier cette différence, une deuxième mesure, obtenue par corrélation d'images est utilisée. Elle correspond au déplacement relatif de deux points haut et bas du voile. La comparaison, au début du chargement, entre la simulation et ces mesures montre un bon accord (figure 4.9 bas). L'écart observé sur la première courbe semble donc plutôt être d'origine expérimentale, comme reporté dans Ruocci (2013). La simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton peut donc représenter les caractéristiques du comportement global de la structure.

3.2 Evolution de l'endommagement

Avec le modèle d'endommagement du béton, la dégradation mécanique peut être représentée directement par l'évolution de l'endommagement dans la structure. La figure 4.10 illustre l'évolution de l'endommagement de traction comparée avec l'ordre d'apparition des fissures de l'expérience. Les réponses sont qualitativement semblables entre la simulation et l'expérience. Mais, la distribution de l'endommagement ne permet pas de donner des informations sur la position des fissures, et encore moins sur leurs ouvertures.

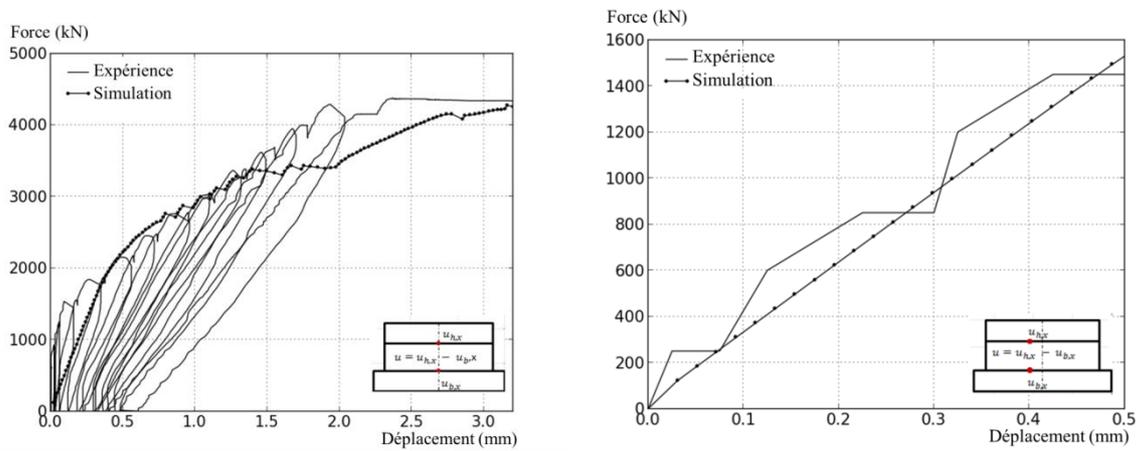


Figure 4.9 Evolution de la force en fonction du déplacement relatif. Comparaison entre la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton et l'expérience avec le capteur de déplacement (gauche) et entre la simulation et l'expérience obtenue par corrélation d'image (droite)

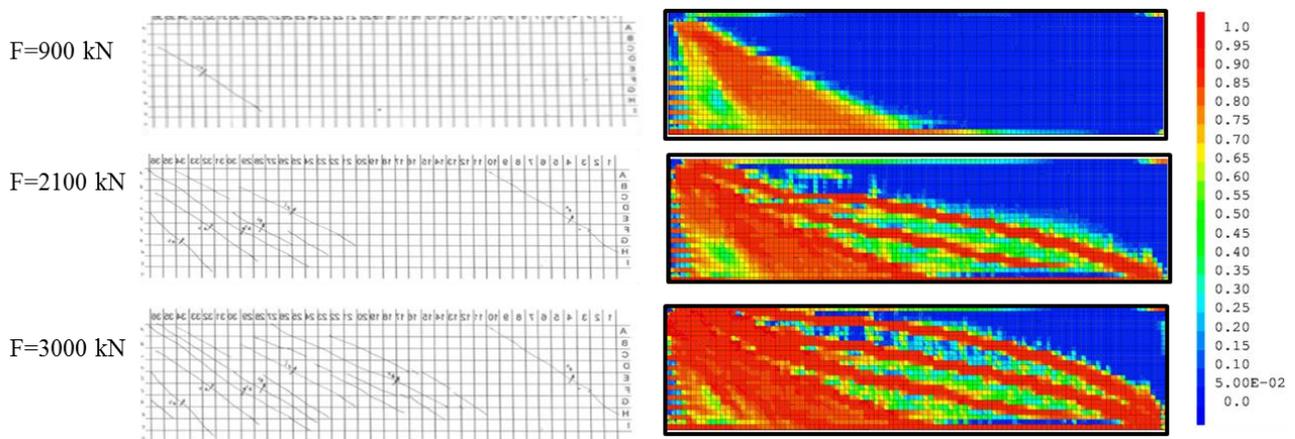


Figure 4.10 Evolution de la distribution de l'endommagement (droite) comparée avec les fissures expérimental (gauche) pour différents stades de chargement.

4. Post-traitement du faciès de fissuration

Les modèles d'endommagement permettent généralement de correctement reproduire l'initiation et la propagation de fissure jusqu'à la rupture de la structure. Mais les résultats fournis localement sont plutôt qualitatifs et ne permettent pas de représenter explicitement les caractéristiques de fissuration (la position, l'espacement et l'ouverture des fissures). Pour résoudre ce problème, Comi et al. (2007), Simone et al. (2003) ou Mazars et Pijaudier-Cabot (1996) utilisent un modèle d'endommagement pour décrire l'apparition de la fissure et les combinent avec des techniques adaptées lors de la propagation de fissure (par exemple, la connexion analytique entre l'endommagement non local et le mécanique de rupture). L'approche en discontinuité forte initiée par Simo et al. (1993) est également utilisée par différents auteurs comme Oliver et al. (2004) et Larsson et al. (1998) pour combiner un

modèle d'endommagement continu pour amorcer la fissure et un modèle discret ou un modèle de zone cohésive pour la propagation de fissure. Le passage du modèle d'endommagement vers le second modèle est généralement conditionné à une valeur limite de la variable d'endommagement, à l'énergie liée à la contrainte ou à la déformation (Comi et al. 2007) par exemple pour une association avec la méthode X-FEM).

Une autre solution, d'application plus directe, est de post-traiter les résultats de la simulation utilisant le modèle d'endommagement, sans considérer explicitement la discontinuité du champ du déplacement. L'analyse des résultats est principalement basée sur la distribution de la variable d'endommagement, de la déformation ou du déplacement. A partir de la distribution du champ de la déformation, Wang et Hutchinson (2005) propose par exemple une méthode de post-traitement en 2D. La déformation inélastique (associée ici à l'ouverture de fissure) est définie comme la différence entre la déformation totale et la déformation élastique. L'ouverture est alors obtenue par la multiplication de cette déformation par une longueur caractéristique de l'ouverture de fissure. Cette longueur est définie comme dans la figure 4.11. La direction de fissure est supposée perpendiculaire à la direction de la déformation maximale principale. Une autre approche proposée dans Mattalah et al. (2010), proche de cette méthode mais généralisée en 2D ou 3D, suppose comme longueur caractéristique de l'ouverture de fissure, la longueur moyenne de l'élément de la structure. Avec ces deux méthodes, la longueur caractéristique est directement liée à la taille de l'élément.

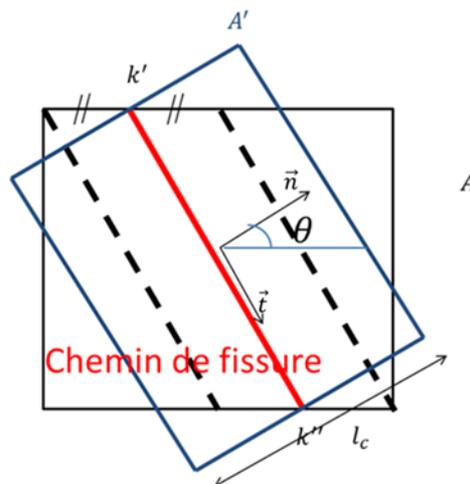


Figure 4.11 Longueur caractéristique de l'ouverture de fissure (l_c) selon Wang et Hutchinson (2005). Les aires de deux rectangles sont égales : $A = A'$

Dufour et al. (2008) propose également une méthode d'analyse de l'ouverture de fissure à partir du champ de déformation analytique avec une approche de discontinuité forte. Cette méthode est présentée dans le cas d'analyses 1D mais peut être étendue au 2D (Legrain et al, 2007) et 3D (Oliver et al, 2014).

On propose dans cette section une nouvelle méthode de post-traitement générique ayant l'avantage de s'appuyer sur le formalisme du modèle de liaison acier-béton. D'application simple et directe, elle peut être appliquée indépendamment du modèle d'endommagement et permet de calculer l'ouverture de fissure quel que soit le trajet de fissuration. De plus, le choix de la longueur caractéristique de fissure ne dépend pas de la taille de l'élément mais de la distribution des fissures post-traitées.

4.1. Description de la méthode de post-traitement

La technique proposée se compose de deux étapes. Il faut d'abord détecter la position des fissures (chemin de fissuration), puis dans un second temps calculer le saut de déplacement au travers des « fissures retenues ».

4.1.1. Détection des fissures et espacement

La méthode de détection de la position de fissure proposée utilise directement le modèle de liaison acier-béton. En effet, le glissement relatif entre l'acier et le béton change de signe à la position de la fissure (figure 4.12). Tout le long de ces aciers, le glissement peut alors être calculé et les changements de signe repérés.

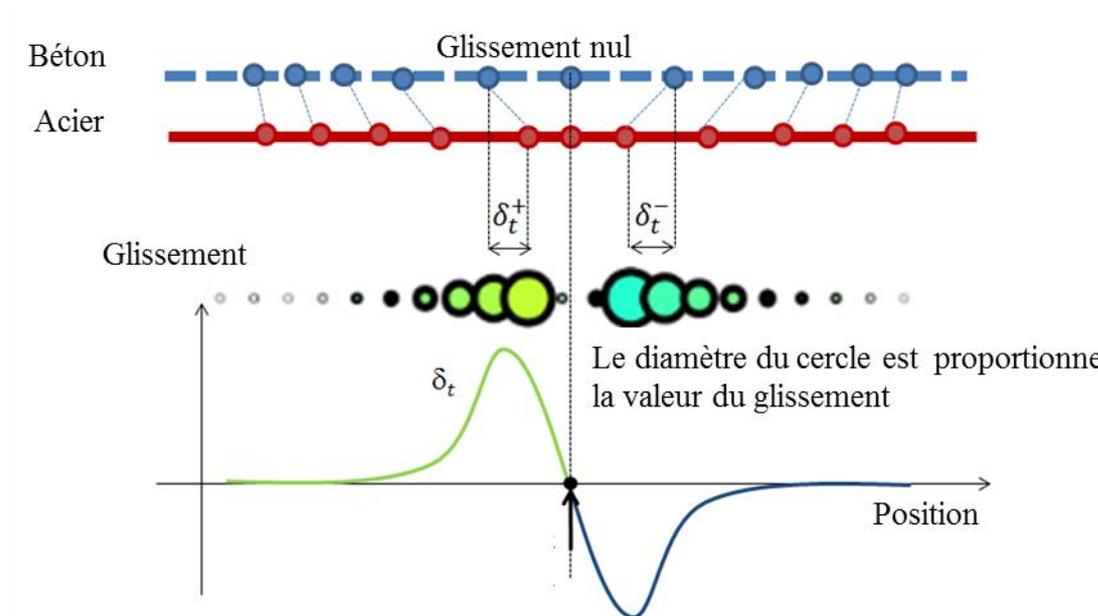


Figure 4.12 Changement de signe du glissement tangentiel au droit d'une fissure

Il est à noter qu'il y aura d'autant plus de points localisant chaque fissure que le réseau d'aciers est dense.

Il faut ensuite tracer le réseau de fissures en reliant ces points de passage. La difficulté consiste à détecter les points appartenant à une même fissure sans relier les points de deux fissures parallèles. N'ayant pas trouvé de technique automatique idéale, cette étape reste encore manuelle au stade actuel de développement. Il est possible, par exemple, à partir de la carte d'endommagement, de déterminer des « zones d'influence » pour distinguer les fissures (figure 4.13). Pour automatiser la détermination du trajet de fissure connectant un point de fissure à l'autre, un des critères pourrait être de limiter l'évolution de l'angle de fissure d'un point au point suivant (définition de la direction de recherche par les deux points précédents dans le trajet) (Dufour et al., 2008).

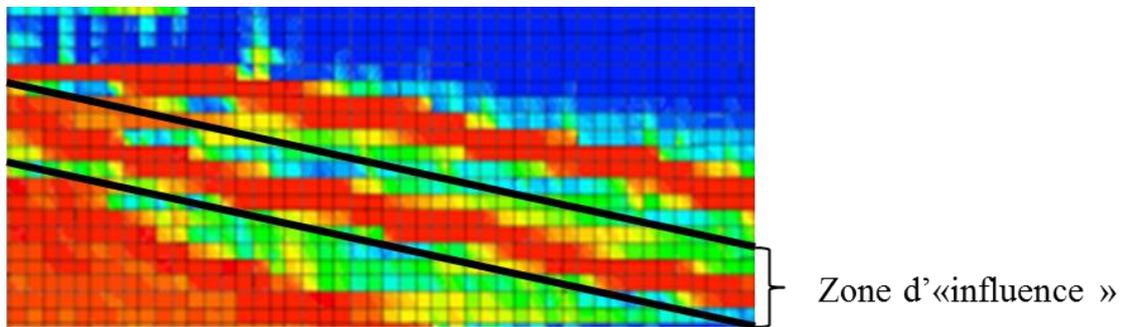


Figure 4.13 Exemple de définition de la zone d'«influence» d'une fissure pressentie à partir de la carte d'endommagement

D'autre part, avec la méthode proposée, les points de passage des fissures sont détectés dans les plans des nappes d'armatures. Si le trajet des fissures change dans l'épaisseur du voile, il faudra interpoler entre les plans de « détection » (les plans des nappes d'armatures). Dans le cas présenté ici, les positions de changement de signes sur les nappes des deux faces sont quasiment identiques, et des vérifications des sauts de déplacements dans le béton au cœur et sur les faces externes corroborent le fait que les fissures détectées sont traversantes (sans forcément avoir une ouverture identique dans toute l'épaisseur du voile comme il sera montré plus loin).

Il est à noter également que la méthode est actuellement adaptée au cas des voiles (trajet dans un plan) et nécessiterait des adaptations pour traiter les cas de fissures 3D dans des pièces massives par exemple.

4.1.2. Ouverture de fissure

L'ouverture de fissure est définie par le saut de déplacement normal au trajet de fissure. A chaque point sur le trajet de fissure (défini dans la section précédente), les directions normale et tangentielle (\vec{n}_c et \vec{t}_c respectivement) et l'angle de fissure (θ_c) sont déterminés (figure 4.14). La direction normale de fissure est définie comme une bissectrice des deux segments adjacents du trajet de fissure au point de fissure. Il évolue donc le long du trajet de fissure. La direction tangentielle de fissure est automatiquement obtenue par la perpendiculaire à la direction normale de fissure.

L'ouverture de fissure peut être calculée en chaque point de la fissure en suivant les étapes suivantes (figure 4.15) :

- Définition de la ligne de post-traitement dans la direction normale à la fissure. Cette ligne est choisie avec une longueur suffisamment grande pour prendre en compte l'effet de régularisation dans le voisinage de la fissure mais pas trop longue pour ne pas englober la fissure voisine. Dans notre cas, cette longueur est choisie égale au demi-espacement entre les fissures dans la direction normale à la fissure (qui peut être calculé à partir des trajets de fissuration obtenus précédemment)
- Discrétisation de cette ligne de post-traitement pour définir les points où les déplacements relatifs seront calculés.
- Détermination des déplacements relatifs le long de la ligne de post-traitement en utilisant les fonctions d'interpolation des éléments finis du béton si nécessaire

- Somme de ces déplacements relatifs le long de la ligne de post-traitement pour obtenir l'ouverture de fissure (w)

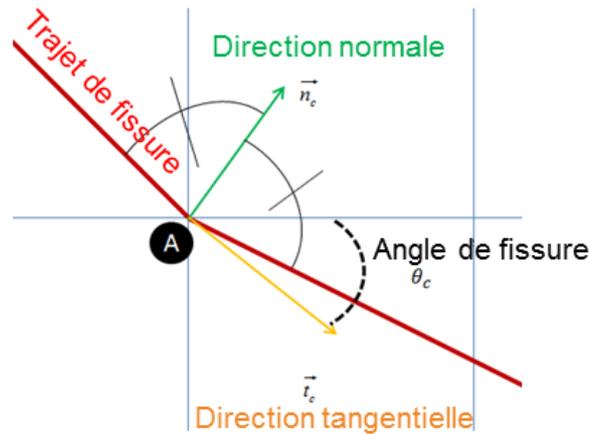


Figure 4.14 Définition de la direction normale

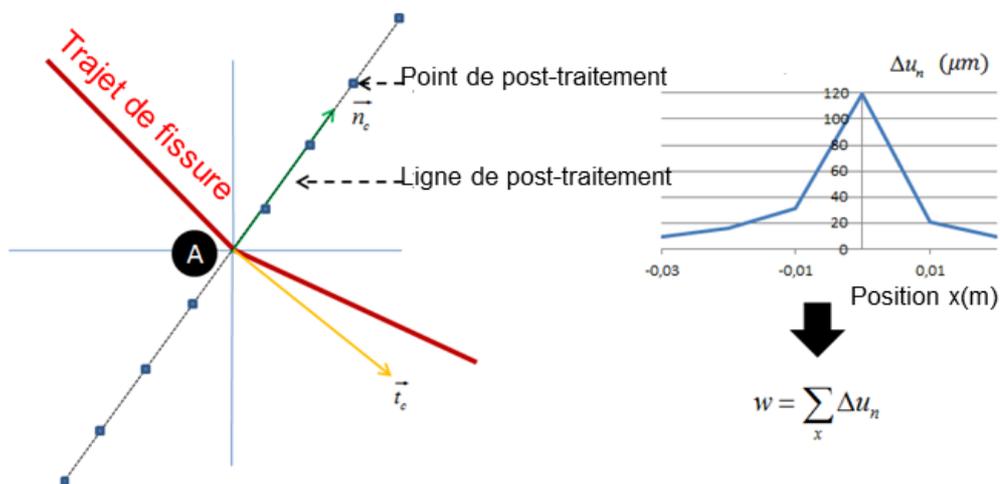


Figure 4.15 Calcul de l'ouverture normale de fissure

Par rapport à la méthode développée dans Matallah et al. (2010) ou dans Wang et Hutchinson (2005), la longueur « caractéristique » de fissure est choisie ici différemment. Au lieu d'être fonction de la taille de l'élément (liée à un calcul à partir de la déformation et non du déplacement), elle est ici choisie point par point à partir d'une donnée « physique » (le demi-espacement entre fissures modélisé). De plus, la méthode avec la ligne de post-traitement peut être utilisée dans le cas de simulations avec des modèles régularisés (Pijaudier-Cabot et Bazant, 1987) pour lesquels les déformations ne sont pas localisées.

4.1.3 Chemin de fissuration sans utiliser le glissement

Dans le cas où l'on veut déterminer le faciès de fissuration dans un plan où il n'y a pas d'armatures, ou bien dans le cas où l'on fait une modélisation avec liaison parfaite entre l'acier et le béton, il n'est pas possible de déterminer les points de passage des fissures à l'aide du changement de signe du glissement acier-béton. On peut toutefois utiliser une

méthode similaire à celle qui vient d'être présentée. Elle diffère uniquement dans la détermination des points de passage des fissures. Elle est réalisée avec les étapes suivantes :

- Calcul du déplacement relatif entre deux points voisins (s'appelant « 1 » et « 2 ») $\Delta\vec{u} = \vec{u}_2 - \vec{u}_1$ et de sa norme $\|\Delta\vec{u}\| = \sqrt{\Delta u_x^2 + \Delta u_y^2}$ (figure 4.16). Les points de post-traitement sont choisis sur une grille de post-traitement déterminée a priori, qui peut être confondue ou non avec le maillage de béton. Pour simplifier la méthode, il est possible de ne choisir qu'une direction pour le calcul des déplacements relatifs (par exemple horizontale ou verticale).
- Détermination des points de passage de fissure à partir des maxima locaux de $\|\Delta\vec{u}\|$ le long des lignes choisies. Un seuil w_{cr} est utilisé pour éliminer le bruit (si $\|\Delta\vec{u}\| < w_{cr}$ le maximum local n'est pas retenu) (figure 4.17).

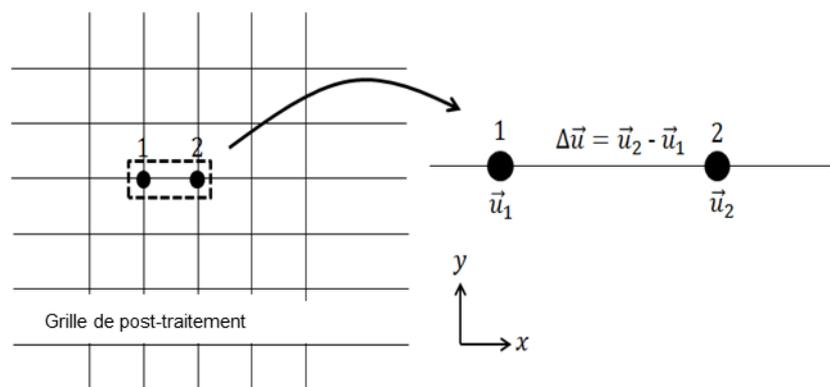


Figure 4.16 Calcul du déplacement relatif

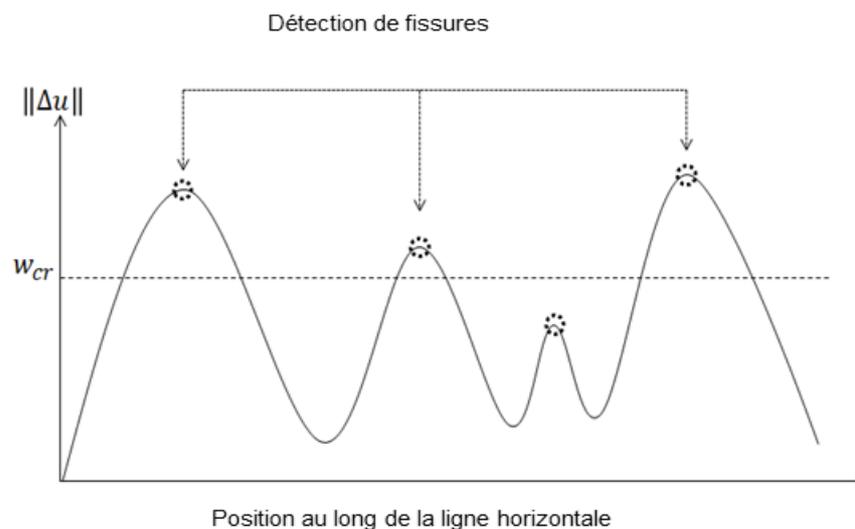


Figure 4.17 Principe de détection des points de passage des fissures

Cette méthode est proche de la méthode développée dans Ruocci (2013) ou Rethoré et al. (2007) pour déterminer les ouvertures de fissure avec corrélation d'images. Cette méthode a deux inconvénients. Premièrement, quelques fissures peuvent être « oubliées » en fonction de la direction de post-traitement choisie. De plus, les résultats sont dépendants du critère choisi (w_{cr}) (nombre de fissures détectées). C'est pour cette raison qu'on lui préférera, quand c'est

possible, la méthode de post-traitement basé sur les changements de signe des glissements. Celle-ci ne fait en effet pas intervenir de critère de détection « arbitraire ».

4.2. Application au voile en cisaillement

4.2.1. Espacement de fissure

La méthode de détermination de l'ouverture de fissure décrite ci-dessus est appliquée sur le voile en cisaillement simulé en utilisant le modèle de liaison acier-béton. Les glissements le long des barres de renforcements verticales et horizontales sont calculés (figure 4.18) et les points de changement de signe du glissement sont localisés (figure 4.19). Les trajets de fissure sont alors déterminés manuellement en s'aidant des cartes d'endommagement.

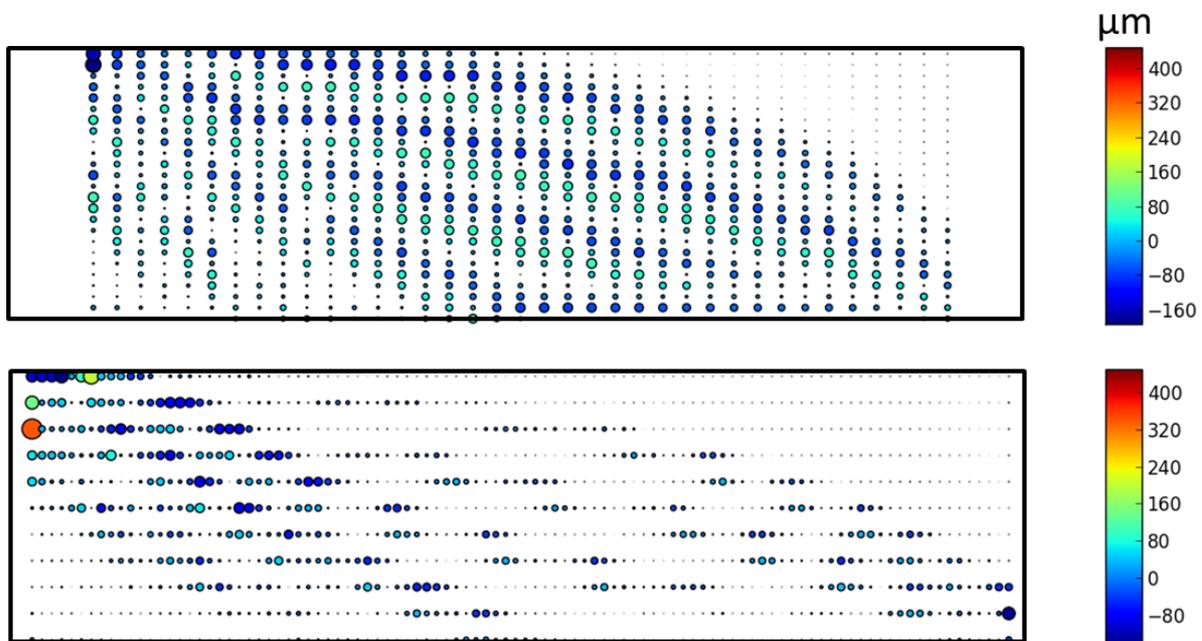


Figure 4.18 Distribution du glissement au niveau de force 3900 kN le long des barres verticales (haut) et le long des barres horizontales (bas).

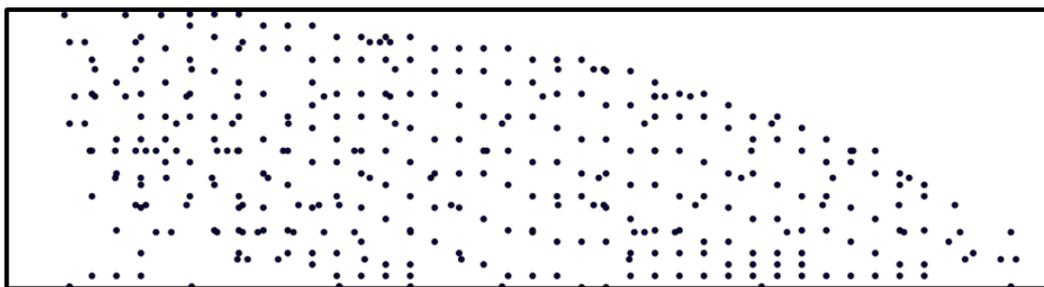


Figure 4.19 Positions des fissures calculées avec le changement de signe du glissement

Pour comparer avec les résultats expérimentaux obtenus avec la méthode de corrélation d'images, le post-traitement est effectué sur la face avant du voile, après avoir vérifié avec la méthode de post-traitement présentée en 4.1.3 que les fissures sont identiques sur cette face et au niveau des armatures. A titre de confirmation, la figure 4.20 illustre les distributions de fissures au niveau de la nappe d'armatures et sur la face avant. Les traits bleus et les points dans les cadres bleus en pointillé sont les fissures qui apparaissent sur la face avant avec la

méthode du déplacement relatif et qui sont différentes de celles utilisant la méthode du changement de signe du glissement. Les différences peuvent être qualifiées de minimales dans la mesure où dans notre cas, seules les fissures principales situées au centre du voile nous intéressent (celles pour lesquelles des informations expérimentales sont disponibles). On retient donc dans notre cas l'hypothèse de fissure traversante.

On peut noter qu'avec la méthode basée sur le déplacement relatif, certaines fissures sont difficiles à détecter car les petites fissures sont réparties dans le voile. Pour pouvoir les distinguer, il faut utiliser un critère (w_{cr}) pour éliminer le bruit causé par ces microfissures. Les résultats sont en revanche très sensibles à ce critère qui est donc bien l'un des principaux défauts de cette méthode (figure 4.21).

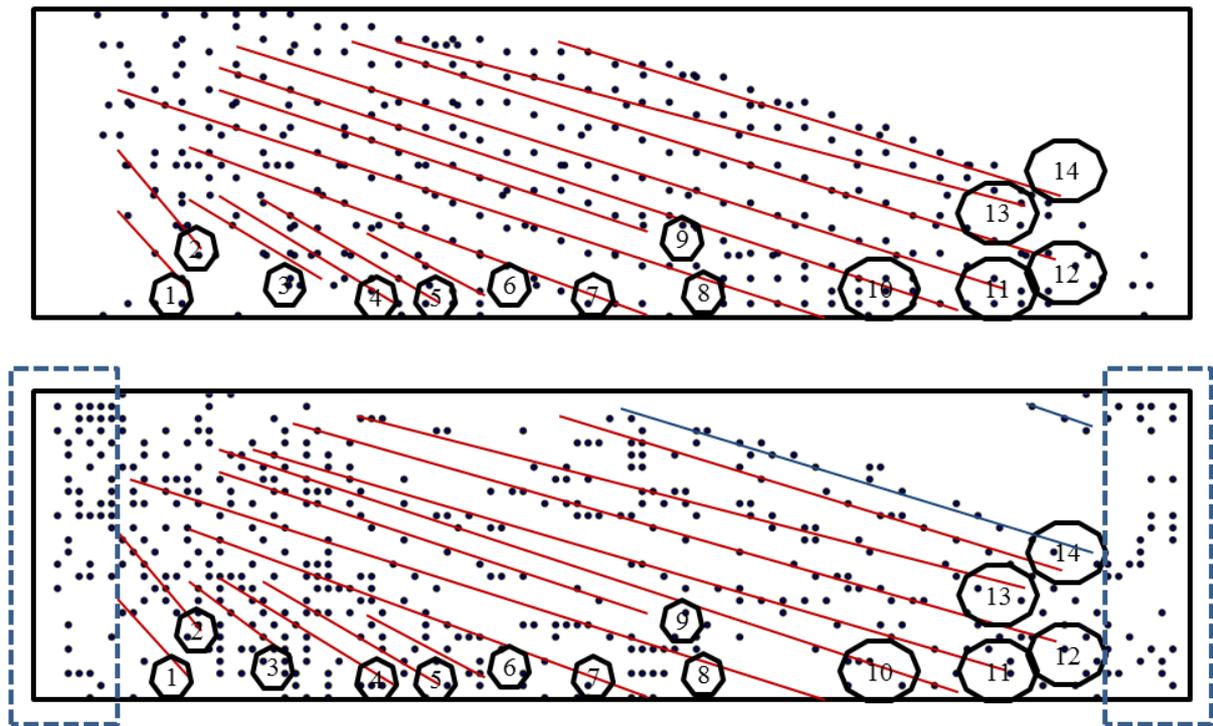


Figure 4.20 Comparaison des trajets de fissures avec la méthode basée sur le changement de signe du glissement (haut) et sur le déplacement relatif (bas) pour un niveau de force 3900 kN (face avant)

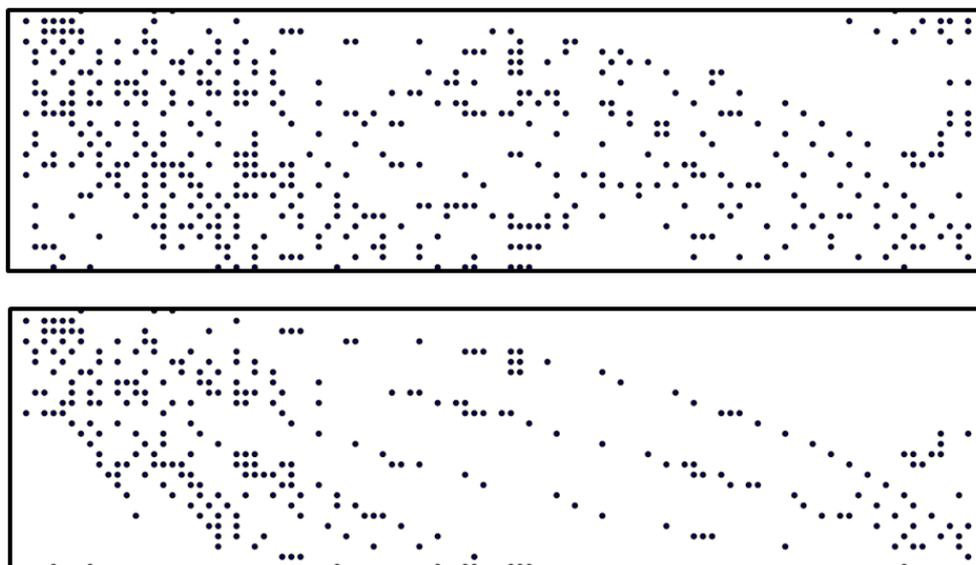


Figure 4.21 Points de passage des fissures avec la méthode de déplacement relatif pour un critère $w_{cr} = 20\mu\text{m}$ (haut) et $w_{cr} = 100\mu\text{m}$ (bas)

L'ordre de l'apparition de fissures est comparé entre la simulation et l'expérience. Au niveau de force 900 kN, une fissure apparaît du côté du chargement. Lorsque la force atteint 2100 kN, une nouvelle fissure apparaît du côté opposé au chargement. Finalement, au niveau de force 3000 kN, les fissures se sont propagées dans la zone centrale (figure 4.22). La simulation reproduit correctement l'expérience (localisation des fissures par relevé visuel).

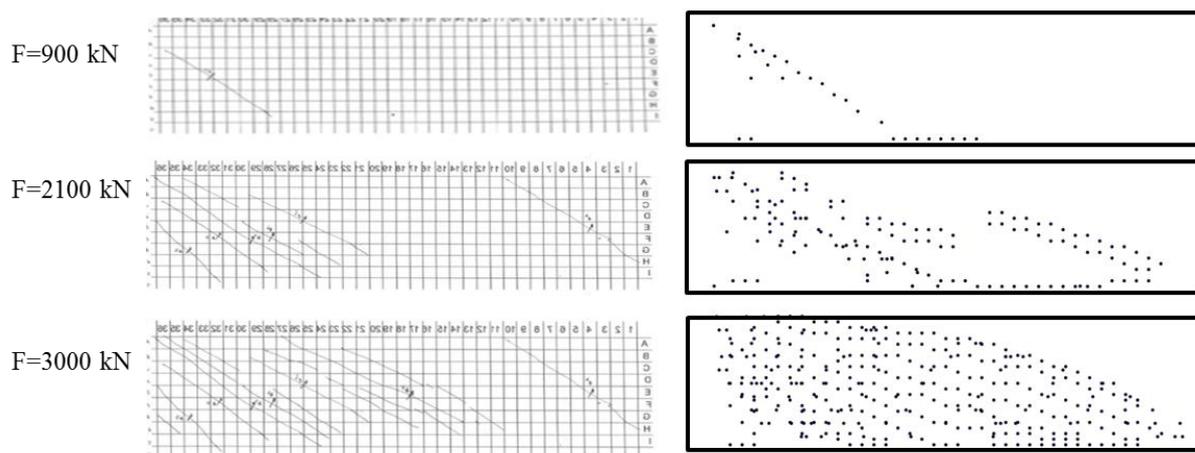


Figure 4.22 Ordre de l'apparition de fissure. Comparaison entre l'expérience (gauche) et la simulation (droite)

La figure 4.23 montre la distribution de fissures dans la zone d'intérêt. Cette zone correspond à la zone où les fissures sont post-traitées expérimentalement par corrélation d'image (Ruocci et al., 2012).

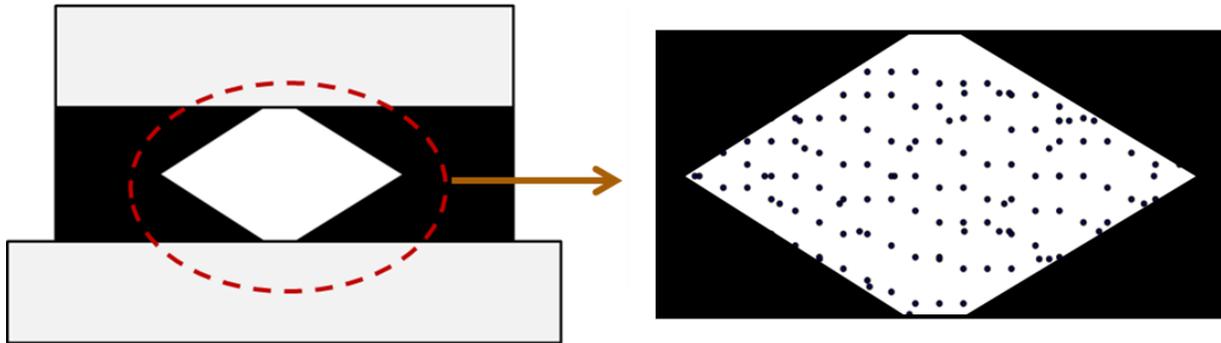


Figure 4.23 Distribution de fissures dans la zone d'intérêt

Avec les trajets déterminés par la méthode des changements de signe des glissements, l'espacement et l'angle moyen des fissures dans la zone d'intérêt peuvent donc être calculés. Au niveau de force 3900 kN, une comparaison entre la simulation et l'expérience est effectuée (table 4.4). Un bon accord entre la simulation et l'expérience est obtenu.

F = 3900 kN	Angle moyen de fissure	Espacement moyen de fissure
	θ_c (degré)	(mm)
Expérience	28,5	97,4
Simulation	25	98

Table 4.4 Espacement de fissure et angle de fissuration moyens. Comparaison entre la simulation et l'expérience.

4.2.2. Ouverture de fissure

En connaissant les trajets de fissures, les ouvertures normales de fissures peuvent être déterminées en utilisant la méthode développée dans la section précédente. La distribution de l'ouverture de fissure est présentée sur la figure 4.24 dans la zone d'intérêt comme indiqué dans la section 4.2.1. A partir de la distribution de l'ouverture de fissures, les ouvertures moyenne et maximale sont calculées. La comparaison donnée dans la table 4.5 confirme un accord entre la simulation et l'expérience dans la zone d'intérêt.

Comme mentionné dans la section 4.1.3, les fissures sont supposées traversantes dans l'épaisseur du voile. A partir du trajet de fissure, les ouvertures normales dans l'épaisseur du voile peuvent être calculées. Ici, les fissures sur la face avant, au niveau de l'armature et au centre sont post-traitées. Les distributions de l'ouverture sont montrées dans la figure 4.25. Les ouvertures de fissures sur la face avant et au niveau de l'armature sont quasiment identiques du fait du choix du maillage avec un élément contenant également les aciers, mais les ouvertures de fissures au centre sont légèrement plus grandes avec un facteur 1.15 par rapport à celles en avant.

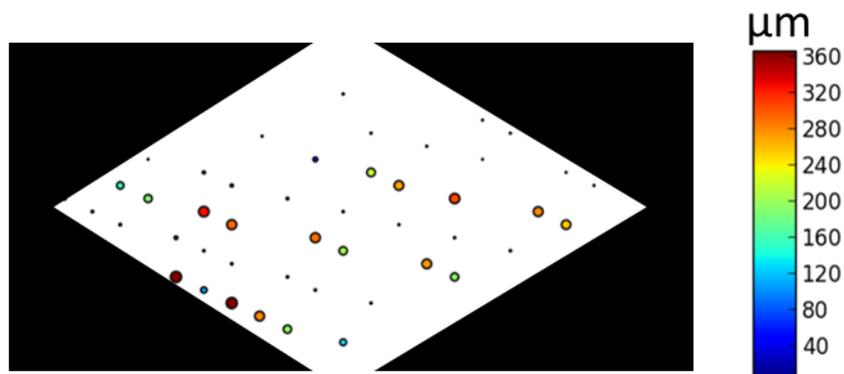


Figure 4.24 Distribution de l'ouverture normale de fissure dans la zone d'intérêt au niveau de force $F = 3900$ kN

F = 3900 kN	Ouverture moyenne de fissure	Ouverture maximale de fissure
	(μm)	(μm)
Expérience	105	364
Simulation	109	366

Table 4.5 Ouverture moyenne et maximale de fissure dans la zone d'intérêt. Comparaison entre la simulation et l'expérience.

F = 3900 kN	Ouverture moyenne de fissure (μm)	Ouverture maximale de fissure (μm)
A la face avant	102	488
Au niveau de l'armature	104	492
Au centre	117	544

Table 4.6 Ouverture moyenne et maximale de fissure dans le voile entier. Comparaison à différentes épaisseurs du voile

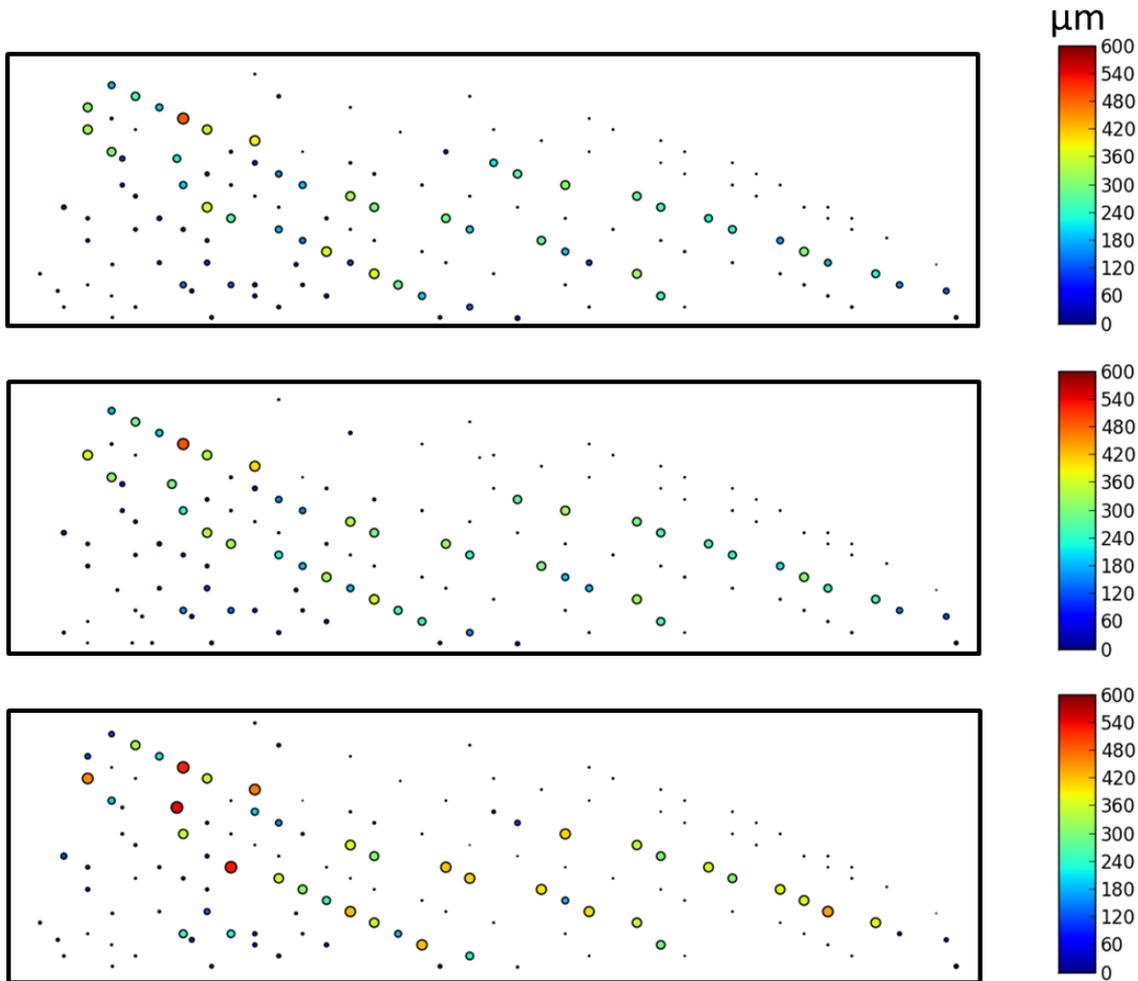


Figure 4.25 Ouverture normale de fissures sur la face avant (haut), au niveau de l'armature (milieu) et au centre (bas)

Avec la méthode proposée, le calcul du déplacement relatif inclut la partie élastique et la partie inélastique de la déformation. Dans Mattalah et al. (2010), une décomposition entre les parties inélastique et élastique de la déformation est effectuée.

Pour évaluer l'influence de la partie élastique de la déformation dans notre cas particulier, la méthode proposée par Mattalah et al. (2010) et implantée dans le code d'éléments finis Cast3M (2015) est utilisée. L'ouverture de fissure (inélastique) (w_{inelas}) et l'ouverture de fissure « élastique » (w_{elas}) sont calculées en multipliant respectivement la déformation inélastique et la déformation élastique par la taille moyenne de chaque élément.

On peut écrire l'ouverture de fissure élastique et l'ouverture de fissure (inélastique) respectivement :

$$w_{elas} = l_e \varepsilon_{I,elas} \quad (4.4)$$

$$w_{inelas} = l_e (\varepsilon_{I,totale} - \varepsilon_{I,elas}) \quad (4.5)$$

$$l_e = \sqrt[3]{V_e} \quad (4.6)$$

où V_e est le volume de l'élément, $\varepsilon_{I,elas}$ la déformation élastique principale maximale, $\varepsilon_{I,totale}$ la déformation totale principale

La comparaison permet de conclure que l'ouverture de fissure liée à la déformation élastique peut être négligée devant l'ouverture de fissure liée à la déformation inélastique dans les zones de fissures localisées (figure 4.30). Dans cette situation, considérer le déplacement relatif « total » pour définir l'ouverture de fissure est donc approprié

Considérons le cas simple d'un élément volumique utilisant le modèle d'endommagement développé dans Faria et al. (1998) et sollicité en traction. La figure 4.26 illustre l'évolution de la contrainte en fonction de la déformation. Le comportement s'adoucit progressivement. Les évolutions de la déformation élastique, de la déformation inélastique et de l'endommagement sont tracées en fonction de la déformation totale sur les figures 4.27 et 4.28. La déformation élastique croît dans un premier temps (faible évolution de l'endommagement). Pour de plus grandes valeurs de la déformation totale, la déformation élastique diminue avec l'augmentation de l'endommagement. La déformation inélastique suit une évolution contraire. En phase finale (endommagement proche de un), la déformation inélastique est égale à la déformation totale (figure 4.28). On retrouve bien dans ce cas simplifié les conclusions précédemment obtenues : la déformation élastique devient négligeable dès que l'endommagement atteint de fortes valeurs.

On présente ici un mécanisme d'ouverture de fissure incluant également une ouverture tangentielle de fissure. Durant le chargement, le voile est cisailé et l'ouverture est donc en mode mixte (mode I et mode II). L'ouverture en mode I est associée à l'ouverture normale et l'ouverture en mode II à l'ouverture tangentielle. Au début du chargement ($u_x < 0.75 \text{ mm}$), les ouvertures tangentielle et normale pour un point de fissure donné (valeur maximale de l'ouverture normale de fissure) (figure 4.31) sont quasiment identiques. Lorsque le chargement devient important, l'ouverture normale croît plus rapidement que l'ouverture tangentielle. Les ouvertures normales et tangentielles atteignent ensuite un pic au déplacement 1.5 mm, puis varient peu jusqu'à la fin du chargement. Dans cette phase, l'ouverture normale est presque trois fois plus grande que l'ouverture tangentielle. L'ouverture moyennée dans chaque direction et sur chaque élément n'est donc probablement pas une information pertinente pour évaluer l'ouverture de fissure.

Les distributions de l'ouverture normale et tangentielle sur le voile au niveau de force 3900 kN sont montrées dans la figure 4.32 et les valeurs maximales et moyennes de l'ouverture normale et tangentielle dans la table 4.7.

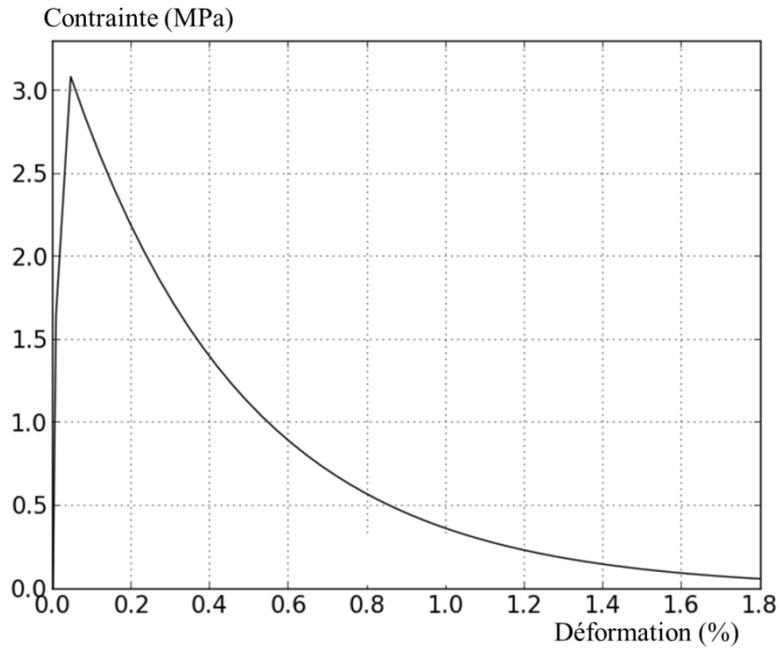


Figure 4.26 Evolution de la contrainte en fonction de la déformation pour un élément volumique sollicité en traction

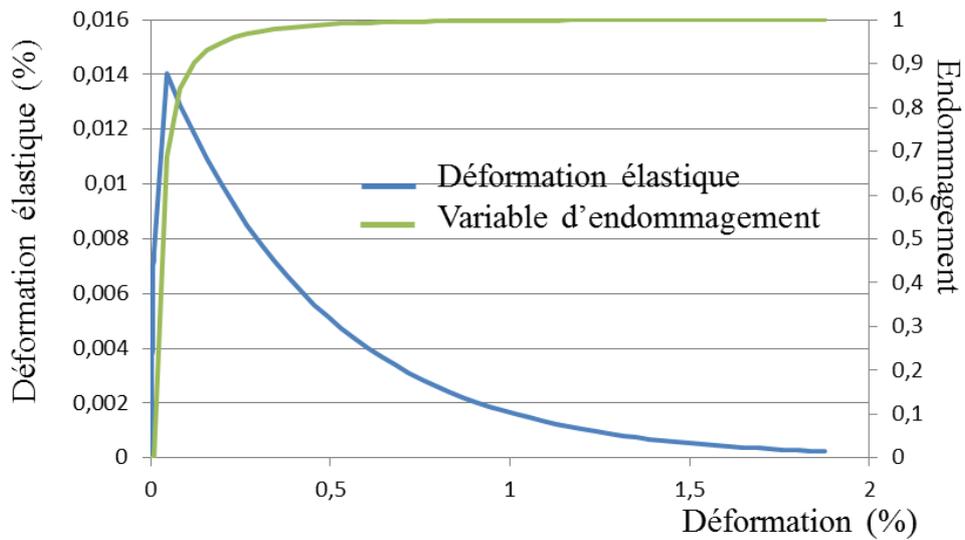


Figure 4.27 Evolution de la déformation élastique et de l'endommagement en traction en fonction de la déformation totale

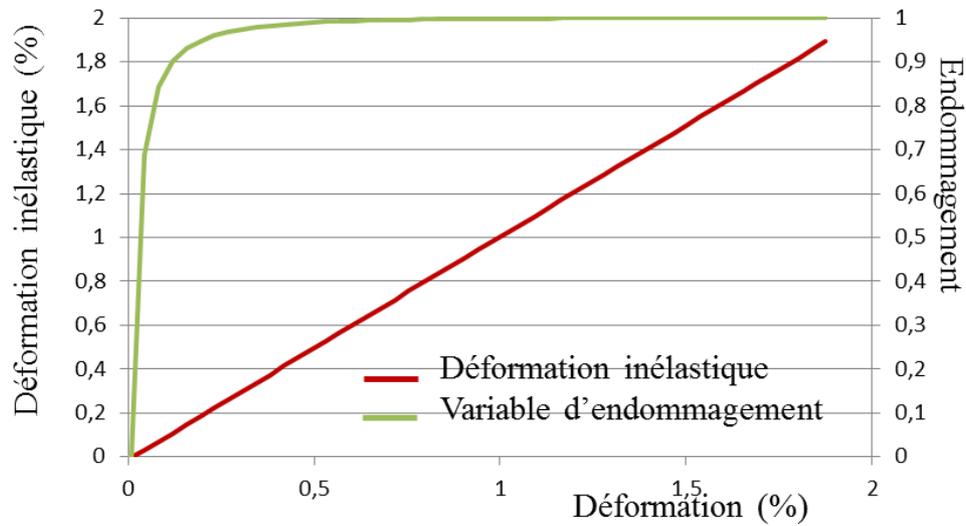


Figure 4.28 Evolution de la déformation inélastique et de l'endommagement en traction en fonction de la déformation totale

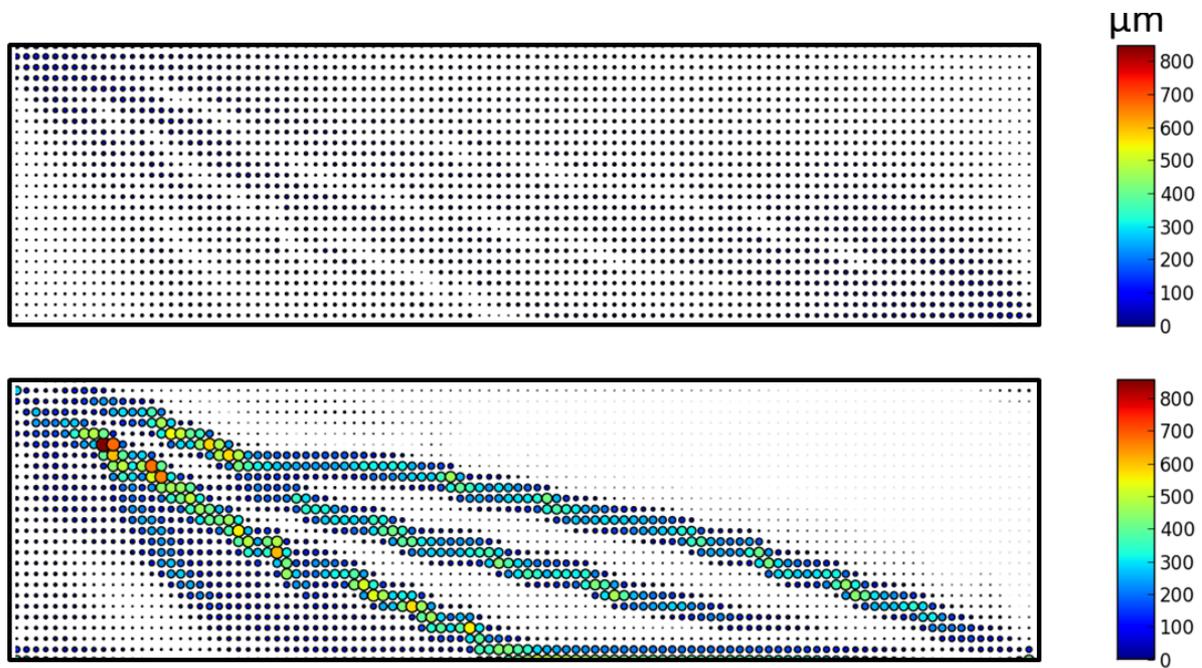


Figure 4.30 Ouverture de fissure inélastique (bas) et ouverture de fissure « élastique » (haut) en utilisant la méthode de Mattalah et al. (2010) au niveau de force 3900 kN

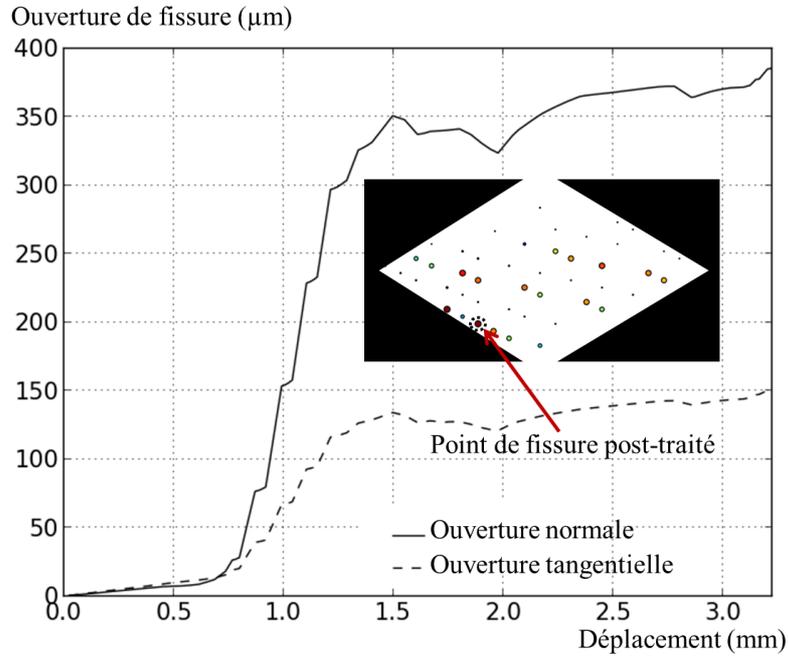


Figure 4.31 Evolution des ouvertures normale et tangentielle de fissure en fonction du déplacement pour un point de fissure d'ouverture normale maximale

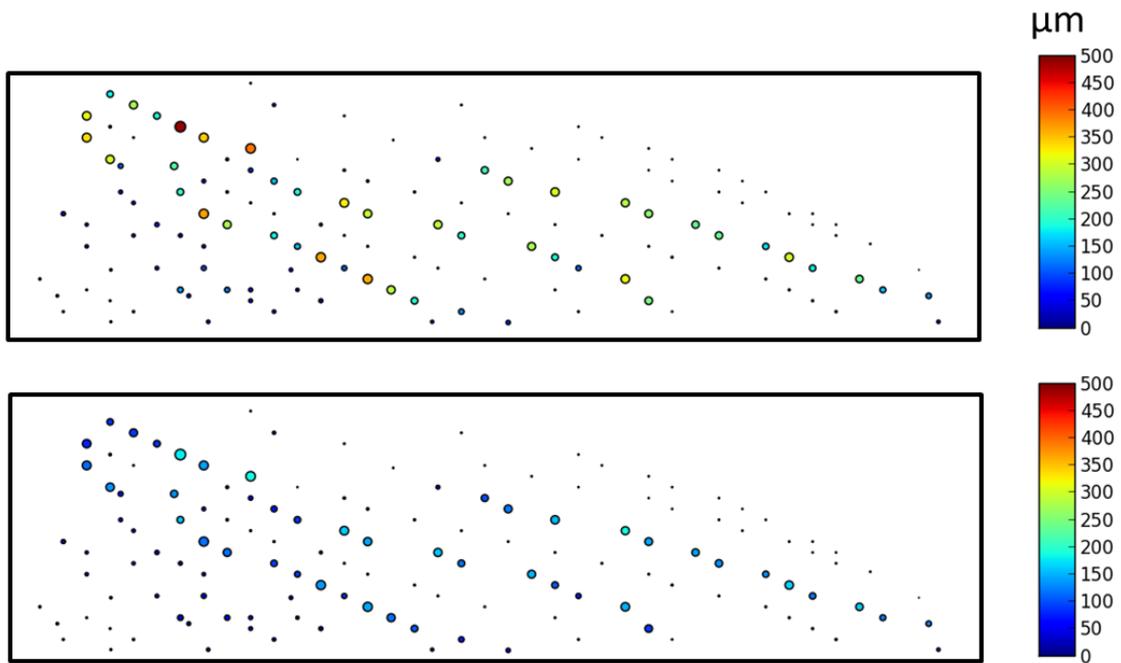


Figure 4.32 Ouvertures normale (haut) et tangentielle (bas) au niveau de force 3900 kN

F = 3900 kN	Ouverture normale de fissure (μm)	Ouverture tangentielle de fissure (μm)
Ouverture maximale	488	186
Ouverture moyenne	102	60

Table 4.7 Ouvertures normale et tangentielle de fissure maximale et moyenne

5. Influence de la liaison acier-béton sur le voile en cisaillement

La section précédente montre que le modèle de liaison acier-béton donne des résultats proches de l'expérience sur le voile en cisaillement. Cette section compare les résultats à ceux d'un calcul avec liaison parfaite pour mettre en évidence l'influence de la liaison acier-béton.

La figure 4.33 illustre la comparaison de l'évolution des forces en fonction du déplacement relatif pour la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton et celle utilisant l'hypothèse de liaison parfaite. Les deux modèles donnent un résultat comparable au niveau global. Dans la phase élastique, les réponses sont identiques. Cela est lié à la raideur élevée dans la phase initiale de la courbe d'adhérence. Dans la phase de fissuration, la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton montre des décharges de force non retrouvées avec la liaison parfaite (phénomène identique dans le cas du tirant).

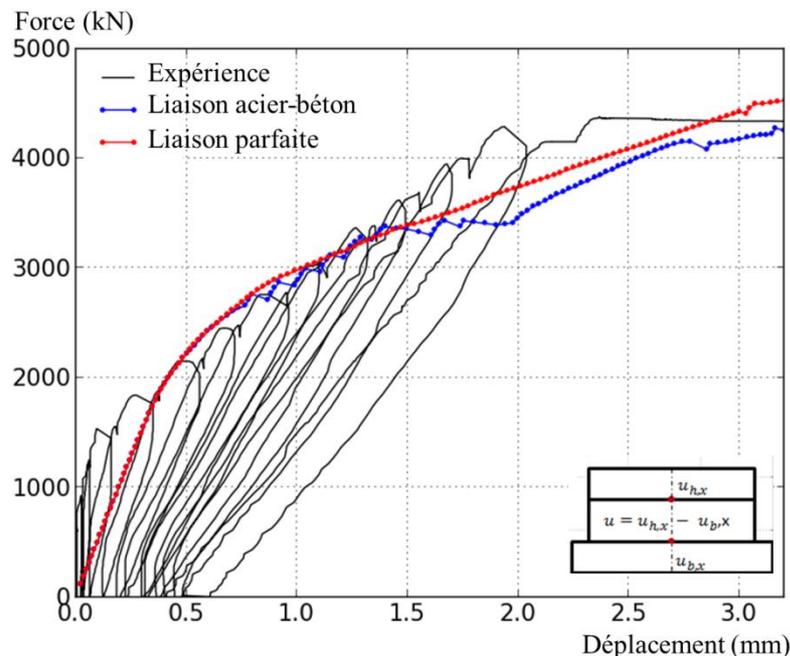


Figure 4.33 Evolution des forces en fonction du déplacement relatif. Comparaison entre l'expérience, la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton et la simulation avec hypothèse de liaison parfaite

Au niveau local, les ouvertures simulées avec liaison parfaite ne peuvent pas être post-traitées avec la nouvelle méthode de détection de la position de fissure (pas de glissement par définition). On utilise donc la méthode de déplacement relatif pour positionner les fissures. Mais même avec cette méthode, le trajet de fissure est très complexe à déterminer car les fissures sont réparties sur l'ensemble de la face du voile (effet de « couture » - figure 4.34). De plus, compte tenu de la forte sensibilité du post-traitement au critère de détection et au choix utilisateur de la zone d'influence, une comparaison sur une donnée directe (norme du déplacement entre deux points sur une grille horizontale) est ici proposée. Dans un premier temps, les résultats sont comparés sur le voile entier. La figure 4.35 illustre la distribution de la norme du déplacement relatif avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton (haut) et l'hypothèse de liaison parfaite (bas) à la fin du chargement. Une forte concentration de la norme du déplacement relatif est observée à proximité de la zone d'application du chargement avec la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite. La liaison entre les deux matériaux est en effet rigidifiée et peut conduire à un endommagement important

(contrainte en cisaillement). Au contraire, avec le modèle de liaison acier-béton, les normes de déplacement relatif sont localisées sur chaque trajet de fissure, comme présenté précédemment.

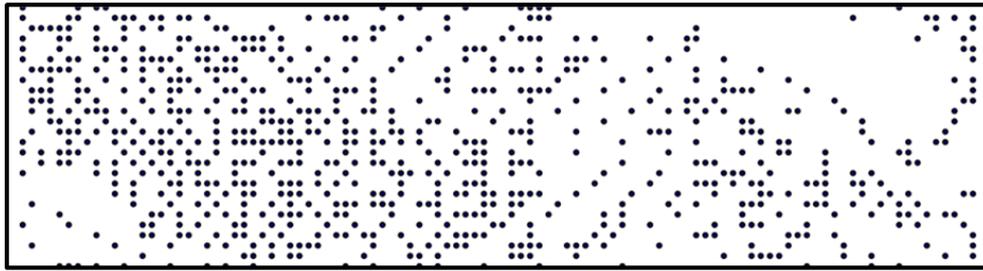


Figure 4.34 Répartition des points de passage des fissures avec la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite

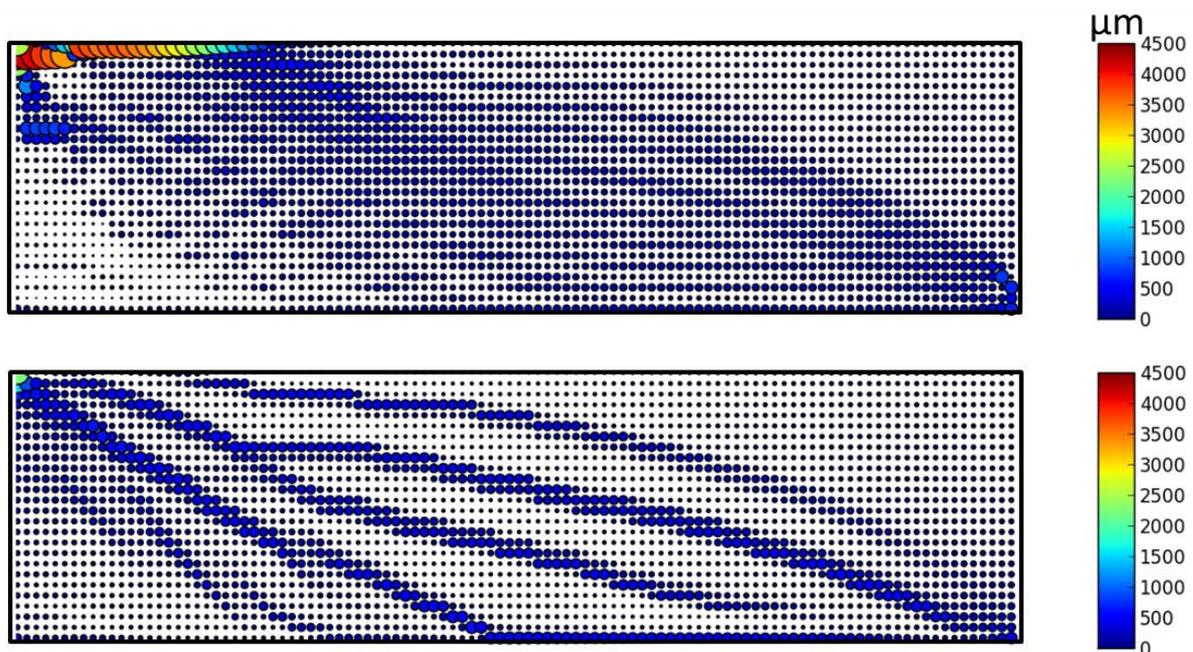


Figure 4.35 Comparaison de la répartition de fissures (normes du déplacement relatif) entre la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite (haut) et le modèle de liaison acier-béton (bas) à la fin du chargement

Cette différence peut avoir par exemple un impact important lorsque la question du dimensionnement est posée. Des ouvertures de fissures importantes (ou ici des normes de déplacement relatif) obtenues avec l'hypothèse de liaison parfaite peuvent conduire à sur-renforcer la structure pour un coût de construction plus grand.

Finalement, la norme du déplacement relatif simulé avec les deux hypothèses de la liaison est comparée dans la zone d'intérêt (figure 4.36). Les distributions de la norme du déplacement relatif sont quasiment uniformes avec la liaison parfaite. Les fissures sont très complexes à séparer. Avec le modèle de liaison acier-béton, les fissures sont localisées. Par conséquent, comparativement au modèle de liaison acier-béton développé, la liaison parfaite induit une localisation des déplacements relatifs plus importante au niveau de la zone de chargement et une répartition quasi-uniforme dans la partie centrale (effet de régularisation). Ces différences associées à la comparaison expérimentale montrent l'intérêt d'utiliser le modèle de liaison

acier-béton dans la simulation pour caractériser finement les réponses locales de la structure (l'ouverture de fissure, par exemple).

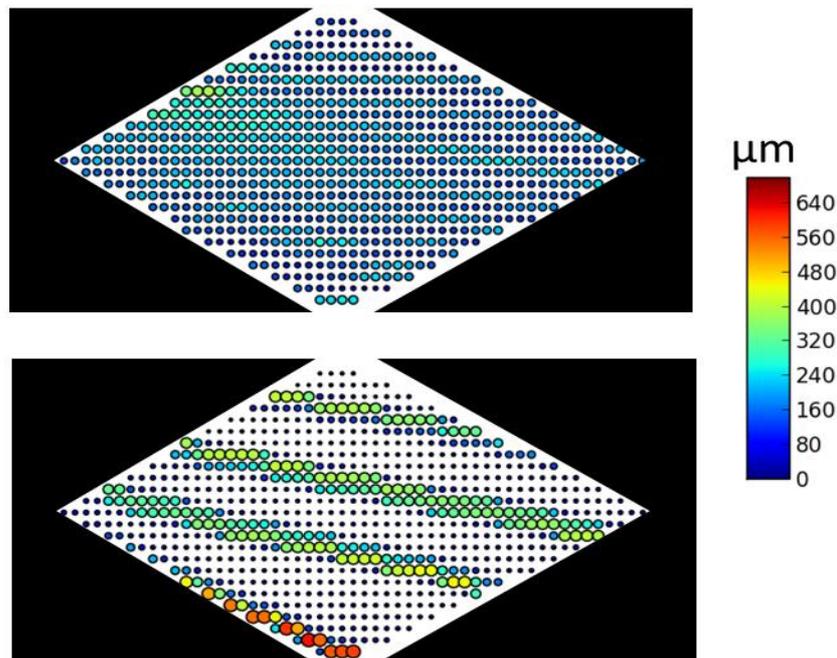


Figure 4.36 Comparaison de la répartition de fissures (normes du déplacement relatif) entre la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite (haut) et le modèle de liaison acier-béton (bas) dans la zone d'intérêt à la fin du chargement

6. Conclusion

Le modèle de liaison-acier béton a été appliqué avec succès sur un voile en cisaillement testé dans le cadre du projet national CEOS.fr. Le comportement global est correctement simulé. L'ordre d'apparition des fissures est également comparable entre la simulation et l'expérience.

Au niveau local, une nouvelle méthode est proposée pour post-traiter le faciès de fissuration (répartition, orientation et ouverture des fissures). Cette méthode est associée directement au modèle de liaison acier-béton en repérant la position des points de passage des fissures par le changement de signe du glissement au niveau de l'interface acier-béton. Il reste une étape manuelle pour relier ces points et déterminer une répartition des fissures. Cette méthode devra être automatisée. L'ouverture de fissure peut être ensuite calculée à partir du déplacement relatif dans la direction normale au trajet de fissure. Cette méthode est applicable indépendamment du modèle d'endommagement choisi pour le béton.

Dans le cas de voiles en cisaillement, l'hypothèse de fissures principales traversantes a été vérifiée et les trajets de fissuration peuvent être déterminés au niveau des nappes d'armatures. Pour d'autres structures, une variante de la méthode a été proposée pour déterminer le trajet de fissuration sans utiliser les glissements au niveau des aciers.

Enfin, le rôle de liaison acier-béton a été étudié en comparant avec la simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite. Au niveau global, les réponses (force-déplacement) entre les deux hypothèses ne sont pas très différentes. En revanche, la répartition de fissures est remarquablement différente. Avec l'hypothèse de liaison parfaite, la dégradation mécanique est importante au niveau du chargement et dévient très diffuse dans la partie centrale du voile sans mettre en évidence les fissures de l'expérience.

Dans le cas du chargement monotone, la liaison acier-béton joue évidemment un rôle important dans la caractérisation de fissures. Elle sera encore plus importante dans le cas du chargement cyclique. Le chapitre suivant sera consacré aux études de la structure en béton armé sous un chargement cyclique utilisant le modèle de liaison acier-béton.

Chapitre 5

Structures en béton armé sous chargement cyclique avec le modèle de liaison acier-béton

“Nothing is too wonderful to be true, if it be consistent with the laws of nature.” Michael Faraday

Table de matière

1. Introduction.....	104
2. Etat de l’art.....	104
3. Tirant sous chargement en charge-décharge.....	108
3.1. Simulation sur le tirant utilisant le modèle de liaison acier-béton.....	109
3.2. Influence de la contrainte résiduelle de la loi d’adhérence.....	113
3.3. Effet de liaison sous chargement en charge-décharge.....	117
4. Voile en cisaillement sous chargement cyclique.....	118
4.1. Post-traitement de l’ouverture de fissure sous chargement cyclique.....	120
4.1.1. Détection du trajet de fissure.....	120
4.1.2. Ouverture de fissure.....	121
4.2. Comparaison expérimentale.....	123
5. Conclusions.....	125

1. Introduction

Sous sollicitation sismique à grande amplitude, le comportement hystérétique des structures en béton armé est fortement dépendant de la liaison acier-béton (Maf et Jo, 1972 ; Li, 2007). La compréhension et la prise en compte de ce comportement dans la loi d’adhérence du modèle de liaison acier-béton sont donc importantes pour des sollicitations alternées. Le modèle initial développé par Casanova et al. (2012) a un comportement réversible lors du chargement cyclique. Donc, la courbe de la loi d’adhérence en décharge suit celle en charge. Ce chapitre est consacré à une étude de l’état de l’art du comportement cyclique de la loi d’adhérence et à son introduction dans le nouveau modèle de liaison acier-béton. Finalement, le modèle sera testé sur un tirant sous chargement en charge-décharge et sur un voile sous chargement alterné.

2. Etat de l’art

Sous chargement cyclique, la liaison se détériore avec la croissance des nombres de cycles. La contrainte résiduelle dans l’acier, la contrainte d’adhérence et l’irréversibilité du glissement sont observées expérimentalement selon Gan (2000). Tassios et al. (1979) et Tassios et al (1981) ont également mené des études sous chargement cyclique et ont proposé une loi d’adhérence sous chargement cyclique (figure 5.1). Les parties de la courbe OAM et ON sont les réponses sous chargement monotone. La décharge au point H suit le trajet de la courbe de la contrainte d’adhérence HCDE où HC est parallèle à OA. CD est sur le plateau de la contrainte de frottement σ_f et DE suit la courbe monotone en compression. La décharge au

point E suit le trajet EFGH où EF est parallèle à OA. Puis, la charge du point H au point I suit la courbe monotone. La décharge en I suit ensuite le trajet IJKL où KL est parallèle à OA et passe par le point de la contrainte d'adhérence négative précédent (point E).

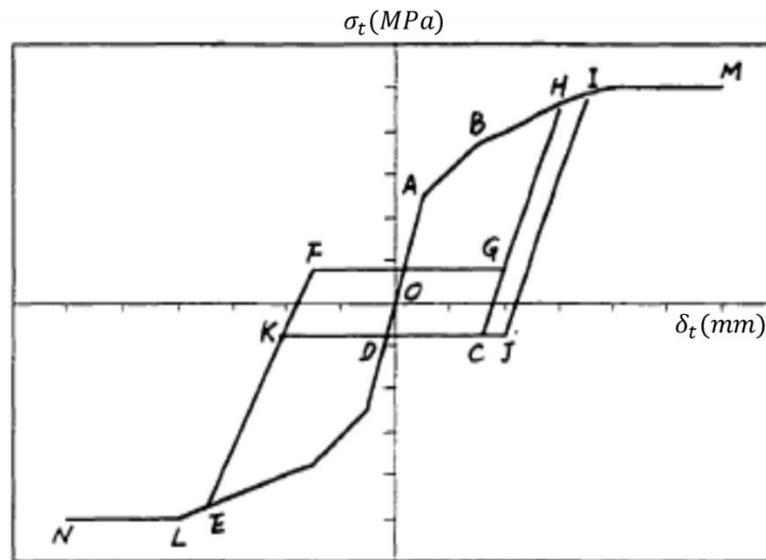


Figure 5.1 Loi d'adhérence sous un chargement cyclique (Tassions et al., 1979)

Eligehausen et al. (1983) ont également mené des études sur la loi d'adhérence sous chargement cyclique par des essais « pull-out » pour généraliser le comportement de la loi d'adhérence en cyclique. Ils ont montré que l'enveloppe de la loi contrainte d'adhérence-glissement en cas de charge – décharge (sans changement de signe) est très proche de la courbe de chargement monotone (figure 5.2).

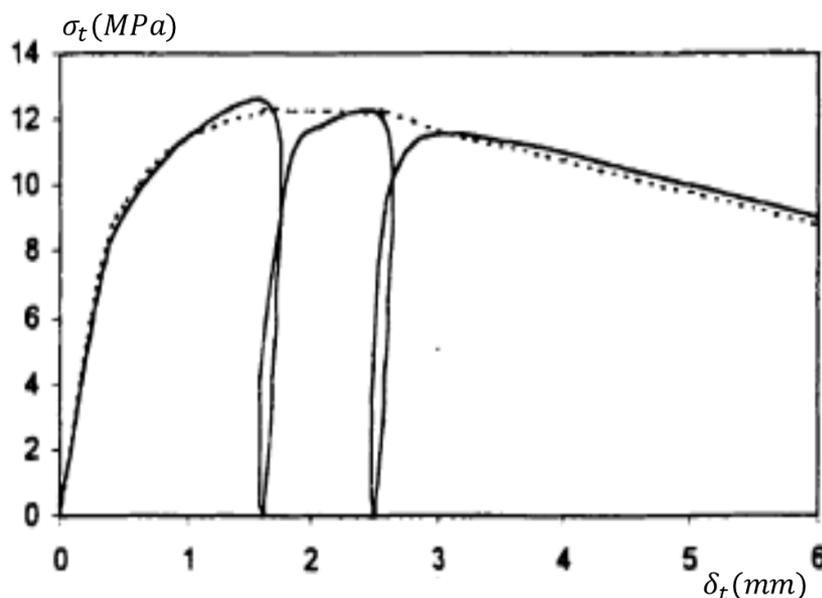


Figure 5.2 Loi d'adhérence sous charge-décharge (Eligehausen, 1983)

D'autres auteurs comme Spencer et al. (1982), Ashtiani et al. (2013) ou Campione et al. (2005) ont également étudié le comportement cyclique de la loi de liaison. Récemment, Kwak et Hwang (2011) ont proposé une loi cyclique de la liaison à enveloppe non-réduite. Cette loi

est également appropriée dans le cas de pré-pic de la courbe de la contrainte d'adhérence-glissement (Tassios et al., 1979), (Hageman et al., 1986), ou (Mendes et al., 2013).

Pour une première approche, nous nous appuyons sur la loi d'adhérence avec enveloppe non-réduite montrée dans la littérature et validée pour le comportement pré-pic (faible glissement). Le modèle de liaison acier-béton introduit dans le chapitre 1 a été modifié pour permettre l'introduction d'une loi d'adhérence avec enveloppe non-réduite dont la forme est donnée dans la figure 5.3 : dès la contrainte d'adhésion chimique dépassée, des glissements irréversibles apparaissent (jeu dans la liaison entre l'acier et le béton). La décharge s'effectue avec la raideur initiale jusqu'à la perte de contact des nervures sur le béton. A partir de là le glissement en sens inverse s'effectue avec frottement (plateau). Dès que le glissement en sens inverse est égal au jeu créé auparavant, les nervures entrent en contact avec le béton et on retrouve la loi monotone. Suivant le sens de glissement, la contrainte de frottement est positive ou négative, créant une boucle hystérétique lors de chargements cycliques. D'après les observations expérimentales (Torre-Casanova, 2012), la contrainte de frottement a une valeur très proche de la contrainte d'adhésion chimique (2 MPa dans notre cas).

Pour le comportement post-pic (grand glissement), la réduction de l'enveloppe de la loi d'adhérence (enveloppe réduite) est considérée dans (Eligehausen, 1983) ou (Lundgren, 1999) (figure 5.4). L'enveloppe réduite de la loi d'adhérence est une piste d'amélioration du comportement du modèle de liaison acier-béton pour un comportement post-pic. Dans toutes les applications que nous avons testées, le glissement est faible, donc la loi d'adhérence suit un comportement pré-pic dans laquelle la loi d'adhérence avec enveloppe non-réduite est valable.

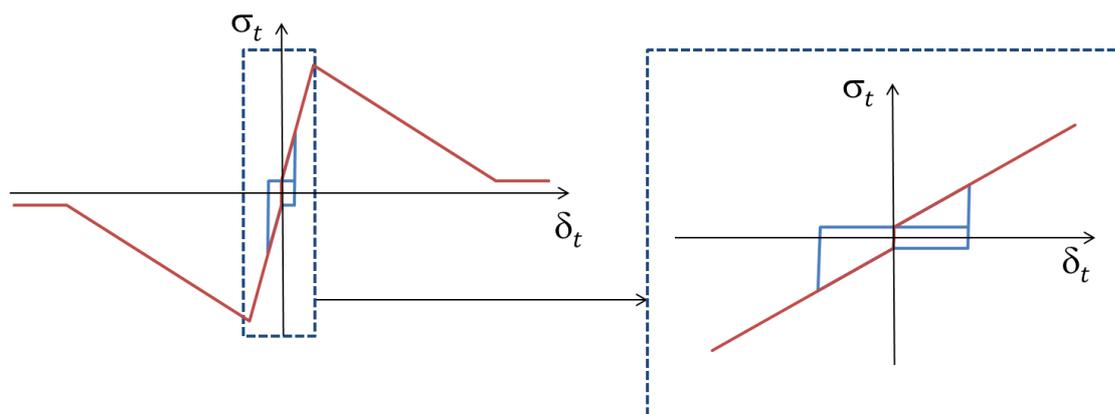


Figure 5.3 Relation entre la contrainte d'adhérence et le glissement sous chargement cyclique

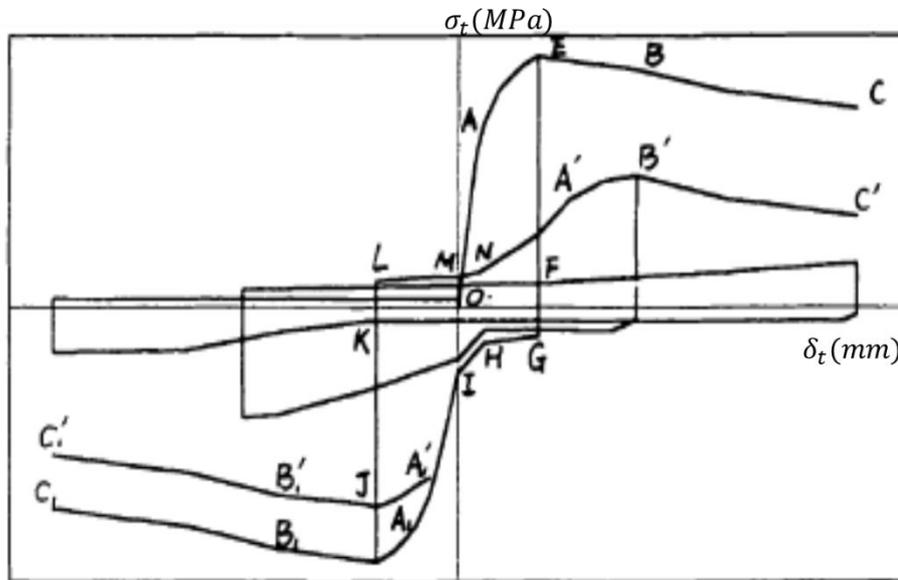


Figure 5.4 Relation entre la contrainte d'adhérence et le glissement sous chargement cyclique (Eligehausen, 1983)

Pour vérifier la loi d'adhérence cyclique du modèle de liaison acier-béton, un élément d'interface est testé avec les conditions aux limites dans la figure 5.5. Le déplacement horizontal est imposé à une extrémité de l'élément. L'histoire du chargement est montrée dans la figure 5.6 (gauche). La figure 5.6 (droite) illustre l'évolution de la contrainte d'adhérence-glissement. La courbe montre une bonne reproduction de la loi d'adhérence cyclique proposée.

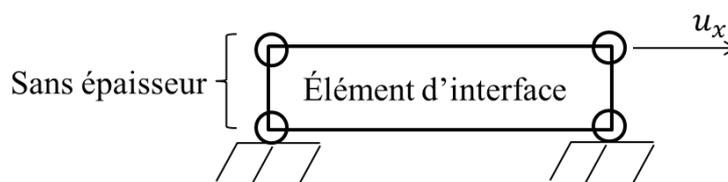


Figure 5.5 Conditions limites d'un élément d'interface sous chargement cyclique

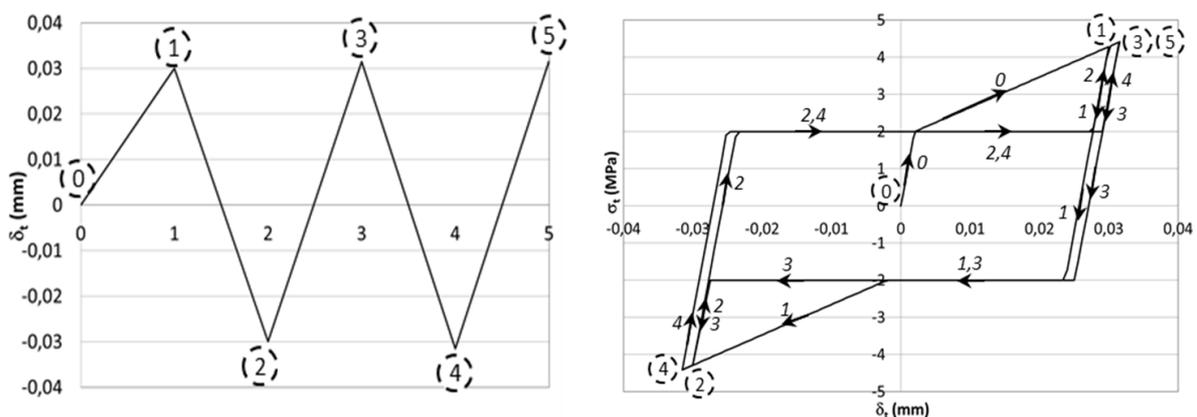


Figure 5.6 Application d'un chargement cyclique sur un élément d'interface : histoire du chargement (gauche) et relation contrainte d'adhérence-glissement (droite)

3. Tirant sous chargement en charge-décharge

Dans un premier temps, le modèle de liaison acier-béton avec la loi d'adhérence cyclique est appliqué sur un tirant pour mettre en évidence le rôle de la partie cyclique de la loi d'adhérence. Une sollicitation en charge-décharge sur un tirant est appliquée en utilisant le modèle de liaison acier-béton. Le tirant a la même géométrie, les mêmes paramètres de matériaux et l'enveloppe monotone de la loi d'adhérence que le tirant dans la section 1 du chapitre 3. Ici le modèle cyclique de la loi d'adhérence est pris en compte. La figure 5.7 montre la géométrie et les conditions aux limites du tirant, l'enveloppe monotone de la loi d'adhérence est montrée dans la figure 5.8. Le maillage de l'acier, du béton, la position de l'acier et la distribution du seuil d'apparition de l'endommagement sont identiques à ceux du cas étudié dans le chapitre 3 (figure 5.9). Le comportement cyclique du modèle du béton est illustré dans la figure 5.10. Il n'y a pas de déformations irréversibles en traction. Dans nos cas d'études, la compression du béton est très faible. Le comportement du béton reste donc quasiment linéaire en compression.

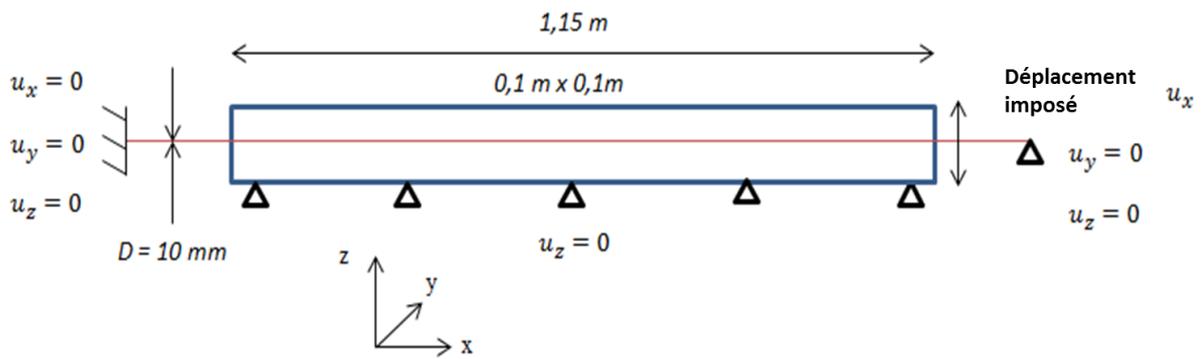


Figure 5.7 Présentation du tirant, des conditions aux limites et du chargement.

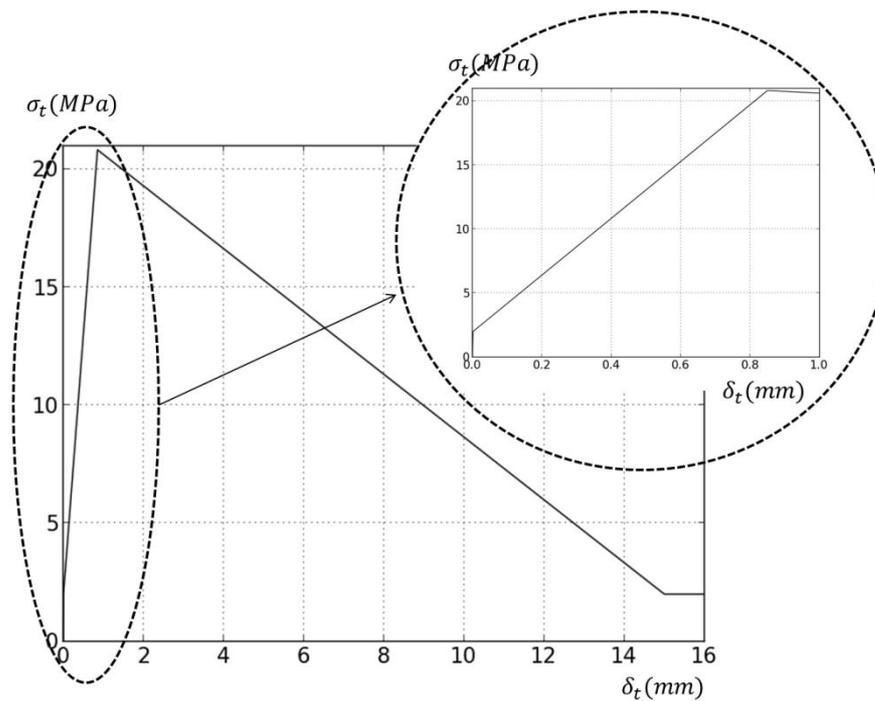


Figure 5.8 L'enveloppe monotone de la loi d'adhérence pour le tirant

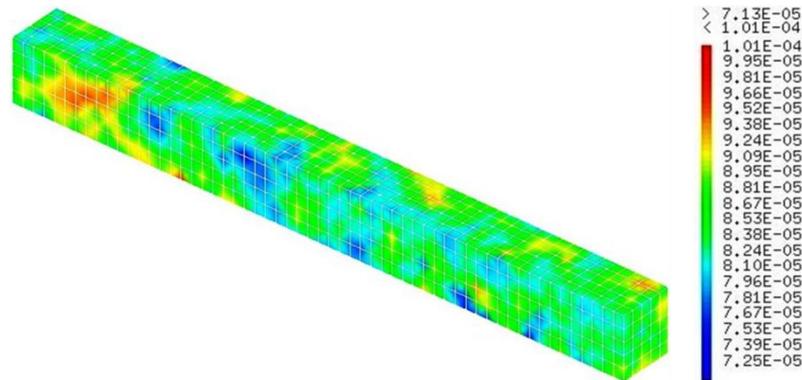


Figure 5.9 Distribution aléatoire du seuil d'apparition de l'endommagement du béton.

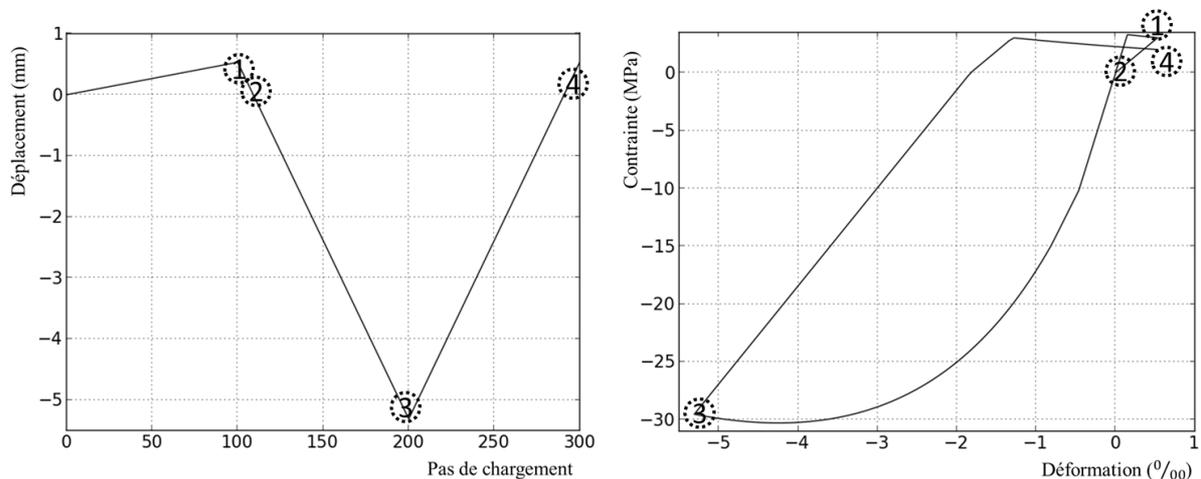


Figure 5.10 Chargement cyclique pour un élément du béton : histoire du chargement (gauche) et évolution de la contrainte-déformation (droite)

3.1. Simulation avec le modèle de liaison acier-béton

Avec la loi de décharge dans le modèle de liaison acier-béton, un déplacement irréversible est obtenu à chaque décharge de force (figure 5.11). Des boucles d'hystérésis apparaissent. Ces boucles représentent la dissipation d'énergie fournie par la liaison sous chargement charge-décharge. Les boucles sont liées directement à la loi d'adhérence en décharge car le modèle du béton ne présente ni la déformation irréversible ni les boucles hystérétiques. Nous marquons les instants de post-traitement t_1 , t_2 , t_3 , et t_4 qui correspondent respectivement au moment de la première chute de force sur la courbe monotone (première fissure), à la première décharge à force nulle, au moment de la cinquième chute de force (cinquième fissure), et à la troisième décharge.

La figure 5.12 illustre la loi d'adhérence pour l'élément d'interface acier-béton situé à l'endroit où la première fissure apparaît dans le béton. Lors des décharges du tirant la contrainte locale d'adhérence change de signe, atteint le seuil du frottement (-2MPa) et reste sur le plateau lorsque le glissement diminue. Lors des recharges, la contrainte remonte rapidement sur le plateau de frottement en sens inverse (2 MPa) et reste sur celui-ci avant de rejoindre la courbe monotone lorsque le jeu est comblé (contact des nervures sur le béton).

Ces boucles créent une dissipation d'énergie. On remarque que le glissement ne change pas de signe, contrairement à la contrainte.

La modélisation de l'irréversibilité du glissement créant des boucles d'hystérésis permet de mieux représenter la réalité physique du comportement local sous chargement alterné, avec des conséquences sur le comportement global de la structure en béton armé. C'est une amélioration par rapport au modèle de liaison acier-béton initialement développé dans (Casanova et al., 2012) qui ne modélise pas ces phénomènes. En effet, on constate sur la figure 5.13 qu'avec ce modèle les décharges reviennent à l'origine et qu'il n'y a pas non plus de boucle hystérique dans le comportement global du tirant.

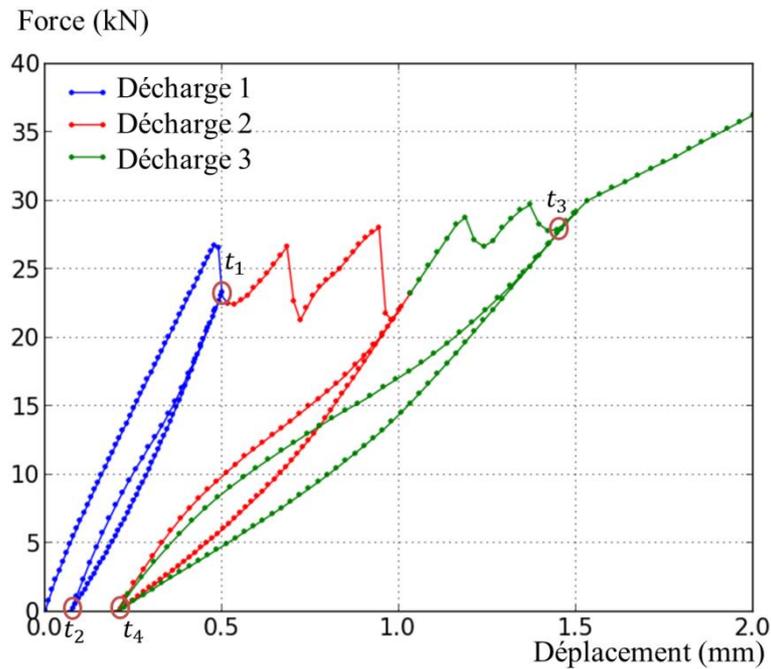


Figure 5.11 Evolution des forces en fonction du déplacement avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton

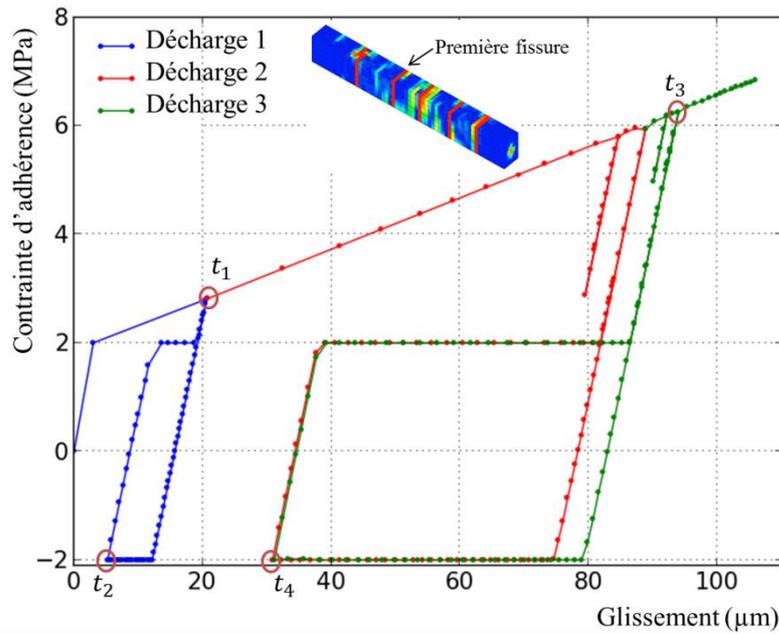


Figure 5.12 Evolution de la contrainte d'adhérence en fonction du glissement

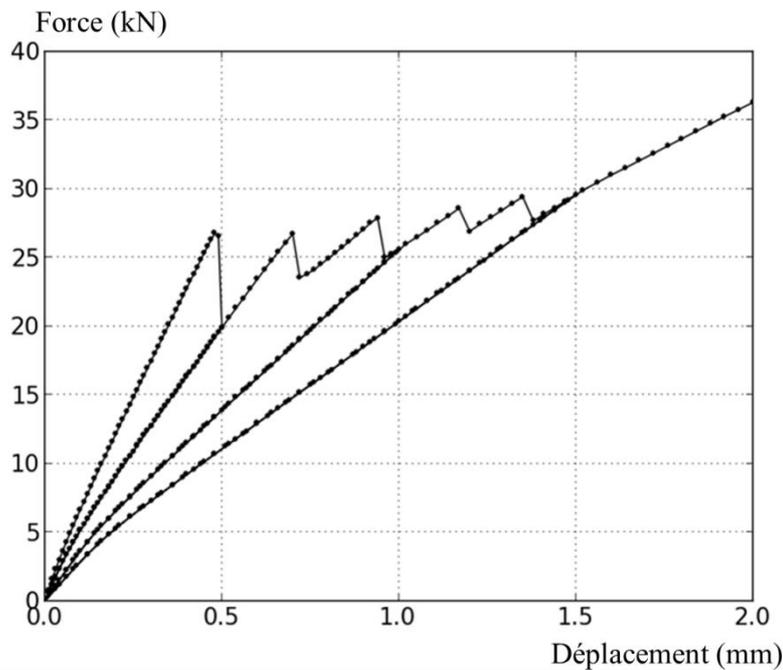


Figure 5.13 Evolution des forces en fonction du déplacement avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton initial développé dans (Casanova et al., 2015)

A la fin du chargement (phase stable de la fissuration), cinq fissures apparaissent le long du tirant comme dans le cas du tirant sous chargement monotone. L'ouverture de la première fissure est post-traitée et la figure 5.14 illustre son évolution en fonction du déplacement imposé au tirant. Elle ne s'ouvre que de 50 μm lors de la première chute d'effort global (t_1) et l'ouverture résiduelle lors de la première décharge à force nulle (t_2) et très faible. Elle s'ouvre ensuite jusqu'à 200 μm lors de la recharge jusqu'à l'ouverture de la seconde fissure dans le

tirant. Par la suite, lors des ouvertures des autres fissures (3 à 5), l'ouverture maximale de la première fissure n'évolue plus beaucoup (de 200 μm à 250 μm), et l'ouverture résiduelle lors de la seconde et troisième décharge (t_4) est identique (50 μm).

Les évolutions du glissement le long du tirant sont illustrées sur la figure 5.15 pour les instants t_1 et t_2 et sur la figure 5.16 pour les instants t_3 et t_4 . A l'instant t_1 , le changement de signe du glissement indique la présence et la position de la première fissure. A la première décharge (t_2), le glissement résiduel est faible mais le changement de signe (toujours dans le même sens) est encore détectable. La figure 5.16 montre qu'à l'instant t_3 les cinq fissures sont détectables par le changement de signe du glissement, mais lors de la décharge (t_4), seuls trois points de changement de signe restent. Deux fissures (les deux dernières apparues) se sont totalement refermées et le glissement résiduel proche de celles-ci est nul.

Les ouvertures de fissures sont fortement corrélées aux sauts de glissement. La table 5.1 montre que la valeur de l'ouverture de fissure est légèrement supérieure à celle du saut de glissement en charge et elle est identique lors de la décharge. En effet, en charge, la déformation (ici élastique) de l'acier s'ajoute au glissement tandis qu'à effort nul la déformation entre les lèvres de fissure est nulle.

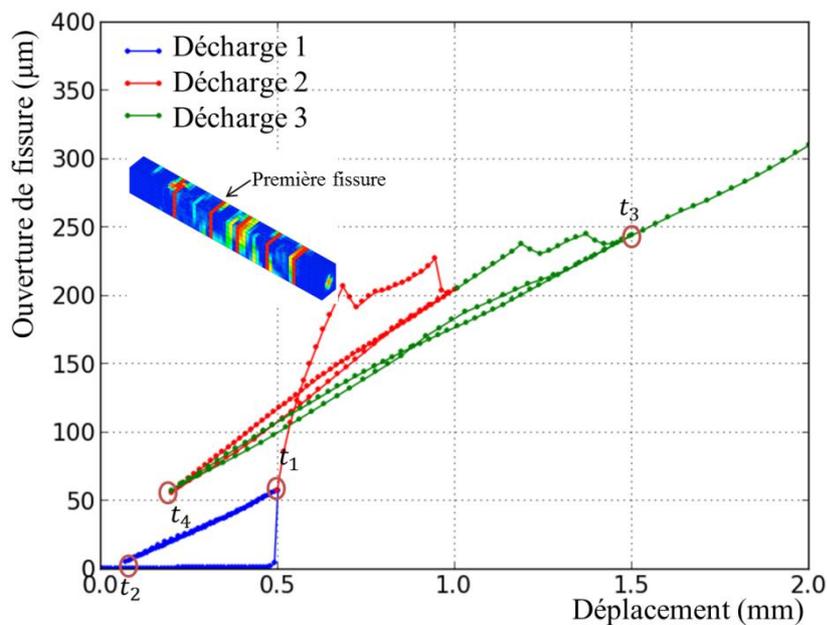


Figure 5.14 Evolution de l'ouverture de la première fissure en fonction du déplacement imposé au tirant

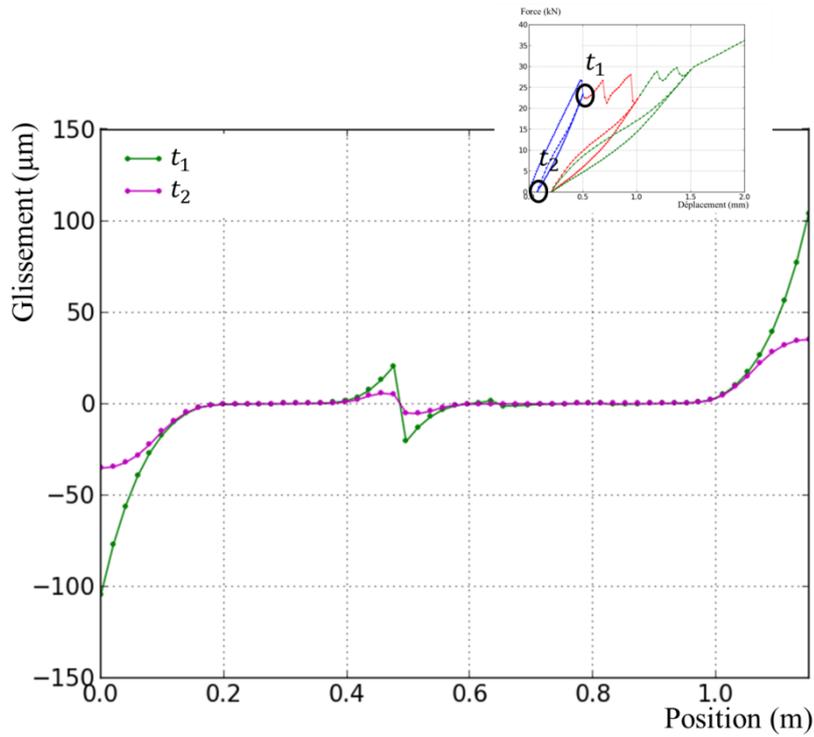


Figure 5.15 Evolution du glissement en fonction de la position le long du tirant aux instants t_1 et t_2

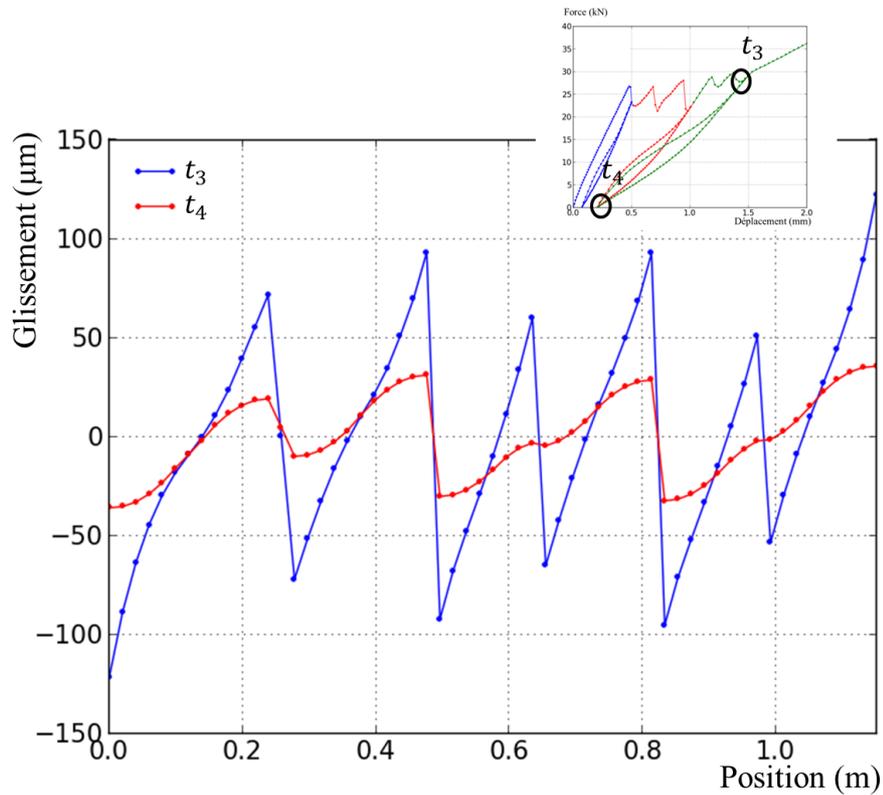


Figure 5.16 Evolution du glissement en fonction de la position le long du tirant aux instants t_3 et t_4

	t_1	t_2	t_3	t_4
Force (kN)	23	0	28	0
Ouverture (μm)	55	6	245	54
Saut de glissement (μm)	44	6	198	54

Table 5.1 Ouverture de fissure et saut du glissement pour la première fissure aux instants t_1, t_2, t_3 , et t_4

3.2. Influence de la contrainte de frottement de la loi d'adhérence

Sous un chargement en charge-décharge, la contrainte de frottement de la loi d'adhérence peut avoir une influence sur la réponse du tirant. Pour observer cette influence, nous avons effectué des simulations avec des contraintes de frottement $\sigma_f = 1\text{MPa}$, $\sigma_f = 2\text{MPa}$ (contrainte de frottement de référence), et $\sigma_f = 4\text{MPa}$. La contrainte d'adhérence maximale et le glissement correspondant sont identiques dans les trois cas. La contrainte d'adhérence correspondant à l'adhésion chimique est identique à la contrainte de frottement (figure 5.3).

La figure 5.17 illustre les courbes force-déplacement sous chargement en charge-décharge pour ces différentes contraintes de frottement. Plus la contrainte de frottement est élevée, plus la courbe enveloppe monotone se rapproche de celle du cas avec liaison parfaite (voir figure 3.7, chapitre 3). Inversement, plus la contrainte de frottement est petite, plus la chute de force à l'apparition des fissures est importante.

La table 5.2 donne les valeurs de l'énergie dissipée à chaque boucle d'hystérésis. Celle-ci augmente avec la contrainte de frottement à partir de la deuxième décharge. L'énergie dissipée totale est donc plus importante lorsque la contrainte de frottement est plus grande. Cela est lié directement à la boucle d'hystérésis créée par la loi d'adhérence à chaque élément fissuré.

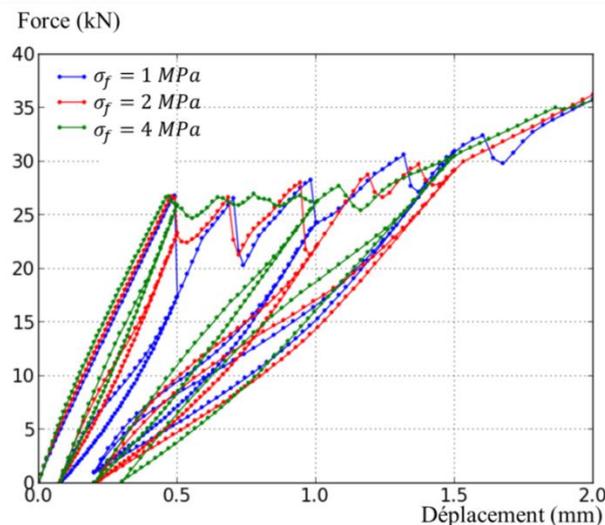


Figure 5.17 Courbes force-déplacement pour différentes contraintes de frottement

Energie dissipée (J)	$\sigma_f = 1\text{ MPa}$	$\sigma_f = 2\text{ MPa}$	$\sigma_f = 4\text{ MPa}$
Boucle 1	0,5	0,4	0,4

Boucle 2	1,2	2	2,3
Boucle 3	1,8	2,9	3
Totale	3,5	5,3	5,7

Table 5.2 Energie dissipée à chaque boucle d'hystérésis pour différentes contraintes de frottement

Au niveau local, l'évolution de l'ouverture de la première fissure est illustrée dans la figure 5.18. Plus la contrainte de frottement est petite, plus la fissure s'ouvre. Cette influence est très marquée pour la première ouverture, et donc pour l'ouverture résiduelle lors de la première décharge. En revanche, pour les seconde et troisième décharges, l'ouverture résiduelle est peu influencée par la contrainte de frottement (voir table 5.3).

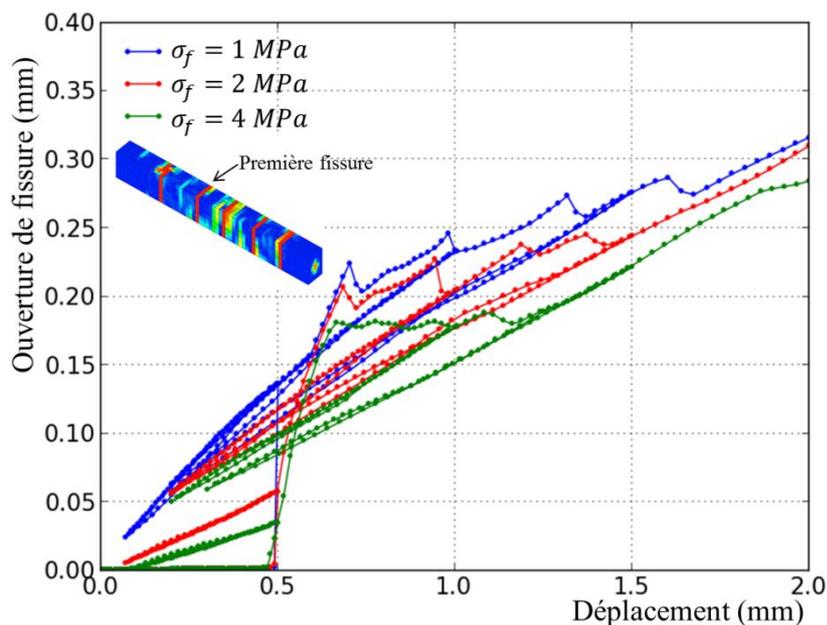


Figure 5.18 Evolution de l'ouverture de la première fissure en fonction du déplacement pour différentes contraintes de frottement

Ouverture à la décharge (μm)	$\sigma_f = 1 \text{ MPa}$	$\sigma_f = 2 \text{ MPa}$	$\sigma_f = 4 \text{ MPa}$
Décharge 1	26	6	0
Décharge 2	53	54	52
Décharge 3	53	54	56

Table 5.3 Ouverture de la première fissure à la décharge pour les contraintes de frottement différentes

Les évolutions du glissement et de la contrainte dans l'acier en fonction de la position sont montrées sur les figures 5.19 à 5.22 pour les trois contraintes de frottement, aux instants t_1, t_2, t_3 , et t_4 . Le niveau de force à l'instant t_1 et t_3 pour chaque cas n'est pas identique, mais à la décharge, la force est nulle pour tous les cas (instants t_2 et t_4). Comme précédemment, les résultats sont corrélés aux ouvertures de fissure.

A l'instant t_1 (figure 5.19), la fissure apparaît dans les trois cas de la contrainte de frottement. Le glissement et la contrainte dans l'acier au droit de la fissure sont d'autant plus importants

que la contrainte de frottement est petite. A l'instant t_2 (figure 5.20), pour $\sigma_f = 4MPa$ le glissement au niveau de la fissure s'annule et la contrainte dans l'acier aussi. Pour les autres contraintes de frottement, il y a un glissement résiduel et l'acier est comprimé au droit de la fissure pas complètement refermée. A l'instant t_3 (figure 5.21), comme pour les ouvertures de fissures, les différences sont moins marquées entre les différentes contraintes de frottement. Seul le cas $\sigma_f = 1MPa$ est un peu différent car la cinquième fissure n'est pas encore apparue. Elle apparaît un peu plus tard. Il y a cinq fissures dans la phase stable de la fissuration pour les trois contraintes de frottement, et les positions de ces cinq fissures sont identiques. A l'instant t_4 (figure 5.22), pour $\sigma_f = 1MPa$ comme pour $\sigma_f = 2MPa$, il ne reste que trois fissures ouvertes (changement de signe du glissement et contrainte négative dans l'acier), alors que pour $\sigma_f = 4MPa$ les cinq restent ouvertes. La table 5.4 donne le saut du glissement à chaque décharge pour les différentes contraintes de frottement. Comme précédemment, ce saut résiduel est égal à l'ouverture résiduelle de fissure (voir table 5.3)

Saut du glissement (μm)	$\sigma_f = 1 MPa$	$\sigma_f = 2 MPa$	$\sigma_f = 4 MPa$
Décharge 1	26	6	0
Décharge 2	52	54	52
Décharge 3	54	54	56

Table 5.4 Glissement de la première fissure à la décharge pour les contraintes de frottement différentes

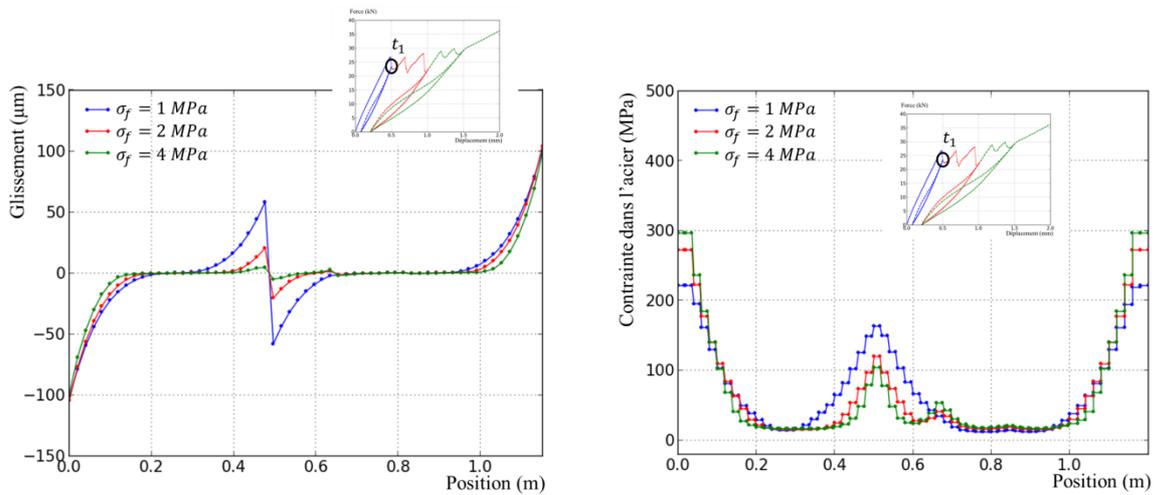


Figure 5.19 Evolution du glissement (gauche) et de la contrainte dans l'acier (droite) en fonction de la position à l'instant t_1 pour différentes contraintes de frottement

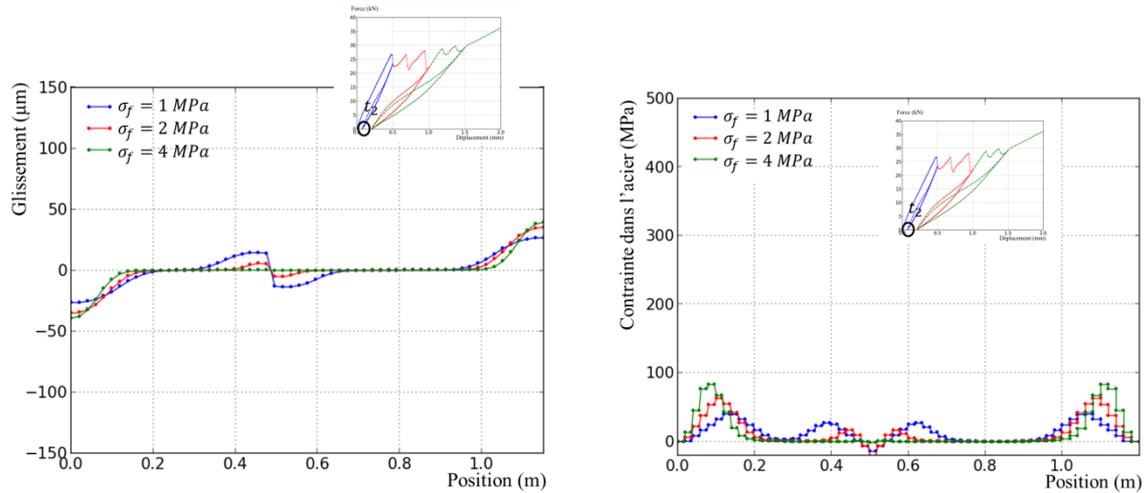


Figure 5.20 Evolution du glissement (gauche) et de la contrainte dans l'acier (droite) en fonction de la position à l'instant t_2 pour différentes contraintes de frottement

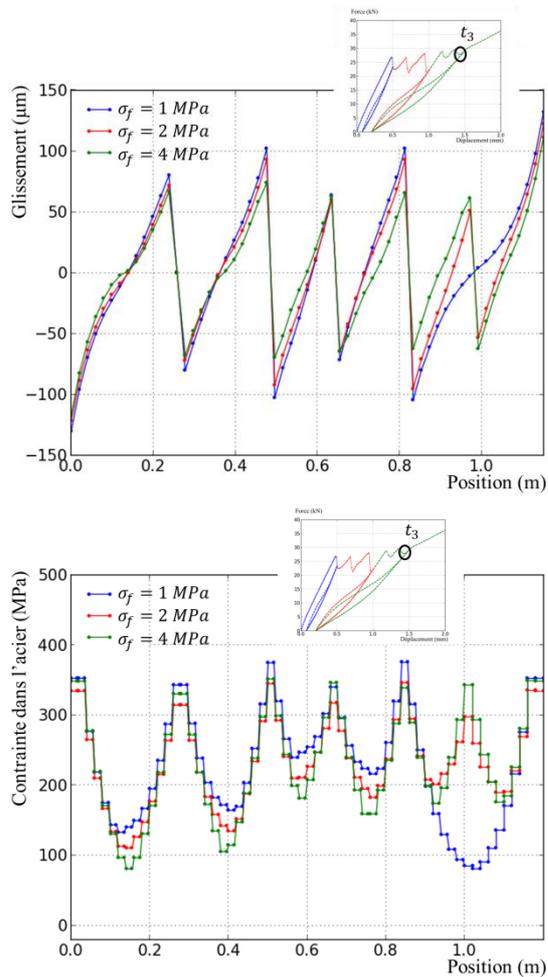


Figure 5.21 Evolution du glissement (gauche) et de la contrainte dans l'acier (droite) en fonction de la position à l'instant t_3 pour différentes contraintes de frottement

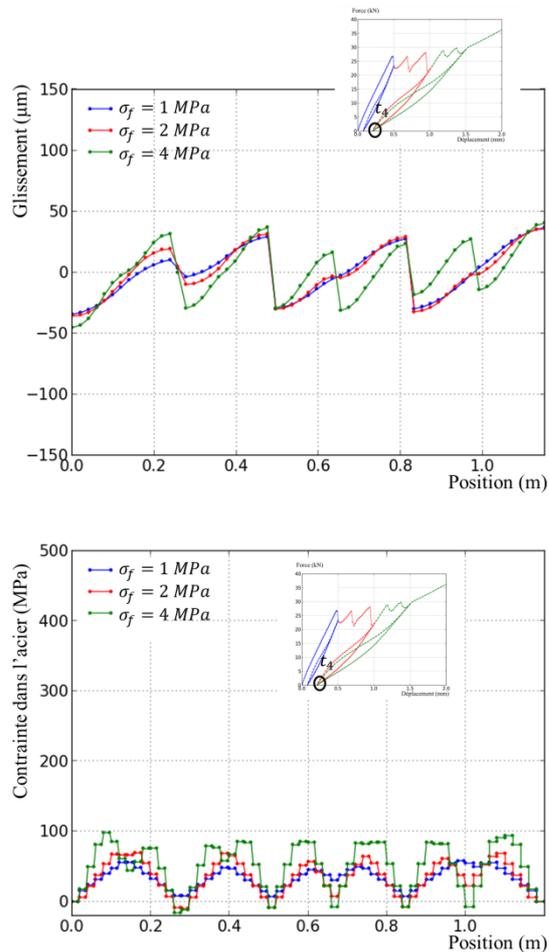


Figure 5.22 Evolution du glissement (gauche) et de la contrainte dans l'acier (droite) en fonction de la position à l'instant t_4 pour différentes contraintes de frottement

3.3. Effet de liaison

Le tirant sous chargement en charge-décharge est simulé dans cette section avec l'hypothèse de liaison parfaite pour voir l'influence de liaison sur la partie décharge. Comme le modèle du béton ne présente pas de déformation irréversible en traction, avec l'hypothèse de liaison parfaite la courbe de la force-déplacement revient directement vers l'origine et ne présente pas de boucle d'hystérésis (figure 5.23).

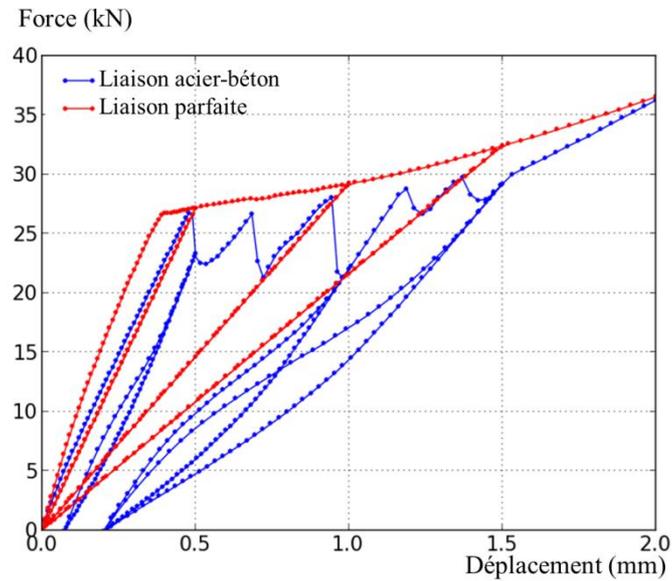


Figure 5.23 Evolution des forces en fonction du déplacement avec la simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton et l'hypothèse de liaison parfaite.

4. Voile en cisaillement sous un chargement cyclique

Les voiles en béton armé sont souvent utilisés pour reprendre les efforts sismiques. Ils peuvent jouer un rôle primordial pour la sécurité. Nous menons dans cette section des études sur un voile en cisaillement sous chargement alterné. Le voile étudié correspond au voile en cisaillement du projet CEOS.fr. La géométrie, les ferrailages et les fixations sont identiques à ceux du chapitre 4 (figure 5.24 et figure 5.25). Le déplacement horizontal est imposé sur la partie haute gauche et droite du voile, correspondant à la poussée gauche et à la poussée droite.

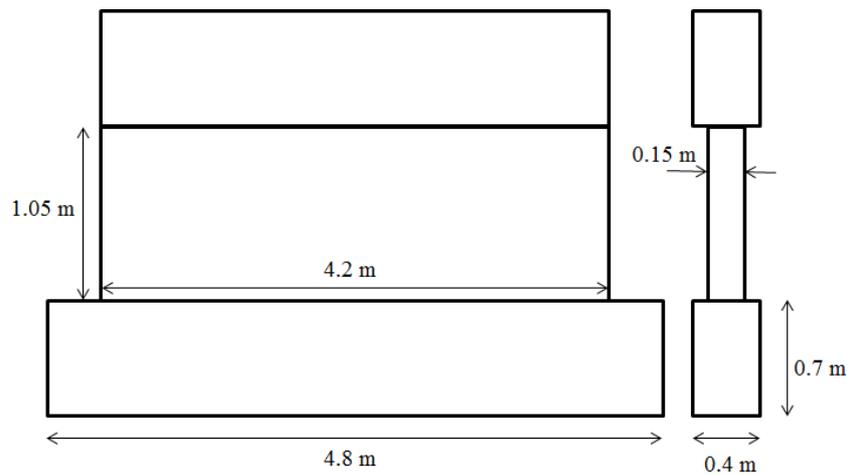


Figure 5.24 Dimensions du voile en cisaillement.

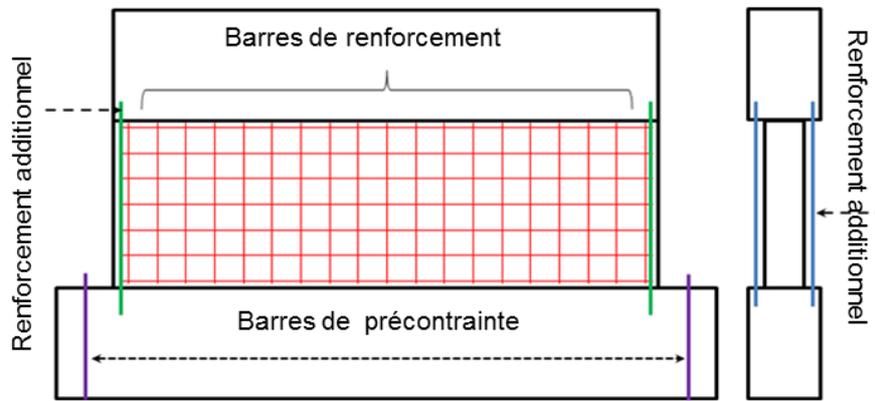


Figure 5.25 Barres de renforcement dans le voile

Les paramètres des matériaux et les modèles du béton et de l'acier sont ceux du chapitre 4. L'enveloppe monotone de la loi d'adhérence est prise identique à celle du chapitre 4 (figure 5.26). La partie cyclique de loi d'adhérence est prise en compte dans le modèle de liaison acier-béton pour s'adapter au chargement cyclique du voile.

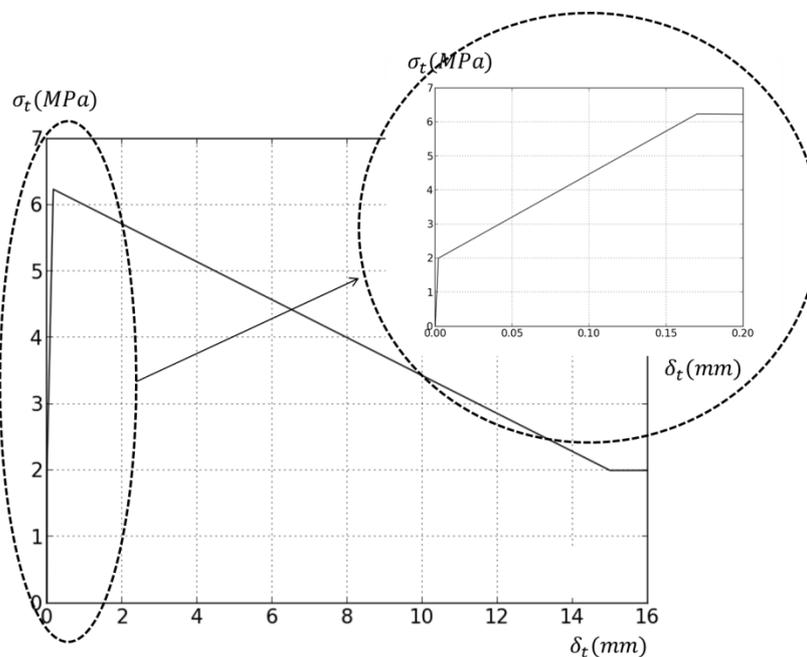


Figure 5.26 Enveloppe monotone de la loi d'adhérence

Dans un premier temps, nous menons une simulation utilisant le modèle de liaison acier-béton sur le voile pour un cycle complet pour généraliser la méthode de post-traitement de l'ouverture de fissure présentée dans le chapitre 4 et l'adapter au chargement cyclique.

La figure 5.27 illustre l'évolution de la force en fonction du déplacement pour un cycle. Nous marquons les instants t_1, t_2, t_3, t_4 correspondant respectivement au déplacement maximal en poussée gauche, à la décharge en poussée gauche, au déplacement maximal en poussée droite et la décharge en poussée droite.

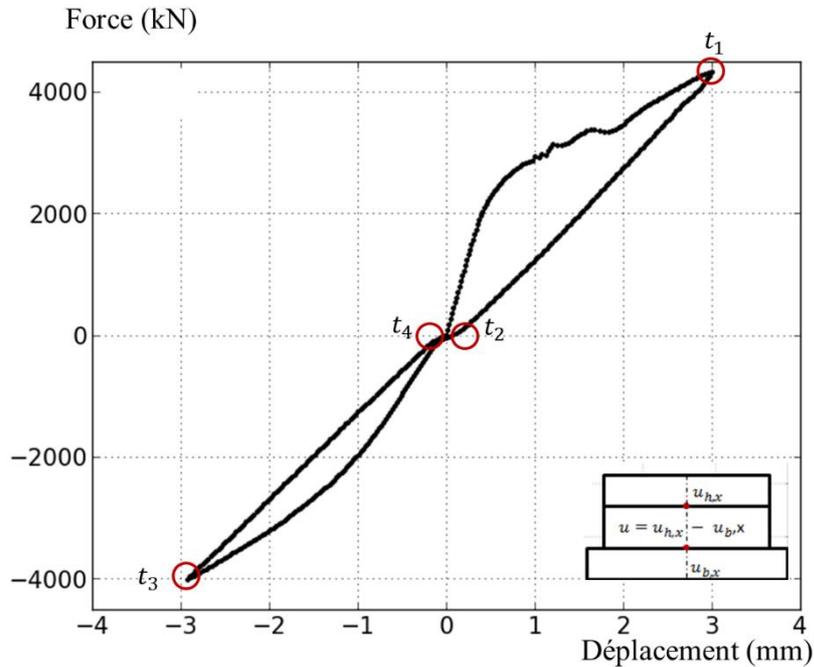


Figure 5.27 Evolution des forces en fonction du déplacement sous un chargement cyclique.

4.1. Post-traitement de l'ouverture de fissure sous chargement cyclique

La méthode de post-traitement des ouvertures de fissures développée dans le chapitre 4 se fait en deux étapes : détection des fissures et de leur trajet, puis calcul de l'ouverture de fissure. Nous présentons dans la section suivante la méthode du changement de signe du glissement sous chargement alterné pour détecter les fissures.

4.1.1. Détection du trajet de fissure

La méthode du changement de signe du glissement pour détecter la position des fissures a été appliquée avec succès sur le voile en chargement monotone. Sous chargement alterné, à l'instant t_2 (décharge poussée gauche), le changement de signe du glissement est de même sens que celui à l'instant t_1 (charge poussée gauche). L'amplitude du saut de glissement est pourtant diminuée. A l'instant t_3 (charge poussée droite), de nouveaux changements de signes apparaissent, correspondant à l'apparition de nouvelles fissures, tandis que les précédents (poussée gauche) restent (figure 5.28).

Il est difficile de rechercher les fissures à partir de l'ensemble des changements de signe (figure 5.29). Il faut d'abord procéder à un filtrage en éliminant toutes les positions détectées lors de la poussée gauche et ne garder que les nouveaux points de passage de fissures. Ainsi les fissures de la poussée droite sont plus facilement détectables. La figure 5.30 illustre la détection de fissure lors de la poussée gauche et de la poussée droite (après le filtrage). Les lignes rouges indiquent les trajets de fissures à post-traiter pour avoir l'ouverture de fissure.

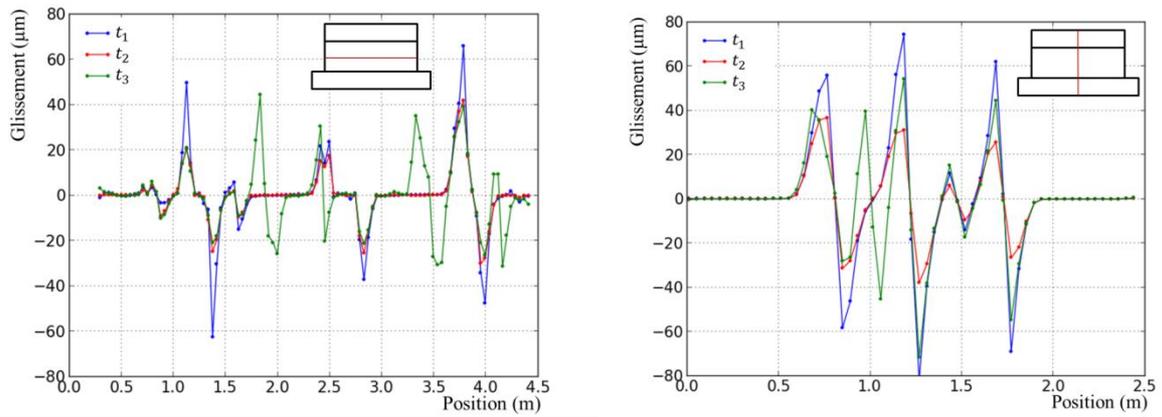


Figure 5.28 Evolution du glissement au long d'une barre d'acier horizontale (gauche) et verticale (droite) au milieu du voile aux instants t_1, t_2, t_3

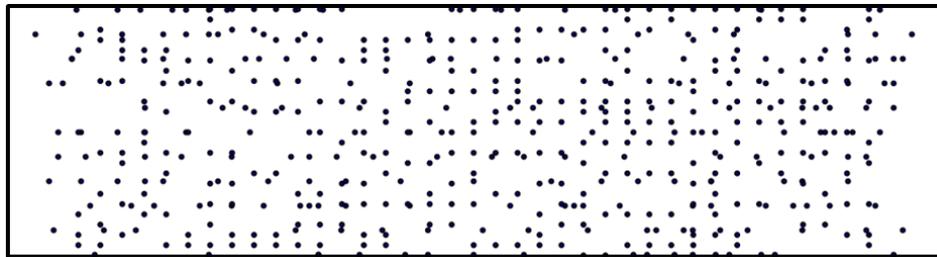


Figure 5.29 Points de changement de signe du glissement à l'instant t_3

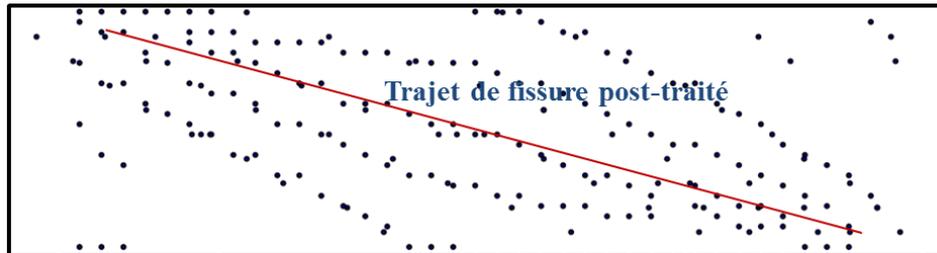


Figure 5.30 Détection des fissures et leur trajet pour une poussée gauche (haut) et droite en enlevant les points de fissures pour la poussée gauche (bas)

4.1.2. Ouverture de fissure

En connaissant les trajets de fissure de la poussée gauche et de la poussée droite à post-traiter, en appliquant la méthode de post-traitement de l'ouverture de fissure, les ouvertures normales correspondant à la poussée gauche et droite sont données dans la figure 5.31. Les points P_1, P_2 correspondent respectivement à la position de l'ouverture maximale de la poussée gauche et

de la poussée droite. La fissure s'ouvre en mode mixte (mode I et mode II) comme mentionné dans le chapitre 4. Les ouvertures normale et tangentielle croissent en charge (vers t_1 ou t_3). L'ouverture tangentielle s'annule à la décharge (t_2 ou t_4), mais pas l'ouverture normale (figure 5.32 et table 5.5) en raison de l'irréversibilité du glissement de la loi d'adhérence.

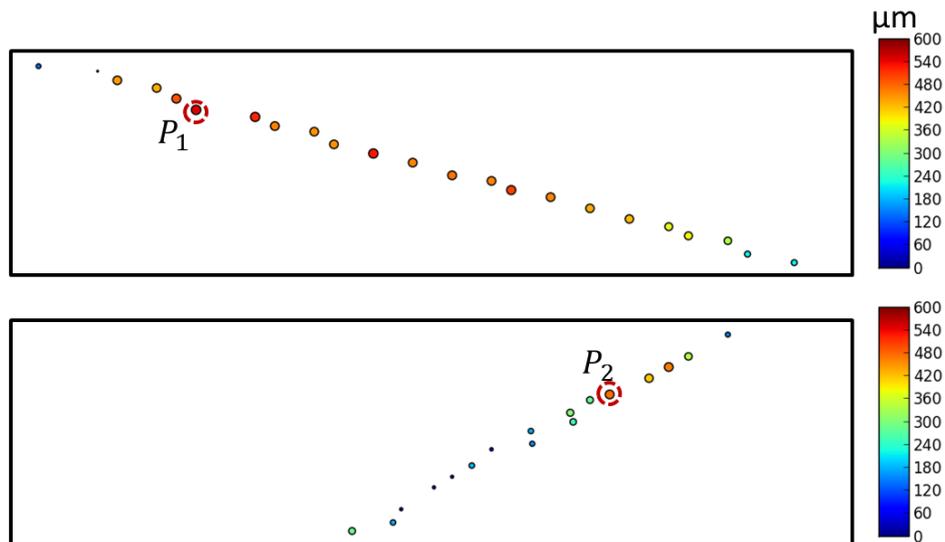


Figure 5.31 Ouverture de fissure sur un trajet pour une poussée gauche (haut) et droite (bas) et les points de fissure maximale

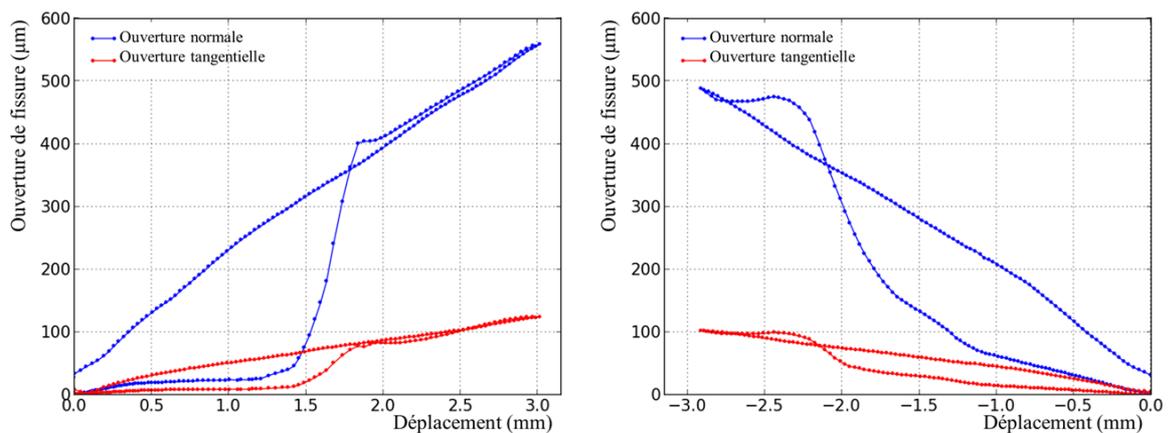


Figure 5.32 Evolution de l'ouverture de fissure (normale et tangentielle) au point P1 pour la poussée gauche (gauche) et au point P2 pour la poussée droite (droite)

Ouverture de fissure (μm)	P_1		P_2	
	t_1	t_2	t_3	t_4
Normale	560	495	40	40
Tangentielle	120	100	0	0

Table 5.5 Ouvertures normales et tangentielles de fissure aux points où l'ouverture est maximale pour la poussée gauche et pour la poussée droite aux instants t_1, t_2, t_3, t_4

4.2. Comparaison expérimentale

Dans cette section nous appliquons le modèle de liaison acier-béton et la méthode de post-traitement sur le voile sous le chargement alterné avec l'histoire du chargement expérimentale (plusieurs cycles).

4.2.1. Réponses globales

La figure 5.33 illustre l'évolution de la force-déplacement comparant l'expérience (gauche) et la simulation (droite). L'enveloppe monotone de la force est comparable. Avec l'expérience, La pente initiale est plus raide dans l'expérience, ceci est lié au capteur de déplacement (Ruocci, 2013). A la décharge, une irréversibilité importante du déplacement apparaît dans l'expérience. Dans la simulation l'irréversibilité du déplacement peut provenir uniquement de l'irréversibilité du glissement de la loi d'adhérence, elle est très faible par rapport à l'expérience. Il faudrait probablement utiliser un modèle de béton avec déformations irréversibles en traction pour améliorer ce résultat. Le modèle de liaison acier-béton peut toutefois reproduire correctement l'enveloppe monotone des réponses globales sous chargement cyclique.

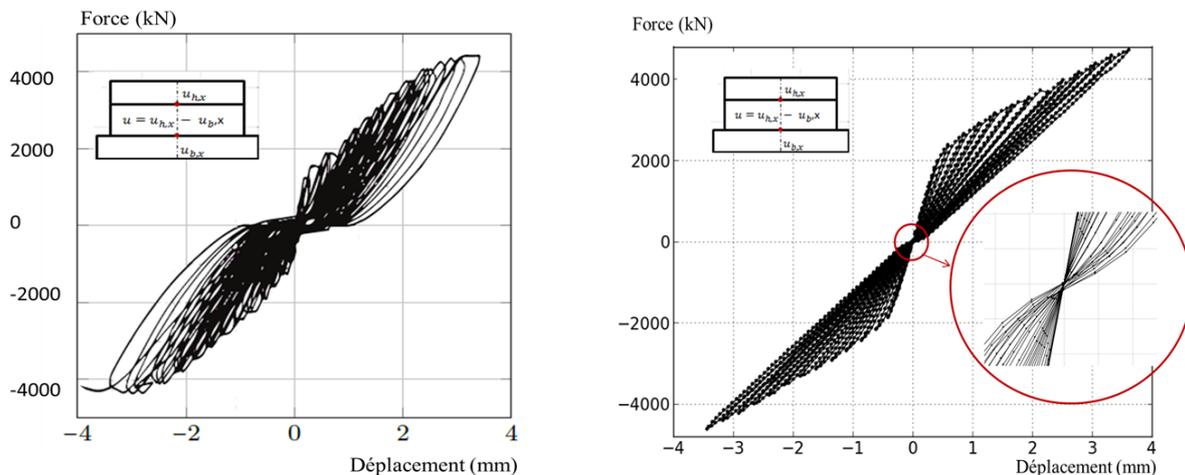


Figure 5.33 Evolution des forces en fonction du déplacement horizontale. Comparaison entre la simulation (droite) et l'expérience (gauche)

4.2.2. Espacement de fissures

En appliquant la méthode de la détection de fissure par le changement de signe du glissement, on peut tracer les trajets de fissure pour la poussée gauche et la poussée droite (figure 5.34). La table 5.6 donne la comparaison de l'espacement de fissure et de l'angle de fissure entre l'expérience et la simulation dans la zone d'intérêt. La simulation peut donc bien reproduire l'expérience. La figure 5.35 illustre les trajets de fissure post-traités dans la zone d'intérêt dans laquelle le post-traitement avec la corrélation d'image est effectué.

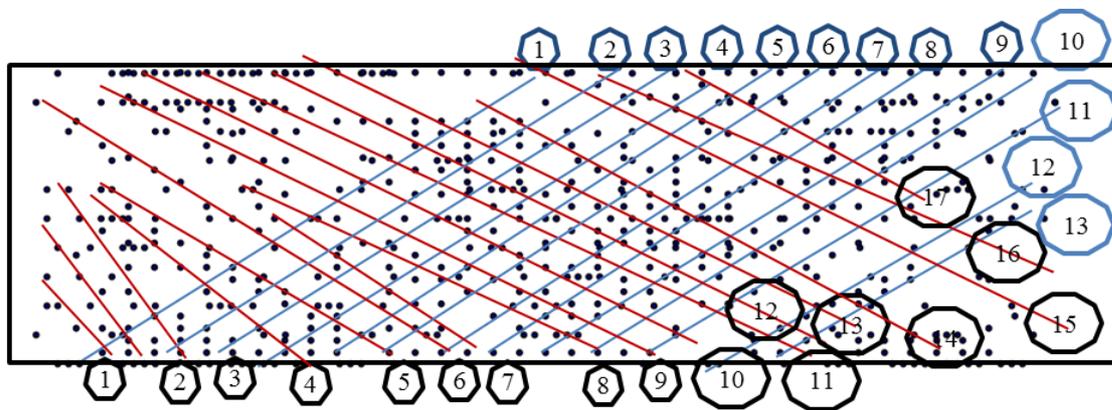


Figure 5.34 Trajets de fissures avec la méthode basée sur le changement de signe du glissement (poussée gauche et droite à la fin du chargement)

F = 3900 kN	Espacement de fissure (cm)	Angle de fissure (degree)
Expérience	12	28
Simulation	11	25

Table 5.6 Espacement de fissure et angle de fissure. Comparaison entre l'expérience et la simulation.

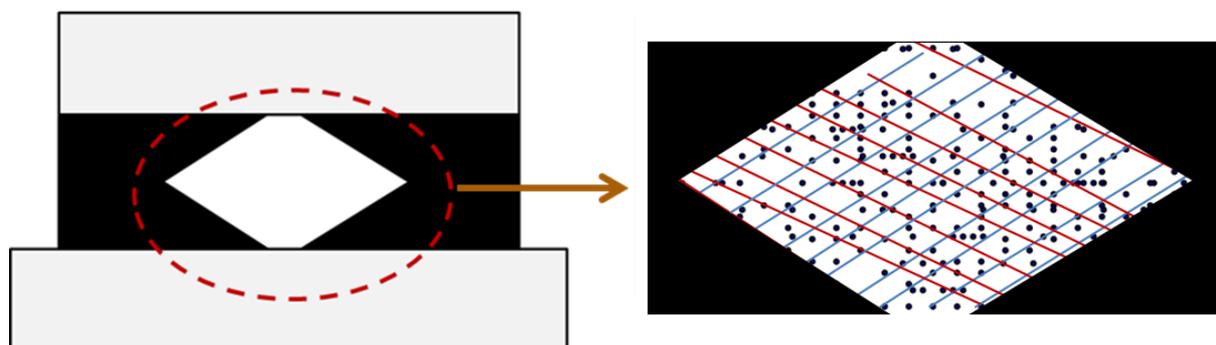


Figure 5.35 Distribution de fissures dans la zone d'intérêt

4.2.3. Ouverture de fissures

En appliquant la méthode de l'ouverture de fissure en connaissant les trajets de fissure pour la poussée gauche et la poussée droite, on peut déterminer l'ouverture de fissure à la poussée gauche et à la poussée droite au niveau de force 3900 kN et de force nulle. La figure 5.36 illustre la distribution de l'ouverture de fissure dans la zone d'intérêt au niveau de force 3900 kN pour les deux poussées. La table 5.7 donne les ouvertures de fissures au niveau de force 3900 kN et 0 kN pour la poussée gauche et droite. Au niveau de force 3900 kN pour la poussée gauche et droite, la simulation reproduit correctement l'expérience. Mais, à la décharge, l'ouverture résiduelle moyenne avec la simulation est trois fois plus petite que celle de l'expérience. Comme indiqué dans la section précédente, cela est lié directement à la faible irréversibilité du déplacement car le modèle du béton utilisé ne crée pas d'irréversibilité de déformation lors de la décharge en traction. L'utilisation d'un modèle de béton approprié pourrait probablement reproduire correctement l'expérience à la décharge.

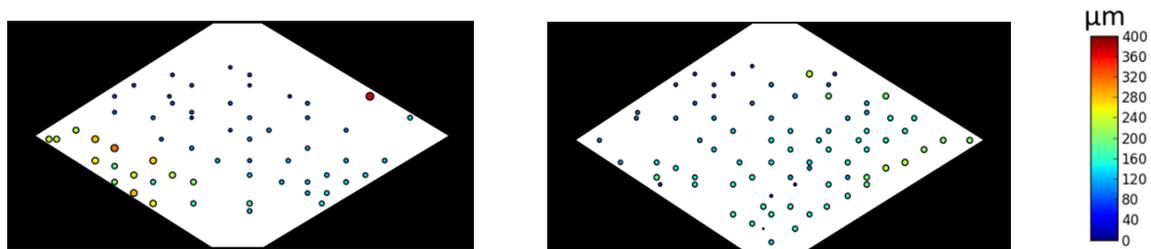


Figure 5.36 Distribution de l'ouverture de fissure dans la zone d'intérêt au niveau de force $F = 3900 \text{ kN}$ pour la poussée gauche (gauche) et la poussée droite (droite)

F = 3900 kN	Ouverture moyenne de fissure (μm)			
	Poussée gauche	Décharge (gauche)	Poussée droite	Décharge (droite)
Expérience	152	60	139	60
Simulation	146	20	138	20

Table 5.7 Ouverture de fissure au niveau de force 3900 kN et 0 kN pour la poussée gauche et droite

5. Conclusions

Dans ce chapitre, trois parties ont été abordées : l'état de l'art sur la loi d'adhérence cyclique de la liaison acier-béton et le développement de la partie cyclique dans le modèle de liaison acier-béton développé dans le chapitre 2, l'application du modèle de liaison acier-béton cyclique sur le tirant sous chargement en charge-décharge, et finalement l'application sur le voile en cisaillement sous chargement cyclique.

L'analyse bibliographique a permis de développer une approche pour le développement de la partie cyclique du modèle de liaison acier-béton. L'approche consiste à adopter une enveloppe non-réduite de la loi d'adhérence cyclique. Cette approche est adaptée aux faibles glissements (comportement pré-pic). La vérification avec un élément d'interface a été effectuée et une bonne représentation de la loi d'adhérence est reproduite.

Le modèle de liaison acier-béton a été utilisé pour simuler un tirant sous chargement en charge-décharge. Deux phénomènes physiques attendus dans l'expérience sont reproduits au niveau global : irréversibilité du déplacement et boucles d'hystérésis. Au niveau local, l'ouverture résiduelle de fissure à force nulle est créée. L'ouverture de fissure a une valeur proche de celle du saut de glissement (égale lors de la décharge car l'acier n'est pas déformé). Le changement de signe du glissement indique la position de fissure, il persiste (même sens) lors de la décharge.

L'influence de la contrainte de frottement de la loi d'adhérence cyclique est également étudiée. Pour une contrainte de frottement plus petite, la chute de force lors de l'ouverture de fissure est plus importante et ainsi que l'enveloppe d'ouverture de fissure. Plus la contrainte de frottement est grande, plus l'énergie dissipée est importante. Finalement, le nombre et les positions de fissure ne dépendent pas de la contrainte de frottement. L'ouverture de fissure en phase stabilisée et l'ouverture résiduelle de fissure sont peu sensible à la contrainte de frottement.

Le modèle de liaison acier a été appliqué sur le voile en cisaillement sous chargement alterné pour un cycle. La généralisation de la méthode de la détection de fissure a été effectuée pour le cas cyclique. L'évolution de deux modes de l'ouverture de fissure a été observée au cours du cycle. Finalement, l'application avec l'histoire du chargement expérimentale a été menée. L'enveloppe monotone de la réponse globale est comparable entre la simulation et l'expérience. L'ouverture de fissure est proche au niveau de la charge pour la poussée gauche et droite. Mais à la décharge, au niveau de la force nulle, la simulation n'a pas reproduit correctement ni la réponse globale ni la réponse locale. Cela est lié à la loi de décharge en traction du modèle de comportement du béton. La liaison peut pourtant créer une certaine irréversibilité du déplacement. Le modèle du béton est donc un enjeu important accompagnant le modèle de liaison acier-béton pour reproduire finement la réponse de la structure sous chargement cyclique en particulier la réponse locale (ouverture de fissure).

Chapitre 6

Conclusions générales et perspectives

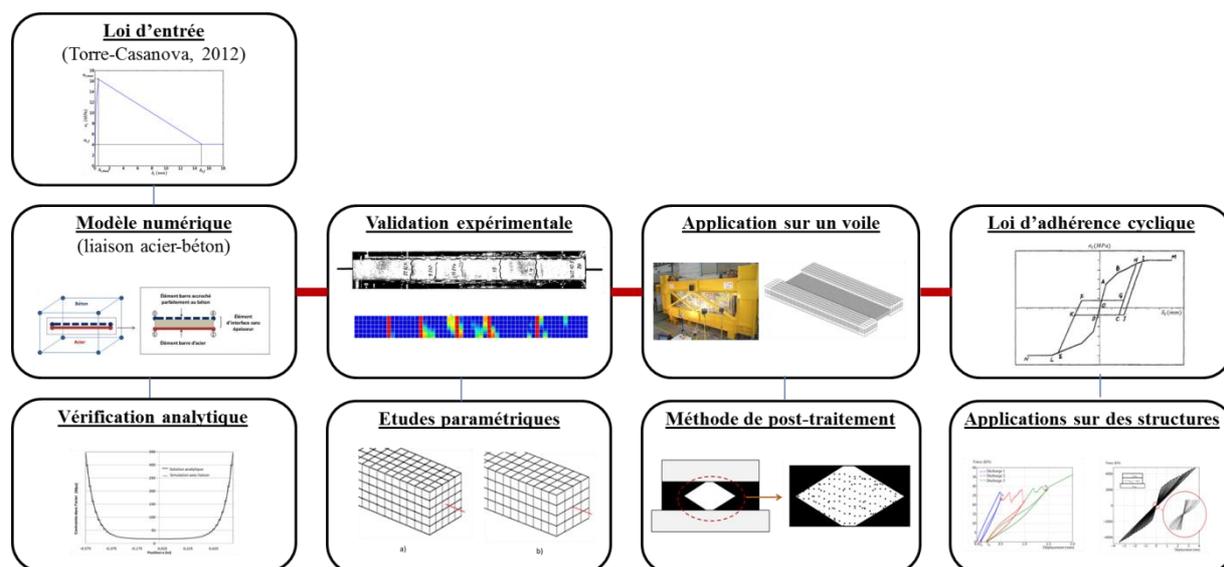
“The measure of greatness in a scientific idea is the extent to which it stimulates thought and opens up new lines of research.” Paul Dirac

Table de matière

1. Conclusions générales.....	127
2. Perspectives.....	131

1. Conclusions générales

Ce travail s’inscrit dans le contexte de la simulation numérique d’ouvrages de génie civil avec prise en compte du phénomène de dégradation de la liaison acier-béton dans l’analyse des structures en béton armé. L’objectif de ce travail a été de développer un nouveau modèle de liaison acier-béton adapté au calcul de structures de grande dimension, et de l’implémenter dans un code d’éléments finis (Cast3M, 2015). La méthodologie adoptée au cours de la thèse est illustrée dans la figure 6.1.



Le travail est divisé en quatre axes principaux :

- **Premier axe** : développement et implémentation d'un modèle numérique de liaison acier-béton adapté au contexte industriel (structures de grande taille). Une étude bibliographique sur les modèles de liaison acier-béton existants a permis de proposer un nouveau modèle adapté au contexte industriel (structures de grande taille). Son formalisme et son implémentation dans le code aux éléments finis Cast3M sont présentés
- **Deuxième axe** : validation expérimentale à partir de tests sur un tirant, réalisation d'études paramétriques et comparaison avec des simulations utilisant l'hypothèse de liaison parfaite. Le modèle est validé à partir de résultats expérimentaux sur un tirant. Des études paramétriques et des comparaisons avec des simulations utilisant l'hypothèse de liaison parfaite montrent la stabilité des résultats obtenus avec le modèle proposé.
- **Troisième axe** : application sur une structure de plus grande taille (un voile sollicité en cisaillement) et élaboration d'une nouvelle méthode de post-traitement de l'ouverture des fissures adaptée aux cas bidimensionnels. Le modèle est ensuite appliqué à une structure de plus grande taille, un voile sollicité en cisaillement. Pour pouvoir investiguer le comportement local, une nouvelle méthode de post-traitement de l'ouverture des fissures est proposée. Elle tire avantage du modèle de liaison acier-béton en basant la détection sur le changement de signe du glissement au droit des fissures au niveau des armatures. La comparaison des résultats simulés et expérimentaux montre les possibilités du nouveau modèle.
- **Quatrième axe** : proposition d'une version cyclique de la loi d'adhérence pour permettre des applications dans le cas de chargements sismiques. Une version cyclique de la loi d'adhérence est proposée pour permettre une application dans le cas de chargements alternés. Elle est appliquée au calcul du tirant et du voile. Une étude paramétrique est menée pour évaluer l'influence de la contrainte de frottement dans la loi d'adhérence.

Le nouveau modèle de liaison acier-béton proposé est basé sur l'adaptation des éléments d'interfaces au cas 1D, d'une part pour être adapté aux simulations des structures de grande dimension et d'autre part pour permettre une implémentation peu intrusive et modulaire dans le code aux éléments finis Cast3M. Le maillage de l'acier est réalisé à l'aide d'éléments barre reliés aux éléments volumiques de béton par les éléments d'interface acier-béton. Les deux maillages (acier et béton) sont construits de manière indépendante. Le principe de ce nouveau modèle est inspiré du modèle développé initialement par Casanova et al. (2012). Le transfert des efforts entre l'acier et le béton se fait par l'élément d'interface qui peut avoir un comportement non linéaire entre la contrainte d'adhérence et le glissement. Le formalisme et son implémentation dans le code aux éléments finis Cast3M sont présentés (l'élément est disponible dans la version standard 2015 du code). Deux approches sont proposées pour calculer la matrice de résolution : soit une matrice élastique pour un calcul direct, soit une matrice tangente réactualisée à chaque pas de chargement. La relation entre la contrainte

d'adhérence et le glissement utilisée comme loi d'entrée est celle proposée dans (Torre-Casanova, 2012).

Une simulation élastique linéaire sur un tirant comparée à la solution analytique (glissement et contraintes dans l'acier le long du tirant) a validé l'implémentation du nouveau modèle et montré ses améliorations. Des simulations sur tirants et sur une poutre montrent également l'amélioration en termes de performances (temps de calcul) par rapport au modèle initial.

La validation expérimentale du nouveau modèle de liaison acier-béton est faite sur le tirant testé par Farra et al. (1995). La réponse globale (évolution de la contrainte dans l'acier en fonction de la déformation moyenne dans le béton) montre un accord entre la simulation et l'expérience. Au niveau local, le nombre, l'ouverture individuelle et moyenne, et l'espacement des fissures sont semblables dans la simulation et dans l'expérience. Des simulations du même tirant avec l'hypothèse de liaison parfaite montrent une similarité des résultats au niveau global mais une différence très nette au niveau local : plus de fissures moins ouvertes, soit un faciès très différent de celui de l'expérience.

Des études paramétriques de sensibilité ont été effectuées sur l'exemple du tirant avec le modèle de liaison acier-béton :

- différentes distributions aléatoires du seuil d'apparition d'endommagement dans le béton ne changent pas significativement la réponse globale. Au niveau local, les différences qui apparaissent au début du chargement s'estompent dans la phase de la fissuration stable,
- la finesse du maillage de l'acier n'a pas d'influence tant qu'il y a au moins une maille d'acier par élément de béton traversé,
- la finesse du maillage du béton a peu d'influence, tant sur la réponse globale que sur le faciès local,
- la position des éléments d'acier par rapport aux éléments de béton donne des réponses globales et locales comparables dans la phase de fissuration stable.

Pour tous les paramètres mentionnés ci-dessus, les simulations avec l'hypothèse de liaison parfaite donnent des réponses comparables au niveau global mais très différentes au niveau local (faciès de fissuration). L'utilisation du modèle de liaison permet de diminuer la sensibilité aux paramètres cités. Dans le cadre d'une utilisation « industrielle » dans laquelle certains paramètres sont difficilement maîtrisés, cette stabilité est très appréciable.

Le voile en cisaillement du projet national CEOS.fr a été simulé pour tester le modèle de liaison acier-béton sur une structure de plus grande taille tout en gardant une référence expérimentale. Pour un chargement monotone, le comportement global est correctement reproduit. Une nouvelle méthode de post-traitement de l'ouverture des fissures est proposée. Elle tire avantage du modèle de liaison acier-béton en basant la détection des points de passage des fissures sur le changement de signe du glissement au niveau des armatures. Il reste une étape manuelle pour relier ces points et déterminer une répartition des fissures. Cette méthode devra être automatisée. L'ouverture de fissure peut être ensuite calculée à partir du déplacement relatif dans la direction normale au trajet de fissure. Cette méthode est applicable

indépendamment du modèle d'endommagement choisi pour le béton. Le faciès de fissuration du voile simulé (ordre d'apparition, espacement et ouverture des fissures) est semblable à celui de l'expérience. De nouveau, une simulation utilisant l'hypothèse de liaison parfaite montre une réponse globale semblable mais un faciès local très différent et éloigné de l'expérience.

Une version cyclique de la loi d'adhérence est ensuite proposée pour permettre une application dans le cas de chargements alternés. Le frottement le long du jeu créé lors des premiers cycles de charge est modélisé par un plateau sur la courbe contrainte-glissement. L'application sur le tirant sous chargement en charge-décharge fait apparaître une irréversibilité du déplacement et des boucles d'hystérésis au niveau global de la structure. Au niveau local, lors de la décharge à force globale nulle, l'ouverture résiduelle des fissures et le glissement près de lèvres de celles-ci sont significatifs, et l'acier au droit de la fissure est comprimé. Ces phénomènes ne peuvent pas apparaître dans une simulation avec l'hypothèse de liaison parfaite.

Une étude paramétrique est menée sur le tirant pour évaluer l'influence de la contrainte de frottement dans la loi d'adhérence. Ce paramètre a une influence sur la cinétique de fissuration (chute d'effort à l'apparition de fissures et ouverture plus ou moins rapide) mais pas sur le faciès de fissuration en phase stable. L'énergie dissipée au cours des cycles d'hystérésis est également sensible à ce paramètre.

Enfin le modèle est appliqué au cas du voile en cisaillement sous chargement cyclique. La méthode de post-traitement de l'ouverture de fissure est encore applicable moyennant un « filtrage » des points déjà détectés lors du chargement en poussée gauche lors du post-traitement de la poussée droite. L'enveloppe de la réponse globale simulée est proche de l'expérience mais les déplacements permanents lors des décharges sont largement sous-estimés. De même, au niveau local, l'ouverture de fissure en charge est proche de l'expérience, mais l'ouverture résiduelle à charge nulle est trois fois plus petite dans la simulation. Une cause possible de cette différence est la non modélisation de déformations irréversibles en traction dans le modèle de béton utilisé.

2. Perspectives

Nous présentons ici quelques pistes de développements futurs pour améliorer la modélisation présentée dans ce mémoire.

Avec le succès de l'application du modèle de liaison acier-béton dans un calcul de structure de dimension moyenne (voile en cisaillement), il est prometteur pour une application à une échelle plus grande. Son utilisation permet de réduire la sensibilité des résultats à la taille des mailles. Dans le cas de maillages béton relativement grossiers, le temps de calcul est réduit, et les faciès de fissuration issus d'une simulation avec ce modèle sont de meilleure qualité que ceux obtenus avec l'hypothèse de liaison parfaite.

Toutefois, pour des structures de très grande taille, les temps de calcul restent encore trop importants pour envisager des simulations en contexte industriel. Plusieurs pistes sont envisageables pour améliorer la stratégie de simulation :

- Introduire la modélisation de la liaison acier-béton dans des éléments de structure (poutres et plaques). Outre les problèmes techniques ou théoriques à résoudre, la difficulté sera de trouver le bon compromis entre la finesse de la description pour capter les effets locaux recherchés (faciès de fissuration) et l'efficacité du calcul en limitant le nombre de degrés de liberté.
- Utiliser des techniques de zooming où, à partir d'un calcul global assez grossier et rapide de la structure complète, un calcul raffiné dans la zone d'intérêt est réalisé. En effet, les simulations ont montré qu'en général la modélisation de la liaison acier-béton n'a que peu d'influence sur la courbe enveloppe de la réponse globale (surtout en phase de fissuration stabilisée). En revanche elle modifie considérablement le faciès de fissuration. La difficulté se situe dans le transfert de champ entre le calcul global et le calcul local (conditions aux limites du calcul local – utilisation de la condensation statique par exemple)
- Mixer les deux points précédents. Dans ce cas le transfert de champ du calcul global avec éléments de structure vers le calcul local 3D pose des problèmes théoriques et techniques supplémentaires

Les résultats des simulations sous chargement cyclique (ou sous charge-décharge) montrent une faiblesse dans la reproduction des déplacements irréversibles constatés expérimentalement. L'utilisation d'un modèle de béton modélisant l'irréversibilité des déformations en traction améliorera probablement les résultats. Il existe une concurrence de modélisation entre la dégradation de la liaison (représentant un certain domaine autour de l'acier car celui-ci est modélisé en 1D) et l'endommagement du béton proche de l'acier. Des investigations sur ce thème ont été commencées dans le cadre de cette thèse (mais pas présentées dans le mémoire car pas assez abouties actuellement). Il serait utile d'approfondir, notamment en chargement cyclique, pour évaluer si la stratégie adoptée, à savoir le découplage complet entre la modélisation du béton et celle de la liaison acier-béton, est pertinente dans toutes les situations.

De même, dans les simulations présentées dans ce mémoire, les armatures sont modélisées avec des éléments barre. Il est probable que l'utilisation d'éléments poutre, plus proche de la réalité physique, modifie la réponse, notamment pour les voiles. L'interaction avec le modèle béton (selon sa capacité à modéliser correctement ou non le comportement en cisaillement) sera à prendre en compte.

Dans la direction normale aux armatures, nous nous sommes limités à une liaison parfaite (comportement élastique avec une raideur très grande). Il pourrait y avoir une dégradation si l'armature était sollicitée dans ce sens (proche des lèvres d'une fissure qui s'ouvre en mode II par exemple), ou si le glissement longitudinal affectait la raideur normale. Des investigations expérimentales seraient utiles pour évaluer l'importance de ces phénomènes et la pertinence de leur modélisation. De même, la loi de comportement de la liaison dans le sens parallèle aux

armatures ne dépend pas « dynamiquement » (pendant le calcul) du confinement. Elle en dépend un peu « statiquement » dans le sens où les paramètres du modèle dépendent du rapport c/d entre l'enrobage (distance au bord libre) et le diamètre de l'armature. Il serait possible d'évaluer, au cours du calcul, le taux de confinement dans l'élément de béton autour de l'élément d'acier, et de modifier le comportement de la liaison en conséquence. Dans ce cas, il faudrait créer une connectivité pour que chaque élément fini de liaison « connaisse » l'élément de béton auquel il est connecté (ce n'est pas le cas actuellement car l'implémentation est classique au sens éléments finis).

Enfin, la technique de calcul d'ouverture de fissure (discret) à partir de résultats d'un calcul avec endommagement (continu) a prouvé son efficacité. Elle doit toutefois être améliorée en automatisant le calcul du chemin de fissure. Actuellement cette étape reste manuelle, à partir des points de passage des fissures calculés automatiquement. Dans certaines zones, le choix des points à relier entre eux n'est pas facile si on n'a pas une vue d'ensemble de la structure et des « tendances » qui se dégagent en terme d'orientation de fissure. Il faut arriver à traduire informatiquement cette capacité de vision d'ensemble du cerveau humain. Des pistes sont envisageables :

- limiter l'angle de recherche du point suivant en fonction de la direction des points déjà reliés. En effet il est rare que les fissures bifurquent avec un angle important
- trouver une grandeur à minimiser dans la recherche pour permettre de choisir un chemin plutôt qu'un autre sur un critère objectif et quantifiable. Dans ce cas il sera possible de calculer tous les chemins possibles et de trier pour garder les ou le plus probable(s).

Une autre piste peut être d'utiliser un modèle béton modélisant la fissuration de façon explicite (éléments finis à discontinuités fortes, méthodes xfem, ...).

Bibliographie

Bradford, M.A. and Gilbert, R.I. (1992), “Composite beams with partial interaction under sustained loads”, *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 118 No. 7, pp. 1871-1883

Barenblatt G.I., “The mathematical theory of equilibrium cracks in brittle fracture”, *Advanced Applied Mechanics*, 7, pp. 55–129, 1962

Belletti B., Esposito R., Damoni C., “Numerical prediction of the response of a squat shear wall subjected to monotonic loading through PARC_CL model”, *Proceeding of the VIII International Conference on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures (FraMCoS-8)*, 2013

Boukertous A. “Interaction feu/Ouvrage en béton armé dans le cas d’un incendie confiné: prédiction de la fissuration. Application de la problématique à des installations nucléaires”, *Thèse de doctorat de l’ENS Cachan*; 2009.

Brisotto D. S., Bittencourt E., and Bessa V. M. R. A.. “Simulating bond failure reinforced concrete by a plasticity model”, *Computers and structures*, 106-107 (2012), 81-90.

Brancherie, D. and Ibrahimbegovic, A., “Novel anisotropic continuum-discrete model capable of representing localized failure of massive structures. Part I: Theoretical formulation and numerical implementation”, *Engineering Computations*, Vol. 26, pp. 100-127, 2009

Bui HD, “Mécanique de la rupture fragile”, *Masson, Paris*, 1978

Broms B. B., “Crack width and crack spacing in reinforced concrete member”, *ACI J.*, 62-67, 1237-1256, (1965).

Campione, G., Cucchiara, C., La Mendola, L. and Papia, M. (2005), “Steel–concrete bond in lightweight fiber reinforced concrete under monotonic and cyclic actions”, *Engineering Structures*, Vol. 27 No. 6, pp.881-890

Casanova, A., Jason, L. and Davenne, L. (2012), “Bond slip model for the simulation of reinforced concrete structures”, *Engineering Structures*, Vol. 39, pp.66-78

Cast3M, <http://www-cast3m.cea.fr>, 2014

CEOS.FR French National Project, www.ceosfr.org, 2014

Comi C., Mariani S., Perego U., “An extended FE strategy for transition from continuum damage to mode I cohesive crack propagation”, *International Journal for Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 31, 2, pp. 213-238, 2007

Cléarchos Frantzeskakis. "Contribution à la modélisation des structures en béton armé par la méthode des éléments finis", *Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, 1987. France.

Campione G., Cucchiara C., La Mendola L., Papia M., "Steel-concrete bond in lightweight fiber reinforced concrete under monotonic and cyclic actions", *Engineering Structures*, 27, 6, pp.881-890, 2005

Clément J. L., "Interface acier - béton et comportement des structures en béton-armé : caractérisation - modélisation", *Thèse de l'Université Paris 6*, France, 1987.

Coronelli D, Gambarova PG. "Structural assessments of corroded reinforced concrete beams: modelling guidelines". *ASCE J Struct Engng* 2004;130(8):1214-24.

Cox J.V. and Herrmann L.R., "Development of a plasticity bond model for reinforcement". *Mechanics of Cohesive-Frictional Materials*, 3:155-180, 1998.

Dancygier, A.N. and Katz, A. (2012), "Bond over direct support of deformed rebars in normal and high strength concrete with and without fibers", *Journal of Materials and Structures*, Vol. 45, pp.265-275

de Groot, A.K., Kusters, G.M.A. and Monnier, T. (1981). "Numerical Modeling of Bond-Slip Behavior". *Heron, Concrete Mechanics*, Vol. 26, No. 1B.

Dezi, I., Ianni, C. and Tarantino, A.M. (1993), "Simplified creep analysis of composite beams with flexible connectors", *ASCE Journal of Structural Engineering*, Vol. 119 No. 5, pp. 1484-1497

Dominguez, N., Brancherie, D., Davenne, L. and Ibrahimbegovic, A. (2005), "Prediction of crack pattern distribution in reinforced concrete by coupling a strong discontinuity model of concrete cracking and a bond slip of reinforcement model", *Engineering Computations*, Vol. 22, pp. 558-582

Dominguez, N. (2005), "Etude de la liaison-acier entre l'acier et le béton: de la modélisation du phénomène à la formulation d'un élément enrichi "Béton Armé"", *PhD thesis, Ecole Normale Supérieure de Cachan*

Daoud, A., "Etude expérimentale de la liaison entre l'acier et le béton autoplaçant - contribution à la modélisation numérique de l'interface", *Thèse de l'INSA de Toulouse*, France, 2003.

Dufour F., Pijaudier-Cabot G., Choinska M., Huerta A., "Extraction of a crack opening from a continuous approach using regularized damage models", *Computers and concrete*, 5, 4, pp. 375-388, 2008

Djerbi A., “Influence de l' endommagement mécanique sur la perméabilité au gaz et sur la diffusion des ions chlorure des bétons”, (*Ph.D. thesis*) IUT St Nazaire, 2007.

den Ujil JA. “Bond and splitting action of prestressed strand. Bond in concrete: from research to practice”, *Latvia, Riga: Riga Technical University and CEB*; vol. 1, no. 2. 1992. p. 79–88.

Eligehausen, R., Popov, E.P. and Bertoro, V.V. (1982), “Hysteretic behaviour of reinforcing deformed hooked bars in reinforced concrete joints”, *Proceedings of the 7th European conference of Earthquake Engineering, Athens*, Vol.4, pp. 171-178

Eligehausen, R., Popov, E.P. and Bertoro, V.V. (1983), “Local bond stress slip relationships of deformed bars under generalized excitation”, *Report 82/23, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley*, 169 pages

Eurocode 2 (2007), “Calcul des Structures en béton”, *NF-EN-1992*

Faria, R., Oliver, J. and Cervera, M. (1998), “A strain-based plastic viscous-damage model for massive concrete structures”, *International Journal for Solids and Structures*, Vol. 35 No. 14, pp. 1533–1558

Farra, B. (1995), “Influence de la résistance du béton et de son adhérence avec l'armature sur la fissuration”, *PhD Thesis, Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne*

Fib (2000), “Bond of reinforcement in concrete”, *Bulletin n.10, State-of-Art report, Task group “bond models”*, Convener Ralejs Tepfers, 42 pages

Fichant F., La Borderie C., Pijaudier-Cabot G., “Isotropic and anisotropic descriptions of damage in concrete structures”, *Mechanics of Cohesive Frictional Materials*, 4, pp. 339-359, 1999

Gan Y., “Bond stress and slip modelling in nonlinear analysis of reinforced concrete structures”. *PhD thesis of University of Toronto, Canada*, 2000.

Gambarova, P.G., Plizzari, G., Rosati, G.P, Russo, G. (2000), “Bond mechanics including pull-out and splitting failures, State-of-Art report on “bond of reinforcement in concrete”, Chapter 1 of fib bulletin N. 1, edited by fib Task Group “bond models” chaired by Tepfers, pages 1-98

Gara, F., Ranzi, G. and Leoni, G. (2006), “Displacement-based formulations for composite beams with longitudinal slip and vertical uplift”, *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, Vol. 65 No. 8, pp. 1197-1220

Gattesco, N. (1999), “Analytical modeling of non-linear behavior of composite beams with deformable connection”, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 52 No. 2, pp. 1995-2018

Ghavamian, S., Carol, I. and Delaplace, A. (2003), "Discussions over MECA project results", *Revue Française de Génie Civil*, Vol. 7 No. 5, pp. 543-581

Granger, L., Rieg, C.Y., Touret, J.P., Fleury, F., Nahas, G., Danisch, R., Brusa, L., Millard, A., Laborderie, C., Ulm, F., Contri, P., Schimmelpfennig, K., Barre, F., Firnhaber, M., Gauvain, J., Coulon, N., Dutton, L.M.C and Tuson, A. (2001), "Containment Evaluation under Severe Accidents (CESA): synthesis of the predictive calculations and analysis of the first experimental results obtained on the Civaux mock-up", *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 209, pp. 155–163

Hillerborg, A., Modeer, M. and Peterson, P.E. (1976), "Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanic and finite elements", *Cement and Concrete Research*, Vol. 6, pp. 773–782

Ibrahimbegovic, A., Boulkertous, A., Davenne, L. and Brancherie, D. (2010), "Modeling of reinforced concrete structures providing crack spacing based on XFEM, EDFEM and novel operator split solution procedure", *International Journal of Numerical Methods in Engineering*, Vol. 83, pp. 452-481

Jason, L., Torre-Casanova, A., Davenne, L. and Pinelli, X. (2013), "Cracking behavior of reinforced concrete beams. Experiment and simulations on the numerical influence of the steel-concrete bond", *International Journal of Fracture*, Vol. 180 No. 2, pp. 243-260

Jason L., Huerta A., Pijaudier-Cabot G., Ghavamian S., "An elastic plastic damage formulation for concrete. Application to elementary tests and comparison with an isotropic damage model", *Computational Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 195, 52, pp. 7077-7092, 2006

Khalfallah S. et Hamimed S., "Bond slip analysis of reinforced concrete members". *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 9(4):509{521, 2005.

Kwak, H.G. and Hwang, J.W. (2011), "Nonlinear finite element analysis of a steel concrete composite beam under cyclic loads considering interface slip effects", *Engineering letter*, Vol. 19 No. 3, pp. 249-254

Lam, D. and El-Lobody, E. (2005), "Behavior of headed stud shear connectors in composite beam", *Journal of Structural Engineering*, Vol. 131 No. 1, pp. 96-919

Lemaitre J., Chaboche J.L., "Aspect phénoménologique de la rupture par endommagement", *Journal de Mécanique Appliquée*, 2, pp. 317-365, 1978

Loh, H.Y., Uy, B. and Bradford, M.A. (2004), "The effects of partial shear connection in the hogging moment regions of composite beams. Part I: Experimental study" *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 60 No. 6, pp. 897-919

Lutz L. A. and Gergely P., "Mechanics of bond and slip of deformed bars in concrete", *ACI J.*, 64, 711-721 (1967).

Lundgren K., “Three dimensional modelling of bond in reinforced concrete. Theoretical model, experiments and applications”. *PhD thesis of Chalmers University, Sweden*, 1999.

Li J., Gao X., and Zhang P. “Experimental investigation on the bond reinforced bars in high performance concrete under cyclic loading”. *Materials and Structures*, 40:1027-1044, 2007.

Larsson R, Runesson K, Sture S. “Embedded localization band in undrained soil based on regularized strong discontinuity theory and FE-analysis”. *Int J Solids Struct* 1996;33:3081–101.

Mainz J., Stöckl S. and Kupfer H., “FE-calculations concerning the bond behavior of deformed bars in concrete”, in *Bond in Concrete, Proc. Int. Conf.*, CEB, pp. 12.17-12.26, 1992.

Mendes L. A. M. and Castro L. M. S. S.. “A new RC bond model suitable for three dimensional cyclic analyses”. *Computers and Structures*, 120:47-64, 2013

Ma, S. Y. A. and May, I. M. (1986), “The Newton-Raphson method used in the non-linear analysis of concrete structures”, *Computers and Structures*, Vol. 24 No. 2, pp.177-185

Mang C., Jason L., Davenne L., “A new bond slip model for reinforced concrete structures in monotonic and cyclic loadings”, *Engineering Computations*, 32:7, 2015

Matallah M., La Borderie C., Maurel O., “A practical method to estimate crack opening in concrete structures”. *International Journal of Numerical and Analytical Methods in Geomechanics*, 34, pp. 1615–1633, 2010

Mazars J., “Application de la mécanique de l’endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure”, *PhD Thesis, Université Pierre et Marie Curie*, 1984

Mazars J., Pijaudier-Cabot G., “From damage to fracture mechanics and conversely: a combined approach”, *International Journal of Solids and Structures*, 33, pp. 3327-3342, 1996

Morita, S., and Kaku, T. 1979. “Splitting bond failures of large deformed reinforcing bars”. *ACI Journal Proceedings*, 76(1): 93–110.

Ngo, D. and Scordelis, A.C. (1967), “Finite element analysis of reinforced concrete beams”, *ACI Journal*, Vol. 64, pp. 152-163

Nie, J. and Cai, C.S. (2001), “Steel-concrete composite beams considering shear slip effects”, *Journal of Structural Engineering*, Vol. 127 No. 4, pp. 359-366

Oliver J., Huespe A.E., Pulido M.D.G., Chaves E., “From continuum mechanics to fracture mechanics: the strong discontinuity approach”, *Engineering Fracture Mechanics*, 69, pp. 113-136, 2002

Parmar, R.M., Singh, T., Thangamani, I., Trivedi, N. and Singh, R.K. (2014), “Over-pressure test on BARCOM pre-stressed concrete containment”, *Nuclear Engineering and Design*, Vol. 269, pp.177-183

Pijaudier-Cabot G., Bazant Z.P., “Nonlocal damage theory”, *Journal of Engineering Mechanics*, 113, pp.1512-1533, 1987

Polak M.A., Vecchio F.J., “nonlinear analysis of reinforced concrete shells”, *Journal of Structural Engineering*, 119, 12, pp. 3439-3462, 1993

Queiroz, F.D, Queiroz, G. and Nethercot, D.A. (2009), “Two dimensional FE model for evaluation of composite beams. I: Formulation and validation”, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol. 65 No. 5, pp. 1055-1062

Richard, B., Ragueneau, F., Adelaïde, L. and Cremona, C. (2011), “A multi-fiber approach for modeling corroded reinforced concrete structures”, *European Journal of Mechanics - A/Solids*, Vol. 30 No. 6, pp. 950-961

Riva, P., Brusa, L., Contri, P., Imperato, L., 1999. “Prediction of air and steam leak rate through cracked reinforced concrete panels”.*Nuc. Eng. Des.* 192, 13–30.

Rethoré J., Hild F., S. Roux, “Extended digital image correlation with crack shape optimization”, *International journal for numerical methods in engineering*, 73, pp.248-272, 2007

Ruocci G., Rospars C., Bisch P., Erlicher S., Moreau G., “Cracks distance width in reinforced concrete membranes: experimental results from cyclic loading histories”, *Proceedings of the 15th WCCE conference*, Lisboa, Portugal, 2012

Ruocci G., Chebl D., Erlicher S., Bisch P., “Experimental Investigation and engineering interpretation on shear cracking in RC walls due to cyclic loading”, *Proceeding of SMIRT conference*, 2013

Rehm G., “the Basic Principle of Bond between Steel and Concrete”, *Deutscher Ausschuss für Stahlbeton*, no. 138, *Wilhelm Ernest and Sohn, Berlin* (C & CA Library Translation no. 134, 1968), 1961.

Reinhardt H. W., Blaauwendraad J. and Vos E., “Prediction of bond between steel and concrete by numerical analysis”, *Mater. Struct.*, 17(100), 311-320 (1984).

Simo, J. C., Oliver, J. and Armero, F. (1993), “An analysis of strong discontinuities induced by strain softening in rate-independent inelastic solids”, *Comp. Mech.*, **12**, 277-296.

Soleymani Ashtiani, M., Dhaka, R.P., Scott, A. N. and Bull D. K. (2013), “Cyclic beam bending test for assessment of bond slip behavior”, *Engineering Structures*, Vol. 56, pp. 1684-1697

Spencer, R.A., Panda; A.K. and Mindess, S. (1982), “Bond of deformed bars in plain and fiber reinforced concrete under reversed cyclic loading”, *International Journal of Cement Composite and Lightweight Concrete*, Vol. 4 No. 1, pp.3-17

Simone A., Wells G.N., Sluys L.J., “From continuous to discontinuous failure in a gradient enhanced continuum damage model”, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, 192, pp. 4581-4607, 2003

Torre-Casanova, A., Jason, L., Davenne, L. and Pinelli, X. (2013), “Confinement effects on the steel-concrete bond strength and pull-out failure”, *Engineering Fracture Mechanics*, Vol. 97, pp. 92-104

Torre-Casanova, A. (2012), “Prise en compte de la liaison acier-béton pour le calcul de structures industrielles”, *PhD Thesis, Ecole Normale Supérieure de Cachan*

Tilantera, T. and Rechartd T., “Bond of Reinforcement in Light-Weight Aggregate Concrete”, *Otanjemi, Helsinki University of Technology, Division of Structural Engineering*, Publication 17, pp. 1-36, 1977.

Tassios T. P., “Properties of Bond Between Concrete and Steel Under Load Cycles Idealizing Seismic Actions”, in *Bulletin d'Information du Comité Euro-International du Béton*, 1979, pp. 67-121.

Wang T., Hutchinson T.C., “Gas leakage rate through reinforced concrete shearwall: numerical study”, *Nuclear Engineering and Design*, 235, pp. 2246-2260, 2005

Watstein, D., “Distirbution of Bond Stress in Concrete Pull-Out Specimens”, *ACI JOURNAL, Proceedings* V. 43, No.9, May 1947, pp. 1041-1052.

www.techniques-ingenieurs.fr

Zhiming T., Hueizhong L., and Jinping Z., “A new bond model for finite element analysis of structures”, in *Bond in Concrete, Proc. Int. Conf.*, CEB, pp. 12.9-12.16, 1992.