



HAL
open science

Modélisation de la rupture de type peeling-off pour une poutre BA renforcée

Sahar Radfar, Gilles Forêt, Karam Sab

► **To cite this version:**

Sahar Radfar, Gilles Forêt, Karam Sab. Modélisation de la rupture de type peeling-off pour une poutre BA renforcée. 17èmes Journées Nationales sur les Composites (JNC17), Jun 2011, Poitiers-Futuroscope, France. pp.185. hal-00597759

HAL Id: hal-00597759

<https://hal.science/hal-00597759>

Submitted on 1 Jun 2011

HAL is a multi-disciplinary open access archive for the deposit and dissemination of scientific research documents, whether they are published or not. The documents may come from teaching and research institutions in France or abroad, or from public or private research centers.

L'archive ouverte pluridisciplinaire **HAL**, est destinée au dépôt et à la diffusion de documents scientifiques de niveau recherche, publiés ou non, émanant des établissements d'enseignement et de recherche français ou étrangers, des laboratoires publics ou privés.

Modélisation de la rupture de type peeling-off pour une poutre BA renforcée

Simulation of concrete cover separation failure in FRP plated RC beams

Sahar Radfar¹, Gilles Foret¹, Karam Sab¹

1 : UMR Navier – École des Ponts ParisTech
Université Paris-Est, F-77455 Marne-la-Vallée cedex 2
e-mail : sahar.radfar@enpc.fr, gilles.foret@enpc.fr, karam.sab@enpc.fr

Résumé

Le renforcement de structures ou d'éléments de structure par collage de matériaux composites est une technique actuellement reconnue et utilisée dans le monde entier. Néanmoins, ce type de renforcement peut produire des ruptures non-conventionnelles telles que la rupture par délaminage ou de type peeling-off. Cette dernière résulte du décollement du béton d'enrobage qui reste solidaire du matériau de renforcement. Pour une conception optimale d'un renforcement en flexion par collage, il est important d'être en mesure de prévoir ce type de rupture et d'en tenir compte dans le dimensionnement. Nous nous intéressons donc dans cette étude à ce mécanisme de ruine. Pour cela, nous avons modélisé des poutres BA renforcées sollicitées en flexion 4 points. Elles sont modélisées à l'aide d'un code de calcul commercial de type éléments finis, ABAQUS. Les analyses numériques sont de type élasto-plastique et permettent de déterminer le mode de rupture et le niveau de charge correspondant. Pour valider notre modélisation, nous avons réalisé une campagne expérimentale sur 15 poutres. En comparant les résultats de la modélisation et les résultats expérimentaux, nous constatons que le modèle numérique est capable de prédire le mécanisme de ruine à savoir le peeling-off ainsi que la charge de ruine correspondante.

Abstract

The flexural strength of a reinforced concrete beam can be increased by bonding a fiber-reinforced polymer sheet to the tension face. This method of flexural strengthening has emerged very popular around the world for the repair of structures. Nevertheless, this type of reinforcement may cause a premature and brittle failure such as plate end interfacial debonding or concrete cover separation. This paper is concerned with the failure by concrete cover separation; in other words by peeling-off. This mode involves the tearing-off of the concrete cover along the level of tension steel reinforcement starting from a plate end. The first step for a successful, safe and economic design of flexural strengthening using FRP composite at the bottom of the beam is then to predict such failure and to take it into account in design. In this paper, a 3D finite element model using the commercial program; ABAQUS, is presented for the simulation of concrete cover separation failures. A nonlinear finite element analysis was carried out to predict ultimate loading capacity and the failure mode of RC beams in a four-point bending setup. In order to validate this modeling, 15 RC beams were tested in a four-point bending set-up. Comparisons between the predictions of the numerical model and test results show a very good agreement.

Mots Clés : peeling-off, renforcement, modélisation numérique, modélisation expérimentale

Keywords: peeling-off, concrete cover separation, strengthening, numerical modelling, experimental program

1. Introduction

Le parc des infrastructures des pays développés vieillit et demande une maintenance adaptée. Optimiser cette maintenance, dans la logique du développement durable, est un enjeu sociétal majeur. Le renforcement des structures par composites collés rentre dans le cadre de la valorisation des structures existantes et permet d'augmenter la durée de vie des infrastructures et ainsi de répondre aux attentes en matière de « Conception et d'aménagement des infrastructures avec un objectif de développement durable ». L'avantage du renforcement par le collage est qu'il augmente la durée de vie des ouvrages renforcés et qu'il permet de limiter les concentrations de contraintes dans les pièces à assembler par rapport à l'assemblage par boulonnage. On peut citer d'autres avantages pour cette technique comme la facilité de mise en œuvre, la résistance à la corrosion et l'accroissement minimum dans la taille et le poids de la structure renforcée.

Il est maintenant de l'avis général que le renforcement permet d'augmenter la charge de service et dans des proportions plus importantes la charge ultime de l'ouvrage lorsque l'on est en présence de modes de ruine de type conventionnel (rupture du béton en compression ou par effort tranchant, rupture des aciers, rupture du matériau de renforcement). On observe en effet souvent un autre mode de ruine fragile et non-conventionnel que l'on appelle « peeling-off ». Ce mode de ruine résulte du décollement du béton d'enrobage qui reste collé au matériau de renforcement. Les calculs montrent que ce mécanisme de ruine se produit pour un niveau de charge bien plus bas que tous les niveaux de charge entraînant une ruine de type conventionnel. Le renforcement n'est donc pas dans ce cas de figure optimale. Par conséquent, pour une conception optimale d'un renforcement en flexion par collage, il est important d'être en mesure de prévoir ce type de rupture et d'en tenir compte dans le dimensionnement. Différents modes de ruptures d'une poutre BA renforcée sont montrés sur la figure 1.

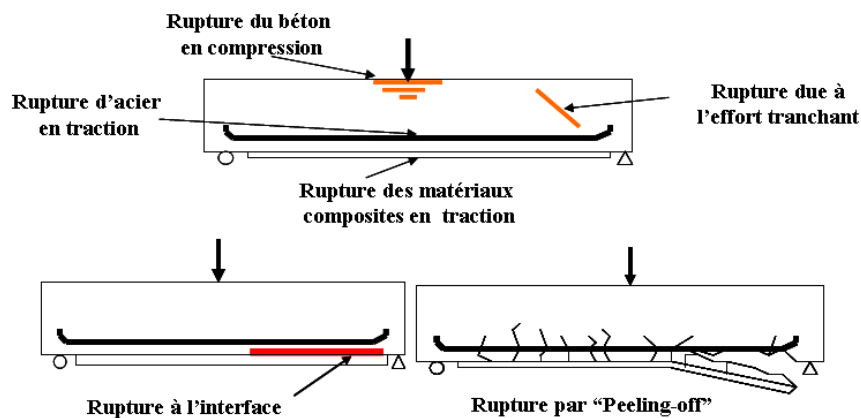


Figure 1 : Différents modes de ruptures de poutres BA renforcées

Dans la littérature concernant les poutres BA renforcées, de nombreux chercheurs ont établi des règles grâce à des expériences pour prévenir les ruptures prématurées. Pour le renforcement des poutres BA avec des plaques en acier, il est recommandé que le rapport largeur sur épaisseur des renforts ne doive pas être inférieur à 50 ou 60 [1]. Il y a aussi des modèles pour prédire la rupture de poutre ou dalle BA utilisant le renforcement par collage [2,3,4]. Nous pouvons aussi citer la méthode basée sur la formation de dents entre les fissures dans le béton d'enrobage, la méthode basée sur la résistance du béton en cisaillement et la méthode basée sur la contrainte interfaciale à l'extrémité de la plaque de renforcement [5-9].

Bien qu'il ait un grand nombre d'articles sur le renforcement en flexion des poutres BA, il en n'y a pas assez sur les ruptures prématurées dues au renforcement, en d'autres termes, nous avons besoin d'un outil simple et fiable pour pouvoir modéliser les poutres BA renforcées. Cette étude s'intéresse donc à la rupture des poutres BA renforcées par peeling-off. Afin de comprendre ce mécanisme de ruine, nous avons procédé à une modélisation numérique ainsi qu'une campagne expérimentale. Le modèle numérique est réalisé à l'aide d'un code de calcul commercial fréquemment utilisé de type éléments finis, ABAQUS. Les analyses numériques sont de type élasto-plastique et permettent de déterminer le mode de ruine et le niveau de charge correspondant. Le modèle numérique est un modèle tridimensionnel dans lequel les éléments du béton et de l'acier de renforcement sont des éléments 3D quadratiques et les éléments du renfort sont 2D quadratiques. Pour comprendre au mieux le comportement des poutres renforcées sous chargement et pour valider la modélisation numérique, nous avons réalisé 15 poutres BA dont 12 renforcées et 3 de référence. Les poutres ont été sollicitées en flexion 4 points jusqu'à la rupture. Le mode de ruine de toutes les poutres renforcées est de type peeling-off. La comparaison entre les résultats d'essais et les résultats de la modélisation numérique nous montre un très bon accord. Par la suite, nous allons dans un

premier temps développer différentes étapes de la modélisation et dans un deuxième temps analyser les résultats obtenus.

2. Modélisation numérique

Le modèle proposé dans ce travail fournit des chercheurs et des ingénieurs un outil de calcul pour la conception et le dimensionnement des poutres BA renforcées. La modélisation des poutres est réalisée dans un milieu 3D en utilisant le code de calcul ABAQUS. A l'aide de ce modèle nous pouvons prédire l'endroit et le mode de la rupture ainsi que le chargement correspondant. Avant de commencer la simulation d'une telle problématique, il faut réfléchir au choix des paramètres suivants : modélisation 2D ou 3D, comportement du matériau, non-linéarité due au matériau ou du à la grande déformation, paramètres de control et d'arrêt du programme, charge appliquée, conditions aux limites, maillage, comportement du contact, modélisation du renfort. Les résultats et le temps de calcul peut considérablement varier en choisissant différemment ces paramètres.

2.1 Géométrie et hypothèses de la modélisation

Nous avons modélisé les poutres BA renforcées tridimensionnelles avec la section rectangulaire. Ces poutres sont composées du béton, d'armatures longitudinales, du renfort transversal et de plaques de composites collées sur les surfaces inférieures des poutres. Les dimensions de ces poutres seront présentées dans la section 3. Les plans de symétrie en considérant la charge et la géométrie ont été utilisés pour modéliser un quart d'une poutre. Les poutres sont sollicitées en flexion 4 points jusqu'à la rupture. Nous avons défini les conditions aux limites appropriées, telles que les conditions de symétrie et l'appui simple. La non-linéarité géométrique (grande déformation) a été prise en compte. Nous supposons dans toutes les modélisations qu'il y a une adhérence parfaite entre les différentes composantes d'une poutre ; autrement dit, le transfert de charge s'effectue très facilement. Les poutres sont maillées plus finement dans les endroits susceptibles à la rupture, c'est-à-dire à l'extrémité de la plaque de renforcement ainsi qu'au niveau de l'armature mais le maillage des autres zones est plus grossier. Les éléments du béton et de l'armature longitudinale sont de type volumique hexaédrique à vingt-nœuds où l'interpolation des déplacements sur l'élément est quadratique ; de plus, chaque nœud d'éléments a trois degrés de liberté (trois déplacements). Les plaques de renforcement sont modélisées à l'aide des éléments bidimensionnels quadratiques composé de 8 nœuds ayant chacun 6 degrés de liberté. Nous pouvons voir différentes étapes de modélisation telles que la géométrie, les conditions aux limites, le chargement et le maillage sur la figure 2.

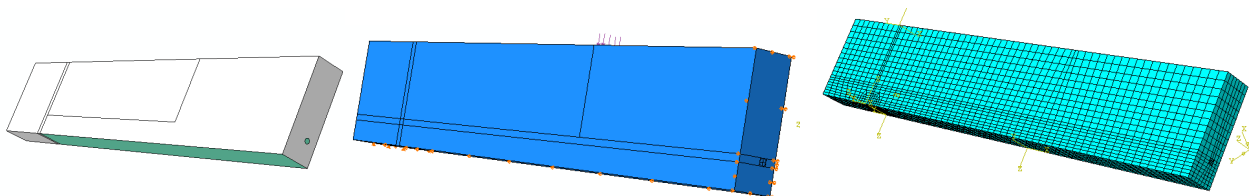


Figure 2 : poutre BA renforcées modélisée : géométrie, conditions aux limites, chargement, maillage

2.2 Propriétés des matériaux

2.2.1 Comportement de l'acier et les matériaux composites

Le comportement d'acier a été considéré comme élastique parfaitement plastique et en effet pour déterminer le comportement d'acier, sachant que le rôle d'armature est de transmettre la force axiale, nous avons défini le comportement unidirectionnel du matériau. Les caractéristiques de l'acier dans notre modèle sont présentées par la suite : $E = 200$ GPa, $\sigma_e = 500$ Mpa, $\nu = 0,3$. Le comportement des plaques en matériaux composites est supposé d'être élastique linéaire jusqu'à la

rupture. Nous pouvons résumer respectivement les propriétés mécaniques du renfort transversal et de la plaque de renforcement comme suit: $E_T=160$ GPa, E_L , $E_N=6$ GPa, G_{LT} , $G_{LN}=4$ GPa, $G_{TN}=2,4$ GPa ; $E_T=120$ GPa, E_L , $E_N=8$ GPa, G_{LT} , $G_{LN}=4,5$ GPa, $G_{TN}=3,2$ GPa.

2.2.2 Comportement du béton

Le comportement du béton est toujours difficile à modéliser. Cette difficulté est liée à de nombreux paramètres tels que : la forte hétérogénéité du béton, la dissymétrie du comportement entre traction et compression, les microfissures distribuées de manière aléatoire et etc. Des recherches ont été lancées depuis longtemps sur le comportement mécanique du béton dans l'espoir de mieux comprendre les mécanismes de rupture de ce matériau et donc plusieurs théories ont été développées ; à savoir, la mécanique de la rupture, la théorie de la plasticité, la théorie de l'endommagement, la méthode de fissuration discrète, la méthode de fissuration distribuée. Tous ces modèles permettent de modéliser le comportement du béton par l'approche des éléments finis [4,10,11]. Néanmoins, la modélisation du comportement mécanique du béton n'est pas entièrement résolue et reste un domaine de recherche. Par conséquent, il faut élaborer un modèle dans un premier temps fiable pour bien représenter le comportement complexe du béton et dans un deuxième temps simple pour qu'il facilite la modélisation des structures en béton.

2.2.2.1 Béton en compression

Nous savons que le comportement du béton sous compression multiaxiale tout en étant plus ductile (par rapport à la compression uniaxiale) peut être apparenté à de la plasticité, mais il faut garder à l'esprit le fait qu'au niveau local, les mécanismes mis en jeu correspondent à de la microfissuration [12]. Sachant ce fait, nous employons les termes de plasticité. Un modèle couramment utilisé du béton est un comportement élasto-plastique en appliquant un critère de plasticité [13,14]. L'avantage de ce modèle est d'être plus robuste du point de vue de calcul numérique et l'inconvénient est d'être incapable de prédire la fissuration et son évolution. Dans ce travail, le béton est supposé comme un milieu continu isotrope dans le cadre de la théorie de la plasticité. Nous avons donc employé le critère de plasticité Drucker-Prager avec la loi d'écoulement associée, formulé dans l'espace des contraintes hydrostatiques et déviatoriques. Classiquement, nous décomposons le champ de contrainte en deux parties : la contrainte hydrostatique et la contrainte déviatorique. L'expression de la contrainte hydrostatique qui ne dépend pas des contraintes de cisaillement et celle de la contrainte déviatorique sont respectivement données par les équations 1 et 2 et nous pouvons constater que dans le cas d'un cisaillement pur, seule la contrainte déviatorique n'est pas nulle. Ces deux contraintes permettent de déterminer des domaines d'élasticité et de plasticité dans le plan p-q.

$$p = -\frac{\sigma_{11} + \sigma_{22} + \sigma_{33}}{3} \quad (\text{Eq. 1})$$

$$q = \sqrt{\frac{1}{2}((\sigma_{11} - \sigma_{22})^2 + (\sigma_{22} - \sigma_{33})^2 + (\sigma_{33} - \sigma_{11})^2) + 3\sigma_{12}^2 + 3\sigma_{13}^2 + 3\sigma_{23}^2} \quad (\text{Eq. 2})$$

Dans le cadre du critère Drucker-Prager, le domaine d'élasticité est défini par deux paramètres caractéristiques du matériau. La Cohésion d qui correspond à la contrainte de cisaillement limite dans le cas d'un cisaillement pur, et l'angle de cohésion φ qui est relatif à l'importance de l'influence de la pression hydrostatique. Le critère F_{DP} s'exprime par l'équation 3.

$$F_{DP} = q - (p \tan(\varphi) + d) = 0 \quad (\text{Eq. 3})$$

La représentation du critère dans l'espace forme un cône. Il est important de noter que nous ne nous sommes intéressés ici qu'au critère de Drucker-Prager linéaire, mais il existe d'autres variantes de ce critère dites hyperbolique et exponentiel qui permettent de s'affranchir de la singularité du cône. Nous avons trouvé les paramètres du critère de plasticité d et φ à partir des essais de caractérisation du béton tels qu'essai de compression simple et essai de fendage : $\varphi = 69,2^\circ$ et $d = 2$ MPa. Les caractéristiques élastiques du béton sont : $E = 37$ GPa, $\nu = 0,2$.

2.2.2.2 Béton en traction

Le module d'Young et le coefficient de Poisson est identique en traction et en compression. Dans le cas d'une traction multiaxiale, le plan de rupture est perpendiculaire à la direction de traction maximale, la rupture est toujours fragile et la résistance à la rupture est égale à celle de la traction simple. La résistance en traction simple du béton est beaucoup plus faible que celle de la compression simple, c'est pourquoi cette résistance est souvent négligée dans les dimensionnements mais il faut garder à l'esprit que dans le cas de béton armé, le renforcement pourrait avoir une influence considérable sur la résistance du béton en traction par adoucissement. Quand on réalise un essai de traction simple à vitesse de déplacement imposée, la courbe contrainte-déformation est quasi-linéaire jusqu'à un maximum puis est décroissante. Ce comportement post pic de contrainte est adoucissant. L'adoucissement dans le béton armé représente la capacité du béton à porter la traction après la fissuration. Cet effet est dû à la réorganisation des contraintes de traction entre les fissures voisines. On trouve un grand nombre de modèles comprenant l'adoucissement dans la littérature. La figure 3 trace l'allure générale de ces modèles. Comme il est montré sur la figure 3 d'après différentes recherches, la partie adoucissante de la courbe pourrait avoir une forme linéaire, bilinéaire ou parabolique [11,15]. Pour représenter le comportement d'un béton fissuré, il existe plusieurs modèles comme la méthode de fissuration discrète, la méthode de fissuration distribuée et la mécanique de la rupture. Dans ce travail nous adoptons une approche en mécanique de la rupture pour déterminer la rupture globale des poutres BA renforcées par peeling-off.

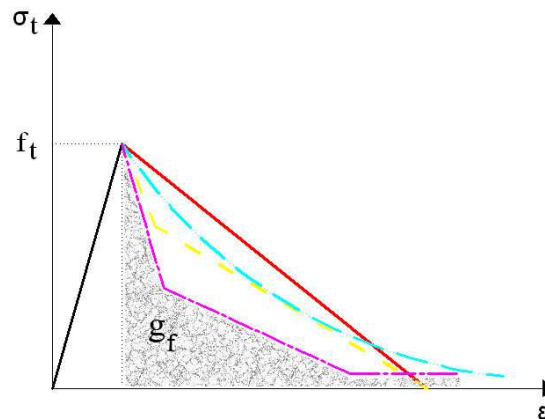


Figure 3 : Comportement du béton en traction

Prenons g_f l'aire sous la courbe de la figure 3 après la fissuration. L'énergie de la rupture G_f (le taux de restitution d'énergie critique) qui signifie la quantité d'énergie nécessaire pour la propagation d'une unité de surface de fissure, est liée à g_f comme suit [16]:

$$G_f = b \cdot g_f \quad (\text{Eq. 4})$$

Où b représente la largeur de l'ensemble des microfissures et est égale à la taille d'élément dans la direction perpendiculaire à la fissure. D'après la norme CEB-FIP [17], en absence de valeurs empiriques nous pouvons évaluer la valeur de G_f à partir de la formule proposée par l'équation 5.

$$G_f = G_{f0} \left(\frac{f_c}{10} \right)^{0.7} \quad (\text{Eq. 5})$$

Où f_c est la résistance du béton en compression (MPa) et G_{f0} est une valeur de base de l'énergie de la rupture et elle dépend de la taille maximale de granulat. Dans le béton que nous avons réalisé, la taille maximale de granulat est égale à 20mm, la valeur de G_{f0} est donc égale à 0,036 et par conséquent, $G_f = 0,096 \text{ N.mm/mm}^2$.

3. Travaux expérimentaux

Au vu des différents travaux existants, nous avons souhaité améliorer notre connaissance de la rupture par peeling-off pour pouvoir l'analyser plus précisément. Pour cela, nous avons réalisé une campagne expérimentale des poutres en béton armé renforcées dans le but de les solliciter en flexion 4 points jusqu'à la rupture. Après avoir rassemblé les essais effectués de la littérature sur les poutres BA renforcées dont le mode de ruine était de type peeling-off, et après avoir fait une étude paramétrique sur les paramètres influençant des résultats, nous trouvons les configurations de poutre à réaliser. En effet, pour faire une étude exhaustive il faut avoir plusieurs types de poutres qui cassent au même mode de rupture mais sous un chargement différent d'autres poutres ; de plus, pour pouvoir compter sur des résultats d'essais il est indispensable que chaque essai soit reproductible, autrement dit il faut avoir des poutres avec des caractéristiques identiques. Pour satisfaire les deux notions mentionnées, nous avons réalisé 15 poutres, soit 5 groupes de 3, parmi lesquelles nous gardons un groupe sans renforcement (poutres de référence). Les autres groupes sont composés des poutres renforcées dont leurs caractéristiques sont différentes aux paramètres suivants : la largeur de la poutre, la hauteur de la poutre et l'épaisseur de la plaque en matériaux composites. Le tableau 1 résume les dimensions des poutres réalisées. La longueur des poutres est égale à 1,20 m.

N°	Béton			Armature		plaque de renforcement		F_{rup} (kN)	
	a (mm)	t (mm)	d (mm)	f'_c [Mpa]	f'_t [Mpa]	A_s (mm ²)	t_p (mm)		b_p (mm)
1,2,3	100	150	24	45,0	3,1	56,52	1,2	100	50,1
4,5,6	100	150	24	42,3	2,7	56,52	0,6	100	48,8
7,8,9	100	150	24	42,6	2,4	56,52	-----	-----	25
10,11,12	70	105	24	37,5	2,7	56,52	1,2	70	26,3
13,14,15	80	120	24	37,5	2,7	56,52	0,6	80	29,8

Tableau 1 : Caractéristiques des poutres réalisées

Où a, t, d, f'_c , f'_t , A_s , b_p , t_p et F_{rup} représentent respectivement largeur et épaisseur de la poutre, épaisseur du béton d'enrobage, résistance du béton en compression et en traction, section des armatures, largeur et épaisseur de la plaque de renforcement, et charge totale à la rupture. La résistance du béton en traction et compression ont été trouvée grâce aux essais de compression et fendage sur des éprouvettes cylindriques. La figure 4 montre l'essai de flexion 4 points sur une des poutres réalisées avant et après la rupture de type peeling-off.



Figure 4 : Essai flexion 4 points sur une poutre BA renforcée avant et après la rupture par peeling-off

4. Analyse des résultats

Nous avons tout d'abord effectué des essais sur les poutres de référence. Comme il est indiqué sur la figure 5, les armatures ont plastifié avant la rupture. En effet, cette figure montre la courbe de la charge totale en fonction de la flèche. Nous constatons sur cette figure qu'il y a trois phases sur la courbe. Dans la première phase, le comportement est quasi linéaire et des microfissures apparaissent aux interfaces mortier granulat mais le frottement permet de supporter la charge, de plus le module d'Young est le plus élevé dans cette phase. Dans la deuxième phase la non-linéarité et l'irréversibilité apparaissent et cela est à cause de la propagation des fissures et donc le module d'Young diminue, de plus dans cette phase l'armature commence à porter la traction et à la fin l'acier plastifie et on arrive à la rupture. Nous avons calibré les paramètres de modélisation numérique à partir des résultats d'essai sur les poutres non-renforcées.

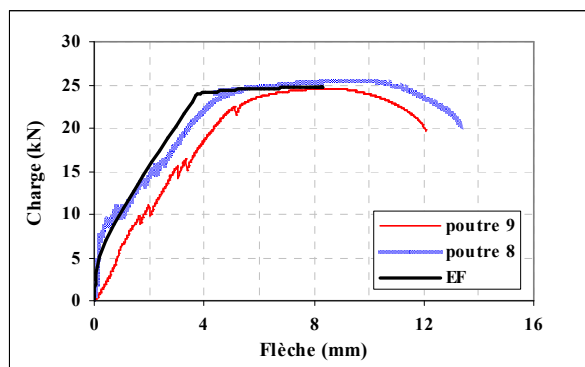


Figure 5 : Résultats d'essais et de la modélisation éléments finis sur les poutres de référence

Les poutres BA renforcées ont rompu par peeling-off et nous avons réussi à visualiser ce type de rupture par la modélisation numérique (Figure 6). Il est évident sur la figure 7 que ce type de rupture est fragile. La figure 7 montre les courbes expérimentales et numériques de la charge en fonction de la flèche. On voit qu'il y a un accord acceptable entre les résultats numériques et expérimentaux. Sur certaines figures (7b, 7d) on peut distinguer 3 phases, la première phase s'agit du cas où il n'y a pas de fissurations, dans la deuxième phase l'armature et la plaque de renforcement commence à tenir la traction et dans la troisième phase l'acier plastifie, cette dernière phase n'existe pas dans les poutres de la figure 7a et 7c, cela veut dire que la rupture s'effectue avant la plastification d'acier.

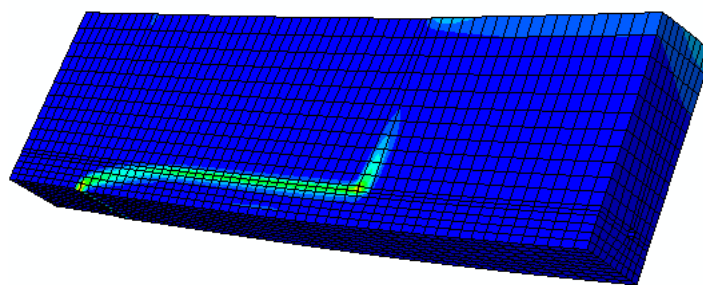


Figure 6 : Rupture par peeling-off

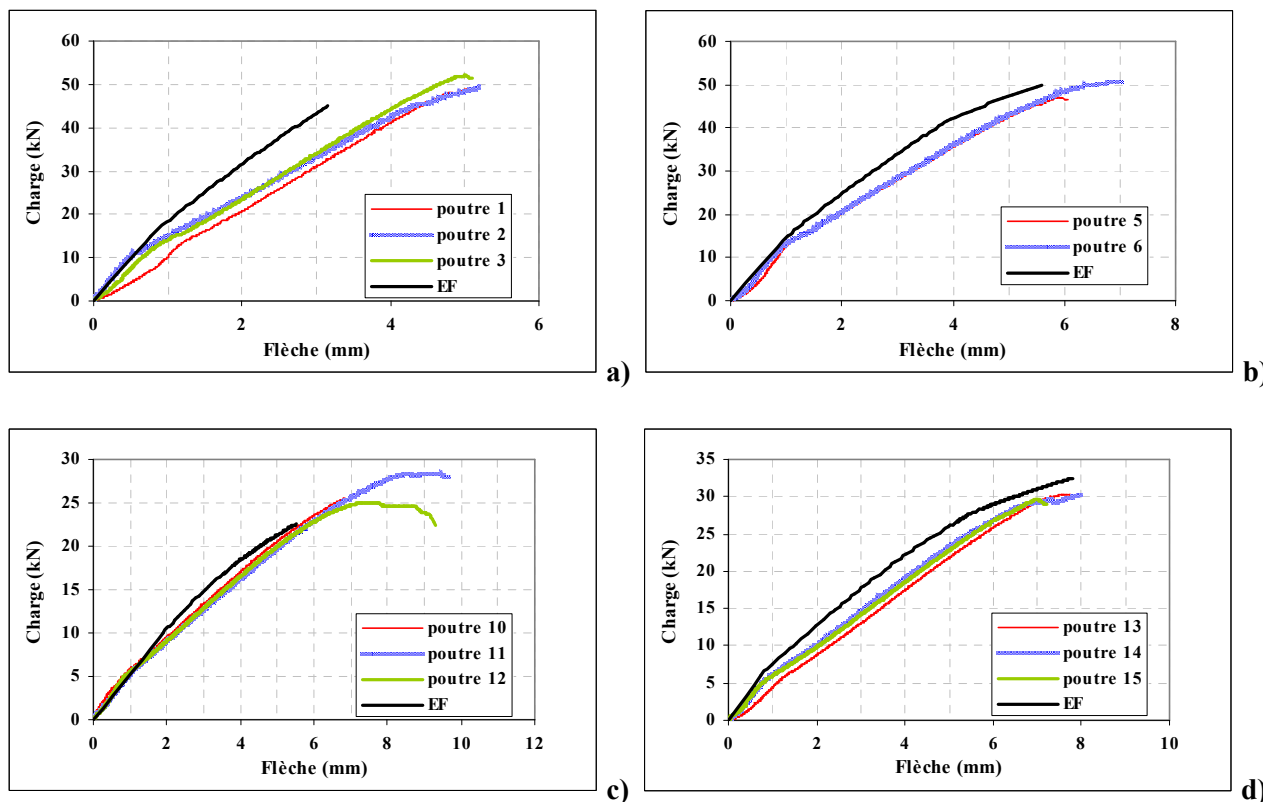


Figure 7 : Résultats expérimentaux et numérique des poutres BA renforcées : a) poutre 1,2,3, b) poutre 5,6 c) poutre 10,11,12, d) poutre 13,14,15

Numéro	Charge expérimentale de rupture kN	flèche expérimentale (mm)	flèche numérique (mm)	erreur	Charge de rupture numérique	erreur
1,2,3	50,1	4,97	3,66	26,4 %	45	10,2 %
5,6	48,85	6,014	5,35	11 %	49,92	2,2 %
10,11,12	26,32	7,19	7,22	0,4 %	22,55	14,3 %
13,14,15	29,83	7,38	6,41	13,1 %	32,5	8,9 %

Tableau 2 : Comparaison entre les résultats expérimentaux avec ceux numériques

Dans tous les cas des poutres BA renforcées, la rupture était de type peeling-off et nous avons trouvé le même type de rupture à partir du modèle éléments finis. Le tableau 2 est une analyse comparative entre la charge et la flèche à la rupture expérimentales et numériques. L'erreur maximale dans la prédiction de la charge de la rupture est égale à 14,3% qui est une valeur absolument acceptable pour le béton ; l'erreur maximale sur la flèche au moment de la rupture est de 26,4 %, cette erreur pourrait se produire en surestimant la capacité portante de la poutre. En résumé, nous avons réussi à modéliser la rupture par peeling-off et nous avons validé notre modèle et à l'aide de cette démarche, il est possible de prédire ce type de rupture.

Nous déduisons à partir des résultats obtenus que la géométrie de la poutre est le paramètre le plus important dans la détermination de charge de la rupture (par peeling-off). Si on compare la courbe correspondante aux poutres 1,2,3 avec celle de 10,11,12 (les poutres renforcées par une plaque d'épaisseur 1,2 mm) on s'aperçoit que la charge de la rupture est beaucoup plus importante dans les poutres 1,2,3, en d'autres termes dans les poutres avec une section plus grande, alors que la flèche est moins élevée. D'après les résultats numériques, le peeling-off se produit avant la plastification d'acier. En effet, dans le cas d'une plaque épaisse, la plaque porte plus de la traction et donc l'acier plastifie tardivement, alors que dans les deux cas de plaque moins épaisse, l'acier plastifie et la rupture la suit. Si on compare les courbes correspondantes aux poutres 1-6, on trouve que la charge de la rupture est plus ou moins pareille dans les deux cas (géométrie identique) et la petite différence porte sur la rigidité de structure, autrement dit, la flèche de la poutre renforcée par une plaque plus épaisse est moins importante.

5. Conclusion

Les travaux présentés dans ce travail portent essentiellement sur l'étude de la rupture de type peeling-off des poutres BA renforcées. Cette étude s'appuie sur la conception de renforcement par plaque en matériaux composites. Pour arriver à ce but, nous avons mené des modélisations numériques en utilisant le code de calcul éléments finis ABAQUS, ainsi que des travaux expérimentaux. Nous avons réalisé 5 groupes de poutres (15 poutres au total) parmi lesquelles nous avons renforcé 4 groupes. Nous avons testé les poutres sous flexion 4 points jusqu'à la rupture. Le mode de rupture constaté est le peeling-off pour les poutres renforcées. La modélisation numérique consiste à une analyse non-linéaire du modèle 3D. Le comportement de l'acier et le renfort sont respectivement élasto-plastique parfaite et élastique. Le béton en compression est considéré comme un matériau élasto-plastique avec le critère de plasticité Drucker-Prager et pour le béton en traction nous profitons des notions de la mécanique de la rupture pour définir l'énergie maximale qu'un élément peut supporter après l'apparition des fissures et avant la propagation (la rupture de structure). Nous avons validé le modèle numérique en comparant les résultats expérimentaux avec ceux numériques. Nous avons conclu des résultats obtenus que : le peeling-off peut se produire avant ou après la plastification d'acier ; plus la géométrie (la section) de la poutre est grande, plus la charge de la rupture est élevée ; le changement d'épaisseur de la plaque influence la rigidité de la structure (lorsque la plaque est plus épaisse, la flèche est moins importante) ; la singularité à l'extrémité de la plaque est probablement un paramètre dominant dans la rupture par peeling-off.

Références

- [1]. Raoof, M. Hassanen, M.A.H. « Peeling failure of reinforced concrete beams with fibre-reinforced plastic or steel plates glued to their soffits », Proceedings of the institution of civil engineers-structures and buildings, v 140, n 3, Aug 2000, p. 291-305.
- [2]. Limam, O. Foret, G. Ehrlacher, A. « Beams Strengthened with Composite Material: A Limit Analysis Approach and Experimental Study », Composite Structures 59 (2003) 467-472.
- [3]. Saxena, P. Toutanji, H. Noumowe, A. « Failure analysis of FRP-strengthened RC beams », Journal of Composites for Construction, v 12, n 1, Jan 2008, p. 2-14.
- [4]. Yang, ZJ. Chen, JF. Proverb, D. « Finite element modelling of concrete cover separation failure in FRP plated RC beams », Construction and Building Materials, v 17, n 1, 2003, p. 3-13.

- [5]. Raoof, M. El-Rimawi, J. Hassanen, M.A.H. « Theoretical and experimental study on externally plated R.C. beams », *Engineering Structures*, v 22, n 1, Jan 2000, p. 85-101.
- [6]. Smith, ST. Teng, JG. « FRP-strengthened RC beams. I: review of debonding strength models ». *Engineering Structures*, v 24, n 4, Apr 2002, p. 385-395.
- [7]. Smith, ST. Teng, JG. « FRP-strengthened RC beams. II: assesment of debonding strength models ». *Engineering Structures*, v 24, n 4, Apr 2002, p. 397-417.
- [8]. Yao, J. Teng, JG. « Plate end debonding in FRP-plated RC beams - I: Experiments », *Engineering Structures*, v 29, n 10, 2007, p. 2457-2471.
- [9]. Teng, JG. Yao, J. « Plate end debonding in FRP-plated RC beams - II: Strength model », *Engineering Structures*, v 29, n 10, 2007, p. 2472-2486.
- [10]. Hu, HT. Lin, FM. Jan, YY. « Nonlinear finite element analysis of reinforced concrete beams strenthened by fiber-reinforced plastics », *Composite Structures*, v 63, 2004, p.271-281.
- [11]. Lu, X.Z. Ye, L.P. Teng, J.G. Jiagn, J.J « Meso-scale finite element model for FRP sheets/plates bonded to concrete », *Engineering Structures*, v 27, 2005, p.564-575.
- [12]. Chen, W.F. « Constitutive equations for concrete », IABSE Colloquium Copenhagen, 1979.
- [13]. Salvatore, W. Bursi, OS. Lucchesi, D. « Design, testing and analysis of high ductile partial-strength steel-concrete composite beam-to-column joints », *Computers and Structures*, v 83, n 28-30, 2005, p. 2334-2352.
- [14]. Chung, W. Sotelino, ED. « Nonlinear finite-element analysis of composite steel girder bridges », *Journal of Structural Engineering- ASCE*, v 131, n 2, 2005, p.304-313.
- [15]. Wang, YC. Chen, CH. « Analytical study on reinforced concrete beams strengthened for flexure and shear with composite plates », *Composite Structures*, v , 2003, p. 137-148.
- [16]. Kwak, HG. Filippou, FC. « Finite element analysis of reinforced concrete structures under monotonic load », Research report of Department of Civil Engineering, U.C. Berkeley, No. UCB/SEMM-90/14; 1990.
- [17] Comité Euro International du Béton. Ceb-fip model code 90. CEB Bulletins, 1993.