



HAL
open science

CONTRIBUTION A L'ANALYSE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DE DALLES EN BETON ARME RENFORCEES PAR MATERIAUX COMPOSITES

El Houssain Rochdi

► **To cite this version:**

El Houssain Rochdi. CONTRIBUTION A L'ANALYSE DU COMPORTEMENT MECANIQUE DE DALLES EN BETON ARME RENFORCEES PAR MATERIAUX COMPOSITES. Matériaux. Université Claude Bernard - Lyon I, 2004. Français. NNT : . tel-00138446

HAL Id: tel-00138446

<https://theses.hal.science/tel-00138446>

Submitted on 26 Mar 2007

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.

N° d'ordre : 282-2004

Année 2004

THESE

Présentée devant

L'UNIVERSITE CLAUDE BERNARD - LYON 1

pour l'obtention du

DIPLOME DE DOCTORAT

(arrêté du 25 avril 2002)

Présentée et soutenue publiquement le

16 Décembre 2004

par

El Houssain ROCHDI

Titre de la thèse

*CONTRIBUTION A L'ANALYSE DU COMPORTEMENT
MECANIQUE DE DALLES EN BETON ARME RENFORCEES
PAR MATERIAUX COMPOSITES*

JURY:	M Y. DELMAS	Rapporteur
	M J. WASTIELS	Rapporteur
	M F. BUYLE BODIN	Examineur
	M P. HAMELIN	Directeur de thèse
	M D. BIGAUD	Examineur
	M E. FERRIER	Co-Directeur de thèse

REMERCIEMENTS

Je tiens tout d'abord à remercier mon directeur de thèse, Monsieur le Professeur Patrice Hamelin, pour la confiance et l'attention qu'il m'a accordées tout au long de ce travail, son aide et son sens de la motivation m'ont été très utiles pour mener à terme ce travail.

J'adresse également mes remerciements les plus vifs à Monsieur le Professeur Yves Delmas et Monsieur le Professeur Jan Wastiels pour avoir accepté de consacrer une partie de leur temps à rapporter ce mémoire de thèse.

Je remercie aussi Monsieur le Professeur François Buyle-Bodin qui m'a fait plaisir d'examiner cette thèse.

Mes plus vifs remerciements vont à Emmanuel Ferrier pour l'encadrement qu'il a assuré. Son aide a été des plus précieuses pour mener à bien ce travail.

Mes remerciements s'adressent également à David Bigaud. Son entière collaboration et ses conseils ont nettement contribué à l'aboutissement de ce travail.

Je souhaite enfin exprimer ma gratitude envers l'ensemble de mes collègues du Laboratoire Mécanique Matériaux et Structures.

RESUME en français

La méthode de renforcement des ouvrages en béton par collage de matériaux composites est une pratique qui connaît actuellement un essor important. Dans cette optique, nous nous proposons d'apporter une contribution à l'analyse du comportement des dalles en béton armé renforcées par matériaux composites. Après avoir examiné les limites technologiques des différentes techniques de renforcement, le bilan bibliographique repose sur l'analyse des méthodes proposées pour le calcul et le dimensionnement des structures renforcées, en particulier dans le cas des dalles en flexion où les efforts sont transmis au renfort composite d'une manière bidirectionnelle.

Dans ce contexte, un protocole expérimental a été mis au point afin d'évaluer les performances des diverses théories développées pour prédire la rupture des composites. Cette étude a démontré l'efficacité du critère de Tsai-Wu à prédire la résistance du composite stratifié carbone/époxy étudié.

Dans un second temps, nous avons élaboré une procédure théorico-expérimentale portant sur l'évaluation du gain en résistance des dalles renforcées par matériaux composites ainsi que les paramètres influençant le comportement en rigidité. L'ensemble des résultats a mis clairement en évidence l'influence du composite en particulier sur la capacité portante de la dalle qui peut être augmentée jusqu'à cinq fois.

L'analyse des modes de rupture obtenus expérimentalement confirme que la ruine de la structure se produit essentiellement par poinçonnement. En conséquence, notre travail s'est orienté vers l'analyse du comportement des dalles renforcées vis-à-vis du poinçonnement. Parmi les différents modèles proposés pour prédire la résistance au poinçonnement des dalles BA, les prédictions du modèle de Menétrey approchent le mieux les valeurs expérimentales. La dernière partie de l'actuel travail concerne la modification du modèle de Menétrey afin de considérer l'effet du composite sur la résistance des dalles renforcées au poinçonnement.

DISCIPLINE

Génie Civil

MOTS-CLES

Dalles renforcées, matériaux composites, critères de rupture, poinçonnement

INTITULE ET ADRESSE DU LABORATOIRE :

Laboratoire Mécanique Matériaux et Structures, Université Lyon 1, 82 bd. Niels Bohr,
Domaine Scientifique de La Doua, 69622 Villeurbanne

TITRE en anglais

Contribution to the analysis of mechanical behaviour of reinforced concrete slabs strengthened with composite materials

RESUME en anglais

The use of externally bonded composite materials for strengthening reinforced concrete structures has received considerable attention in recent years. The object of this thesis is the analysis of reinforced concrete slabs strengthened with composite materials. After a technical study of reinforcement techniques, the bibliographical review deals with the analysis of proposed design methods, especially in the case of strengthened slabs where the composite contribution requires the consideration of biaxial behaviour of composite reinforcement resulting from two-way slab behaviour.

In this context, an experimental study was carried in order to evaluate the performances of various composite failure theories. To accomplish this, a functional efficient composite cruciform specimen was optimised via a set of finite element simulations. This study confirmed the efficiency of the Tsai-Wu criterion to predict the strength of the composite used for the strengthening of the slab namely $[0^\circ/90^\circ]$ carbon/epoxy lamina.

The second part concerns the elaboration of an analytical and experimental procedure in order to evaluate the effect of composite at ultimate stage as well as the study of different parameters governing the stiffness of strengthened slabs. The results shows clearly the influence of composite in particular on the slab carrying capacity which can be increased until five times.

The analysis of the failure mode obtained experimentally confirms that the collapse of slab occurs essentially by punching. Consequently, the last part of this work concerns the introduction of the effect of composite reinforcement in the model of Menétrey to evaluate the punching shear strength of strengthened slabs. The results show good agreement between the predicted and experimental values.

KEYWORDS

Strengthened slabs, composite materials, failure criteria, punching-shear

Sommaire

<u>I</u>	<u>POSITION DE LA RECHERCHE DANS LE CONTEXTE DE LA PATHOLOGIE DES OUVRAGES DU GENIE CIVIL ET DE LEUR MAINTENANCE</u>	7
<u>I.1</u>	<u>Introduction</u>	7
<u>I.2</u>	<u>Pathologies d'ouvrages</u>	9
I.2.1	<u>Pathologies d'origine chimique</u>	9
I.2.2	<u>Pathologies d'origine physique</u>	11
I.2.3	<u>Pathologies d'origine mécanique</u>	13
I.2.4	<u>Méthodes de réparation</u>	15
<u>I.3</u>	<u>Réparation d'ouvrage par matériaux composites</u>	20
I.3.1	<u>Introduction</u>	20
I.3.2	<u>Description des constituants élémentaires des composites</u>	22
I.3.3	<u>Les différents procédés de mise en œuvre</u>	34
<u>I.4</u>	<u>Problèmes liés à l'utilisation des composites</u>	42
I.4.1	<u>Introduction</u>	42
I.4.2	<u>Résistance des matériaux composites</u>	42
I.4.3	<u>Problèmes liés au comportement mécanique de structures en BA renforcées par composites</u>	48
I.4.4	<u>Problèmes liés à l'interface béton-composite</u>	54
I.4.5	<u>Durabilité des structures renforcées</u>	57
<u>I.5</u>	<u>Conclusions</u>	60
<u>II</u>	<u>APPROCHE THEORICO-EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT DE DALLES BA RENFORCEES PAR MATERIAUX COMPOSITES</u>	62
<u>II.1</u>	<u>Comportement mécanique de dalle en béton armée</u>	62
II.1.1	<u>Introduction</u>	62
II.1.2	<u>Approche mécanique du comportement des dalles non fissurées</u>	64
II.1.3	<u>Comportement globale d'une dalle fissurée</u>	69
II.1.4	<u>Approche du comportement des dalles à la rupture, méthode des lignes de rupture</u>	73
II.1.5	<u>Comportement des dalles sous charge concentrée</u>	76
II.1.6	<u>Approche du comportement mécanique par les méthodes numériques</u>	77
II.1.7	<u>Conclusion</u>	79
II.1.8	<u>Bilan sur les travaux traitant les dalles renforcées par matériaux composites</u>	80
II.1.9	<u>Conclusion</u>	89
<u>II.2</u>	<u>Critère de rupture des renforts composites sous sollicitations bi-axiale</u>	92
II.2.1	<u>Introduction</u>	92
II.2.2	<u>Critères de rupture</u>	93
II.2.3	<u>Comparaison des différentes théories de rupture des composites</u>	105
II.2.4	<u>Comparaison des critères de rupture</u>	107
II.2.5	<u>Validation expérimentale</u>	112
<u>II.3</u>	<u>Comportement en rigidité de dalle BA renforcée et non renforcée</u>	127
II.3.1	<u>Etude expérimentale du comportement de dalle renforcée par composite</u>	127
II.3.2	<u>Analyse du comportement d'une dalle</u>	139
II.3.3	<u>Identification des paramètres influençant le comportement en rigidité des dalles renforcées</u>	141

II.3.4	Identification des paramètres influençant le mode de rupture des dalles renforcées	151
II.3.5	Taux de travail du composite en fonction du mode de rupture	153
II.4	Critères de ruine par poinçonnement de dalles en béton armé renforcées	156
II.4.1	Introduction	156
II.4.2	Vérification de la résistance au poinçonnement selon Eurocode 2	157
II.4.3	Comparaison du comportement des dalles en flexion et au poinçonnement	158
II.4.4	Etudes expérimentales complémentaires	160
II.4.5	Formulation du critère de rupture par poinçonnement	172
II.4.6	Extension du modèle de Menétrey au cas des dalles renforcées	191
II.4.7	Comparaison des prédictions de différents modèles avec les résultats expérimentaux	200
II.4.8	Conclusions	203

Synthèse en conclusion

Références bibliographiques

POSITION DE LA RECHERCHE DANS LE CONTEXTE DE LA PATHOLOGIE DES OUVRAGES DU GENIE CIVIL ET DE LEUR MAINTENANCE

Introduction

Depuis plus de quarante ans, la construction neuve a représenté l'essentiel de l'activité du secteur du bâtiment en France et ce, pour des raisons diverses liées à la nécessité de construire des nouveaux logements, à l'amélioration des équipements publics, à la modernisation du parc industriel et à l'évolution des activités du tertiaire. La maintenance n'a été, pendant cette période, qu'une activité du second ordre, indispensable certes à la conservation du patrimoine et au fonctionnement des équipements techniques, mais délaissée au profit de la conception et de l'ingénierie de la construction. Aussi, à partir du 20^{ème} siècle et jusqu'à il y a quelques dizaines d'années, de nombreux ouvrages d'arts ont été bâtis avec des prévisions de trafic routier qui se révèlent maintenant être inférieures au trafic actuel. Ce phénomène est maintenant pris en compte car les règlements du trafic routier proposent des chargements de plus en plus importants [Calgaro J. et Lacroix R., 1997]. De plus, il existe aussi un grand nombre de pathologies dans les ouvrages d'art dont les origines peuvent être mécaniques, physico-chimiques, accidentelles ou encore liées aux erreurs de calcul et de conception.

Les premières réflexions, recherches et études datent en fait, des années 70. C'est à cette époque, en raison de l'augmentation des dépenses d'entretien du patrimoine bâti et de la première crise de l'énergie, qu'est apparue la nécessité d'organiser et de rationaliser la maintenance (traitée de manière empirique dans le passé), afin de permettre une planification et une réduction des dépenses. De plus, pour apprécier concrètement et économiquement le poids de la maintenance, il faut rappeler que l'étude du coût global d'un bâtiment pour une durée de vie totale de l'ordre de 100 ans, montre que les coûts de réhabilitation à mettre en œuvre après la réalisation, sur une période de 90 ans, représentent 80 à 85 % de l'ensemble des dépenses (tableau I.1) [Perret J., 1998]. Ces enjeux économiques ont été à l'origine de la mise en place des plans de maintenance, qui vont du diagnostic et l'évaluation des ouvrages jusqu'à la mise au point de la technique de réhabilitation. Ainsi, et depuis plusieurs décennies, différentes techniques de réhabilitation (réparation ou renforcement) ont déjà été mises au point : le béton projeté, la précontrainte additionnelle ou encore le collage des tôles d'acier.

<i>Tableau I. 1: Les principales étapes de la vie d'un bâtiment</i>		
Durée en année	Etape	Pourcentage par rapport au coût global
Conception 2 à 5 ans	Montage d'opération (aspects financiers, juridique, commerciaux)	4 à 6%
	Maîtrise d'ouvrage (programme, budget, planning, étude, coût global)	
	Maîtrise d'œuvre (conception, suivi du chantier)	
Réalisation 2 à 5 ans	Réalisation (travaux, contrôle)	15 à 20%
Utilisation 50 ans et plus	Gestion (Entretien, exploitation, grosses réparation)	75 à 80%

Grâce à leurs caractéristiques mécaniques et physico-chimiques, les matériaux composites se sont taillés une place importante en génie civil [Hamelin P. 2002]. De nos jours, le collage de matériaux composites est l'une des méthodes de réhabilitation les plus utilisées dans ce marché en pleine expansion. Plusieurs éléments de structure peuvent être renforcés par collage de plaques en matériaux composites. Ces éléments sont essentiellement les poutres, les poteaux et les dalles. Il y a plusieurs axes de recherches dans ce domaine en pleine expansion qui ont pour but d'aboutir à un renforcement optimal des structures. Notons à titre d'exemple des recherches sur la durabilité du renfort, les problèmes du délaminage au niveau de l'interface béton-composite et la modélisation du comportement de structures renforcées.

Dans le cadre de cette thèse nous nous intéressons à l'étude des dalles en béton armé renforcées par matériaux composites et soumises à un chargement centré. Si les dalles sont particulièrement bien adaptées à la reprise de charges uniformément distribuées sur leur surface, par contre leurs résistances à des charges ponctuelles est souvent limitée par le phénomène de poinçonnement. Le renforcement par composite de ce type d'élément de structure peut s'avérer bénéfique à la fois vis à vis de la flexion et du poinçonnement.

Pathologies d'ouvrages

Il est intéressant de connaître quelques chiffres à propos de l'état d'ouvrages. En France, une estimation sommaire a permis d'évaluer à plus de 65 000 le nombre d'ouvrages d'art de plus de 5m de portée dont la moitié nécessitent un renforcement ou une réparation. L'ensemble du patrimoine français représentait, en 1997, une surface de 2 600 millions de m² de plancher, avec 1 500 millions de m² pour le secteur résidentiel qui a été construit dans les années 1970 à 1975 et arrive à un âge critique [Perret J. 1998].

Selon le Ministère de l'Équipement des transports et des logements, la surveillance et l'entretien des ouvrages en France représentent plus de 500 millions d'euros par an [Ferrier E. 1999]. Aux États Unis, pays où l'infrastructure routière dépasse les 70 000 kilomètres, le Département des Transports estime les dépenses pour le maintien de l'infrastructure routière à 50 milliards de dollars par an [Mosallam A. 2003]. Depuis le début des années 80, des programmes d'évaluation et des inventaires ont été lancés partout dans le monde et les résultats indiquent toujours que l'état d'ouvrages est inquiétant

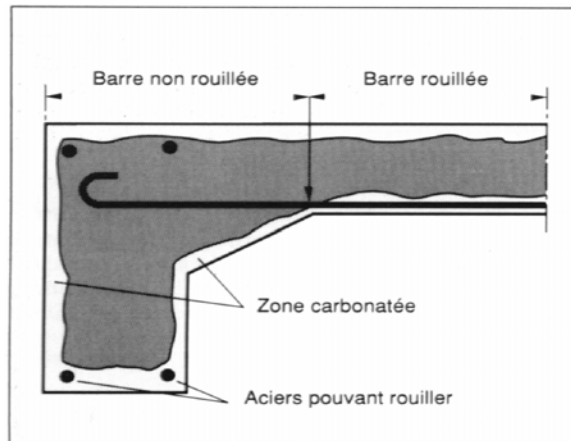
Avant de procéder à toute réparation, il est indispensable de procéder à un diagnostic et de rechercher les causes des dégradations lorsque celles-ci n'apparaissent pas de façon évidente. En effet, cette étape est nécessaire pour le choix de la réparation optimale qui peut être définie comme la réparation la plus durable. Une étude détaillée du comportement pathologique des structures peut être consultée dans les travaux de [Ferrier E. 1999].

L'objet du présent paragraphe est de dresser un panorama de l'essentiel des pathologies affectant les ouvrages en béton en les classant en fonction de leur origine chimique, physique ou mécanique et sans avoir, toutefois, l'ambition d'être exhaustif tant les situations des ouvrages existants peuvent être diverses.

Pathologies d'origine chimique

Carbonatation et corrosion des aciers

Il est important de retenir que le béton est un matériau basique et que, pour cette raison, il est vulnérable aux attaques acides et, plus particulièrement, à celles faisant intervenir des acides forts. La carbonatation est une réaction chimique entre la chaux du béton et le dioxyde de carbone de l'air qui a pour effet d'abaisser le pH de la phase interstitielle du béton.



(a) carbonatation d'une pièce de structure [Vénuat M. 1989]



(b) Corrosion des armatures

Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-1: Carbonatation du béton et conséquences sur la structure

Les conséquences de cette réaction chimique sont très dommageables pour les armatures qui se trouvent à un pH où elles ne sont plus passivées et peuvent alors se corroder (figure I-1) [Vénuat M. 1989]

Réactions sulfatiques

Les réactions sulfatiques sont provoquées par l'action des sulfates provenant du milieu extérieur (eaux souterraines, remblais contenant des sulfates, pluies acides), avec la chaux et les aluminates du ciment. Le produit final de la réaction est l'ettringite, dont le développement au sein du béton provoque une expansion qui altère les caractéristiques mécaniques du béton. La chaîne de réactions chimiques aboutissant à la formation d'ettringite est bien connue, car on connaît les équations chimiques qui décrivent l'oxydation des sulfures de fer, l'hydrolyse des sulfates ferreux, ainsi que l'attaque des différents constituants de la pâte de ciment par les ions sulfates. Cette chaîne est présentée dans les travaux de [Deloye F.X. 1989].

Alcali-réaction

Les alcali-réactions sont des réactions chimiques entre certaines formes de silice ou de silicate contenus dans les granulats et les alcalins du béton. Les mécanismes de l'alcali-réactions sont complexes et font toujours l'objet de travaux de recherche. Les principales conséquences de cette réaction consistent en la formation d'un gel expansif, entraînant un gonflement du béton. Ce gonflement engendre à son tour des contraintes internes au sein de la structure. Il en résulte une expansion de la structure, ainsi qu'une création de fissures de différentes formes (figure I-2).

Outre le gonflement et la fissuration, l'alcali-réaction a pour conséquence de diminuer les propriétés mécaniques du béton. Le phénomène d'alcali-réaction et ses conséquences sur le béton est traité en détail dans les travaux de [Mohamed I. 2004].



*Figure **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-2 : Entrée d'un tunnel.*

Fissurations grossières dues à l'alcali-réaction

Pathologies d'origine physique

Retrait

Le retrait est un phénomène physico-chimique qui existe de façon systématique au sein du béton et qui se développe sous diverses formes depuis la prise du béton jusqu'à son vieillissement. Il correspond à l'action du départ de l'eau excédentaire du béton vers

l'extérieur de l'élément de structure. Le symptôme caractéristique de l'action du retrait sur un ouvrage est la fissuration qui peut être soit orientée, soit multidirectionnelle.

Les différents types de fissures de retrait peuvent être classés, suivant leur ordre chronologique d'apparition, en trois types [Calgaro J. et Lacroix R., 97]:

Fissures apparaissant une ou deux heures après le bétonnage : ces fissures sont provoquées par le tassement du béton frais. Elles sont relativement profondes et ouvertes et affectent les surfaces horizontales provoquant un gradient vertical de l'ensemble des caractéristiques physiques et mécaniques.

Fissures apparaissant juste après le décoffrage : ces fissures affectent aussi bien les surfaces horizontales que les parements verticaux. Ces fissures sont généralement fines et peu profondes, mais elles peuvent être plus ouvertes lorsque le retrait thermique en est la cause.

Fissures apparaissant plusieurs jours ou plusieurs mois après le décoffrage : ces fissures sont créées par le retrait à long terme. Ce retrait résulte du départ de l'eau en raison de la mise en équilibre hygrométrique de la structure en béton avec son milieu extérieur.

Gel-dégel

L'eau infiltrée dans le béton augmente de 9 % en volume lors du gel. Cette augmentation de volume engendre des contraintes internes créant ainsi des fissurations [Ferrier E. 1999]. La succession des cycles d'humidification et de gel élargit peu à peu ces micro-fissures qui amèneront la destruction en surface du béton, sous la forme de plaquettes (figure I-3).



Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-3 : Dégradation d'un ouvrage soumis au gel dégel

La dégradation par gel-dégel est amplifiée par des chocs thermiques. En effet, la chaleur de fusion de la glace est de 80 cal/kg. Cette chaleur est empruntée au voisinage immédiat du lieu où se trouve la glace, cette couche se trouve alors soumise à une chute brutale de température qui passe en dessous de 0°C, et l'on aboutit à des sollicitations dans le béton de type choc thermique. L'une des méthodes les plus employées pour pallier les problèmes de gel-dégel est l'emploi, au moment de la mise en œuvre, d'adjuvant tels que des entraîneurs d'air. La principale fonction de ces entraîneurs d'air est de créer des vides permettant de compenser le gonflement du béton.

Pathologies d'origine mécanique

Les chocs

Les désordres induits par l'exploitation d'un ouvrage constituent une cause non négligeable de dégradation du béton. Il s'agit le plus souvent d'action accidentelle de type mécanique qui se concrétise par des chocs [Calgaro J. et Lacroix R., 97]. Les chocs les plus fréquents sont ceux des poids lourds hors gabarit contre l'intrados des ponts, les chocs de bateaux ou d'objets flottants contre les piles en rivière (figure I-4). Ces chocs peuvent créer des épaufrures, des éclats important de béton, voir même des ruptures d'acier.

Délamination

L'action conjuguée des sollicitations climatiques, des sels anti-verglas et du trafic circulant directement sur le béton des hourdis de ponts a provoqué des délaminations du béton sur un nombre considérable d'ouvrages d'art. Dans les cas les plus graves, cette pathologie aboutit à la chute de plaque de béton et à la création de trous dans les tabliers de ponts (figure I-5).

D'autres types de pathologie peuvent être rencontrés dans les ouvrages en béton tel que celles dues aux erreurs de conception ou encore les erreurs d'exécution qui peuvent intervenir dès la fabrication du béton et se poursuivre jusqu'à la mise en service finale de l'ouvrage.



Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-4: Choc sur un pile de pont

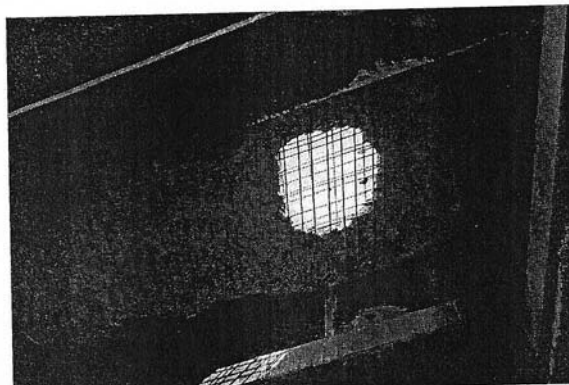


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-5 : Délamination du béton d'un hourdis de pont aboutissant à la formation d'un trou

Méthodes de réparation

Le choix de la méthode de réparation et des matériaux à mettre en œuvre est défini en fonction de la nature et de l'importance des désordres constatés, en tenant compte des critères économiques des matériaux de construction, des conditions de chantier et des contraintes de site. Le principe du renforcement ou de la réparation consiste en adjonction de matière dans les zones où les sections sont trop sollicitées. Une section devient trop sollicitée si, du fait même des dispositions adoptées ou du changement des conditions d'exploitations, les efforts appliqués sont supérieurs à ceux pris en compte dans les calculs (problème du renforcement), ou bien si la résistance a diminué par suite de dégradation (problème de la réparation).

Selon les cas étudiés, il est nécessaire de faire intervenir la notion de PROTECTION de l'ouvrage visant à assurer par exemple des fonctions d'étanchéité ou à limiter les phénomènes de corrosion, la notion de REPARATION visant à restituer les caractéristiques initiales de portance (rigidité – résistance) et éventuellement, la notion de RENFORCEMENT ayant pour objectif d'améliorer les performances de la structure vis-à-vis de conditions d'exploitations modifiées ou d'augmenter la durée de vie de l'ouvrage. Différentes technologies de réparation et de maintenance des ouvrages sont couramment utilisées depuis de nombreuses années.

Adjonction d'armature complémentaire

Des armatures complémentaires sont à prévoir lorsqu'il s'agit de remplacer des aciers corrodés ou coupés accidentellement ou lorsqu'il s'agit de renforcer une structure. Les armatures complémentaires doivent s'opposer à la fissuration, et participer à la résistance des sections renforcées. La protection de ces armatures est assurée par un béton coulé ou projeté et leurs jonctions avec les armatures existantes peut se faire par des procédés classiques (recouvrement, soudure, manchonnage) (figure I-6).

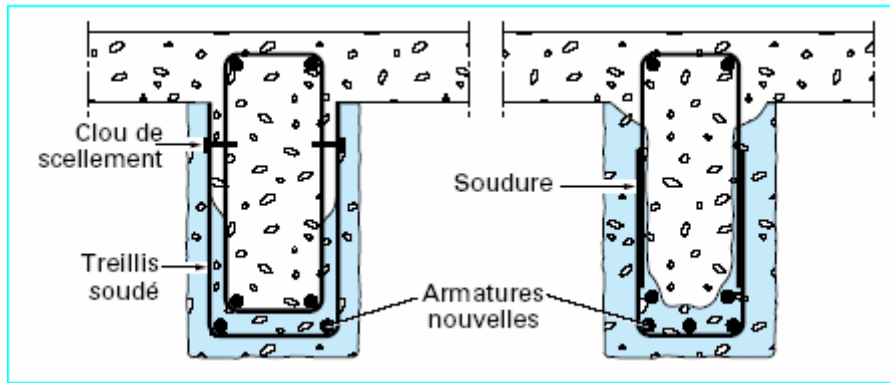


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-6 : Réparation de poutre par adjonction d'armature

Béton projeté

Cette technique, très au point, utilisée tant pour le renforcement de structures insuffisantes ou défaillantes que pour la réparation d'ouvrage endommagés, exige pour sa mise en œuvre un personnel spécialisé. Le béton projeté peut être, ou non, combiné avec l'adjonction d'armatures complémentaires. La projection est réalisée soit par voie sèche, soit par voie mouillée. Dans le premier cas, la grande vitesse de projection (80 à 100 m/s) fait que le procédé par voie sèche est particulièrement recommandé pour la réparation des ouvrages car il permet d'obtenir un béton très compact. Dans le second cas, la faible vitesse de projection (10 à 40 m/s) rend indispensable l'exécution préalable d'une couche d'accrochage. Après durcissement, le béton projeté possède les propriétés d'un béton coulé, puis vibré. La projection est possible dans toutes les directions, en particulier en plafond (figure I-7). Une description détaillée de cette techniques est donnée dans l'ouvrage de Resse [Resse C. et Venaut M. 1981].

Selon Resse, les travaux de réparation par béton projeté se regroupent en deux catégories : les réparations superficielles et les réparations profondes. Grâce à son adhérence au support, à ses caractéristiques très proches de celles du béton coffré, aux possibilités de mise en place et d'enrobage d'armatures de renfort qu'il procure, le béton projeté permet de réaliser économiquement de telles réparations.

La difficulté de l'emploi de cette méthode provient essentiellement du mode d'application et de mise en œuvre (matériels, main d'œuvre et problèmes d'hygiène et de sécurité).

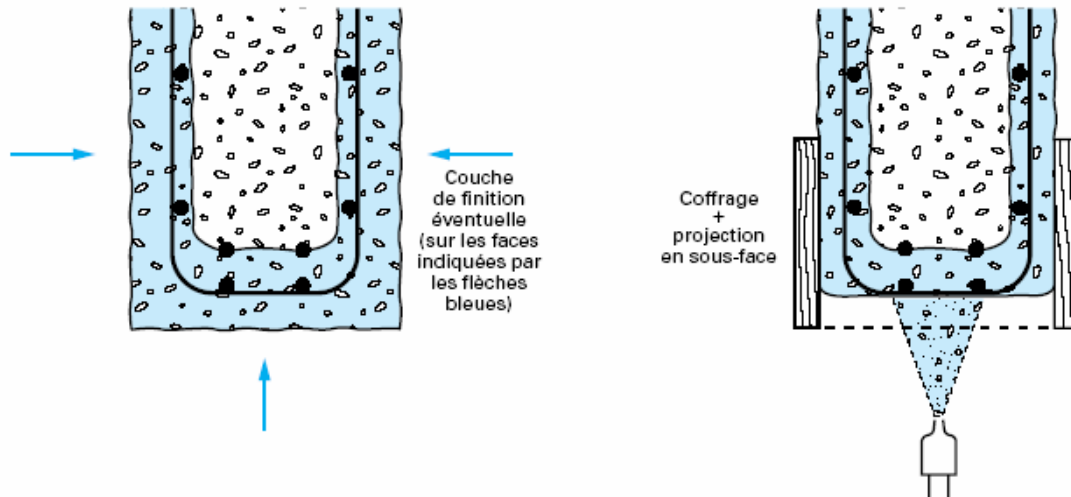


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-7* : Réparation de poutre par béton projeté

Tôles collées

Le renforcement de structure par plats métalliques, mieux connue sous le nom de procédé l'Hermite, consiste à coller des plats en acier sur les faces tendues de structures en béton armé. Ainsi, L'Hermite [Hermite R.L. et al. 1967] s'est intéressé, dès le début des années soixante, à l'utilisation de ces composés adhésifs de type époxy polymérisant à froid pour associer béton et acier.

Selon [Theillout J. N. 1997], trois problèmes mécaniques se posent lors de l'utilisation de tôles extérieures collées au béton pour le renforcement des structures :

- la mise en flexion locale de la tôle au voisinage des fissures qu'elle recouvre,
- la répartition des efforts repris par les tôles dans le cas d'utilisation d'empilement,
- la répartition des déformations entre les aciers internes au béton et les aciers collés extérieurement.

L'acier de renfort est constitué, dans la plupart des cas, de tôle d'acier de nuance E24, d'épaisseur de 3 à 5 mm.

Pour que l'adhérence entre l'acier et la colle ait une bonne tenue, les tôles utilisées doivent subir toute leur préparation en usine (découpage, sablage...).

La mise en place des tôles nécessite une très bonne préparation de chantier ainsi qu'une excellente coordination des équipes. Le collage impose un dispositif de serrage pouvant être

un étaielement, un serrage par serre-joint ou un serrage par vérins plats. L'emploi de ce mode de réparation est particulièrement limité à cause de sa mise en œuvre difficile et onéreuse.

Ce procédé consiste en un apport d'armatures extérieures soit pour consolider un élément dont les dégradations mettent en péril la résistance, soit pour remplacer des aciers oubliés, ou mal positionnés. La préparation des surfaces, la mise en œuvre des colles, la réalisation du placage, etc., doivent impérativement être confiées à des entreprises spécialisées ou à des laboratoires du fait de la difficulté de la mise en œuvre de cette technique, certains procédés font d'ailleurs l'objet de brevets (ex. : brevet UTI-L'HERMITE, inventeur de la technique) (figure I-8).

Dans les locaux devant, du fait de leur destination, présenter une certaine résistance au feu, l'étude mécanique des renforcements doit être complétée par celle de l'isolation thermique permettant de soustraire la colle aux effets des incendies dans les conditions requises.

La colle utilisée est, généralement, une résine époxyde. Son épaisseur est de 0,5 à 1 mm. Les tôles d'acier, de qualité courante, ont une épaisseur limitée à 3 mm [Luyckx J 1999].

Toutefois, le collage de tôles métalliques présente aussi quelques difficultés :

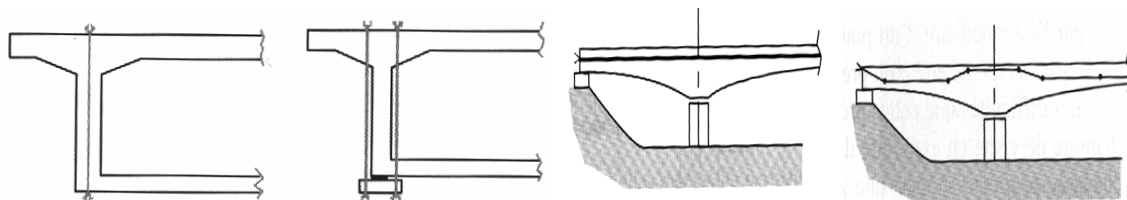
- sensibilité de l'acier à l'oxydation (il demande donc une protection et un entretien quotidien) ;
- impossibilité de mobilisation de toute la résistance en traction des tôles, même sous faible épaisseur ;
- nécessité d'un collage sous pression (vérins), pour assurer une adhésion suffisante et éviter les bulles d'air dans la couche de résine ;
- impossibilité de généraliser cette technique à des surfaces importantes (masse manipulées trop importantes), ce qui limite d'autant les possibilités de réparation.



Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-8 : Renforcement d'un viaduc par tôles collées

Précontrainte additionnelle

Contrairement aux techniques présentées ci-dessus et qui consiste en l'ajout de matière (béton ou acier), la précontrainte additionnelle consiste en un ajout de force dans des ouvrages existants en vue soit de leur redonner leur état de service initial, soit de leur donner un nouvel état de service. Elle permet, en effet, d'appliquer des efforts d'une intensité connue, en des points et suivant des directions bien définies, capables de s'opposer aux efforts générateurs des désordres. Elle est réalisée le plus souvent par la mise en œuvre d'armatures de précontrainte (câble ou barres). La précontrainte additionnelle peut être employée pour traiter une grande variété d'ouvrage (ponts, barrages, réservoirs, bâtiment). Cette méthode est particulièrement adaptée au renforcement en flexion et vis-à-vis de l'effort tranchant par l'emploi d'étriers actifs. (figure I-9). En revanche, la mise en œuvre de tout ce qui concerne la protection définitive des armatures nécessite un niveau particulier de qualité. De plus, le recours à des unités de plus en plus puissantes pour en limiter le nombre implique une étude particulièrement soignée des zones d'ancrage, très fortement sollicitées [Calgaro J. et Lacroix R., 1997].



(a) types d'étriers actifs

b) type de précontrainte additionnelle

Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-9 : Différents types de réparation par précontrainte additionnelle [Fargeot B. 1997]

Réparation d'ouvrage par matériaux composites

Introduction

Il a été mentionné au chapitre précédent que les enjeux économiques ont été à l'origine de la prise de conscience de l'importance de la maintenance et, ainsi, au développement des techniques de réhabilitation. Les techniques traditionnelles ont montré leurs limites au comportement à long terme (oxydation des tôles d'acier, durabilité du béton projeté, etc.). En même temps, la rentabilité d'une opération de maintenance est conditionnée par sa durabilité, et donc, par la baisse des fréquences d'intervention. La recherche dans le domaine de réhabilitation s'est orientée vers l'utilisation de nouveaux matériaux capables de répondre aux différents critères exigés par les opérations de la maintenance des ouvrages. Plusieurs raisons ont permis aux matériaux composites, restés longtemps limités aux applications militaires et à l'industrie aéronautique, de s'implanter dans le domaine de génie civil. On peut citer parmi ces raisons le développement qu'a connu l'industrie des composites durant les trois dernières décennies et la crise qu'a traversé l'industrie aéronautique depuis le début des 90 ce qui avait comme conséquence une baisse des prix des composites (figure I-10) [Fiche technique *TORAY* 2004]. Aussi, le génie civil est un domaine qui nécessite trop de main d'œuvre, le coût de cette main d'œuvre dans les pays développés est devenue assez élevé de telle sorte que le prix de la matière première ne joue plus le rôle du "critère économique primordial". Ceci implique que le prix des composites ne peut plus être considéré comme un handicap, surtout aux applications de réparation et de renforcement [Hamelin P. 1998].

Depuis leurs premières applications en génie civil il y a maintenant 20 ans, l'intérêt des composites s'est généralisé sur l'ensemble de la communauté internationale, groupes industriels et laboratoires de recherche, et s'est particulièrement accentuée ces dernières années si l'on juge par l'importance du nombre de publications et colloques internationaux qui traitent quotidiennement de ce sujet.

Les matériaux composites utilisés en génie civil sont essentiellement des tissus en fibres de carbone, voir en fibre de verre pour certaine applications. Il reste évident que les résines adéquates doivent être utilisées pour optimiser l'emploi des fibres. Plusieurs procédés de renforcements sont apparus au cours de ces quinze dernière années. Les principaux utilisent directement les fibres sous formes de fil continu et d'autres font appel à des semi-produits plus ou moins sophistiqués, tels que les tissus secs, les tissus préimprégnés ou des produits pultrudés.

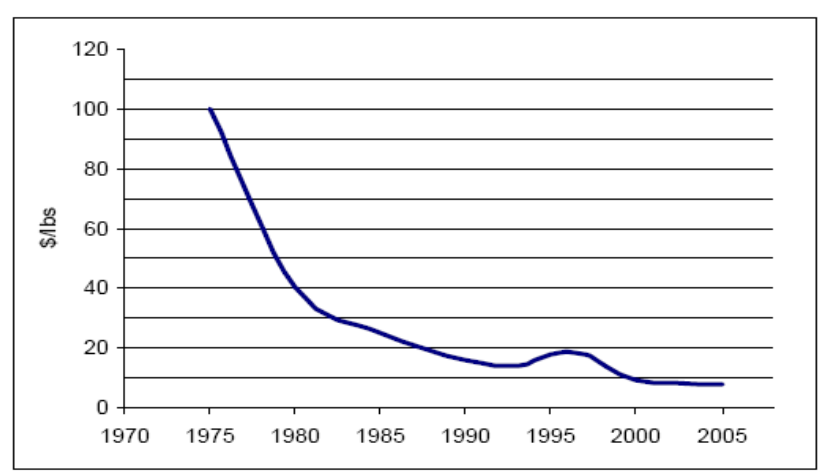
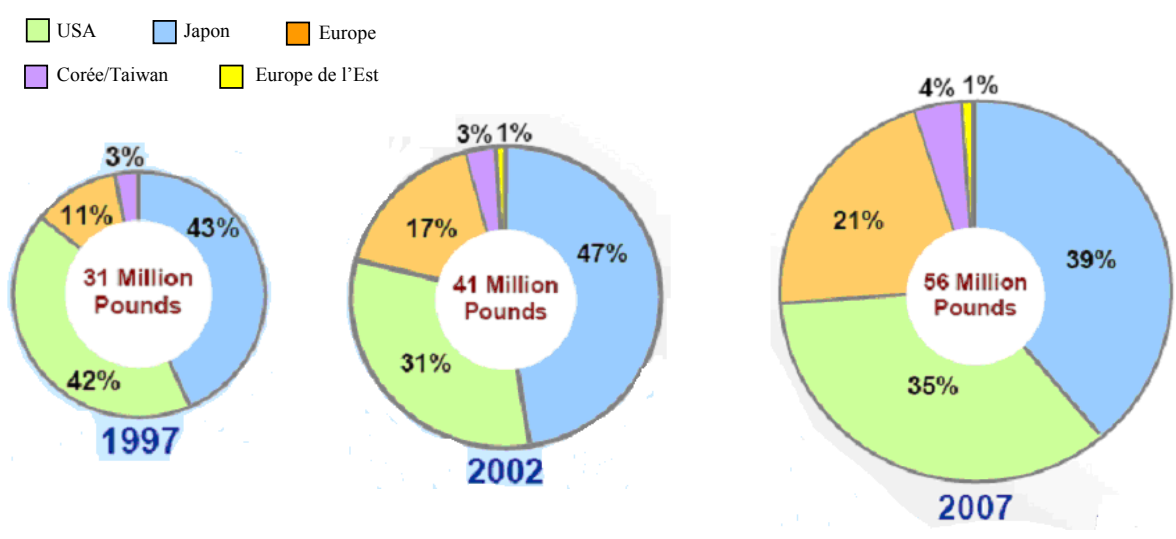


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-10: Evolution de la production mondiale des composites et conséquences sur les prix

Description des constituants élémentaires des composites

Les matériaux composites unidirectionnels sont définis comme un arrangement parallèle de fibres noyées dans une matrice. Les principales phases élémentaires et les facteurs d'échelle entre chaque élément sont illustré sur la figure I-11

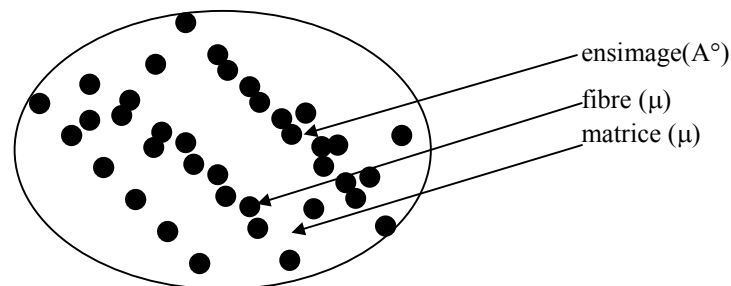


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-11 : Composants du composite
Les fibres

La fibre est constituée de plusieurs filaments élémentaires dont les diamètres varient entre 5 μm et 25 μm . Les lois de comportement des fibres sont de type "fragile". Il faut souligner le fait que les lois proposées correspondent à des essais sur mono-filaments et que le comportement mécanique d'une mèche de 10 à 15000 filaments peut différer de façon significative dans la mesure où la probabilité de rupture des fils élémentaires joue un rôle important.

Le tableau I.2 récapitule les principales propriétés des fibres et le graphe de la figure 1-12 compare la résistance en traction de différents types de fibres.

Tableau I. 2: Propriétés des fibres

Filament	Diam. (μ)	Densité	Traction (MPa)	Module (MPa)	Allon. (%)	Fusion ($^{\circ}\text{C}$)
Verre E	3-30	2.54	3400	73000	4.5	850
Verre D	3-30	2.14	2500	55000	4.5	-
Verre R	3-30	2.48	4400	86000	5.2	990
Carbone HR	8	1.78	3500	200000	1	2500
Carbone HM	8	1.8	2200	400000	0.5	2500
Aramide HR	12	1.45	3100	70000	4	480
Aramide HM	12	1.45	3100	130000	2	480

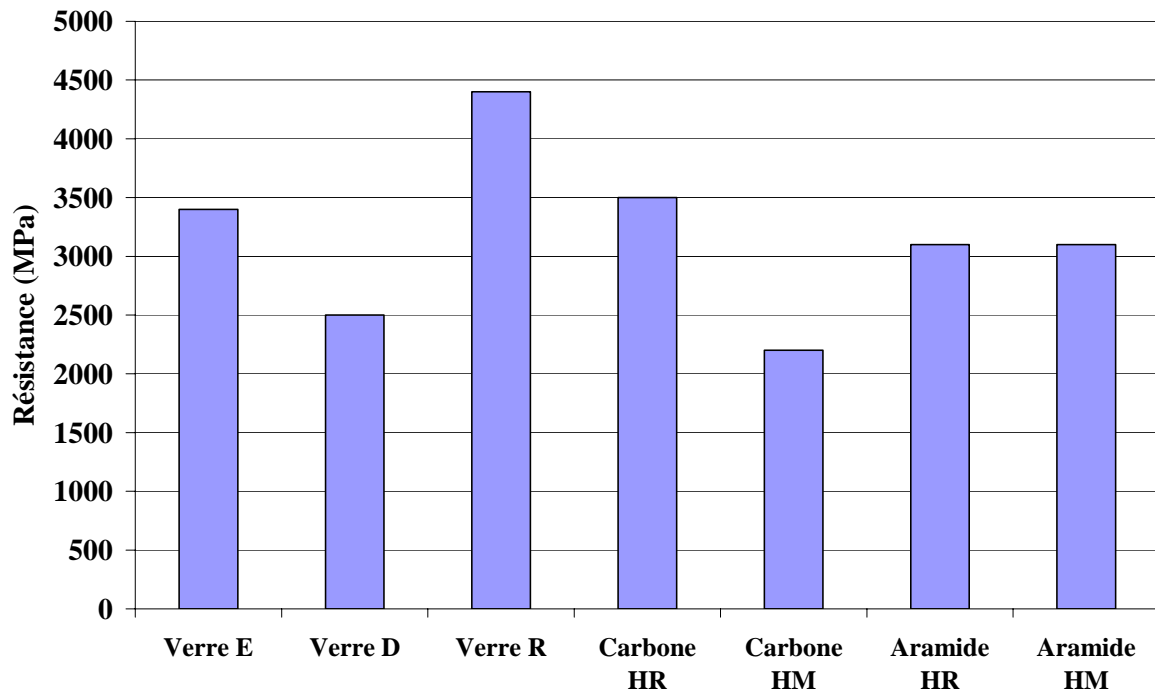


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-12. Histogramme des propriétés en traction des fibres

Les fibres de carbone

Il existe deux types de fibres, celles à haute résistance (3 000 MPa) issues d'une mise en œuvre par carbonisation, celles à haut module (400 000 MPa) issues d'une fabrication par graphitisation. Les fibres de carbone sont fabriquées à partir du polyacrylonitrile. Les principales étapes de cette fabrication sont un étirage (orientation), une oxydation, une carbonisation et, pour obtenir une fibre à haut module, une graphitisation.

La fabrication des fibres de carbone fait appel à une technologie très délicate. En effet, les caractéristiques de la fibre obtenue en fin de processus dépendent, non seulement de la qualité de la fibre polyacrylonitrile de départ (ou précurseur), mais également du déroulement précis et rigoureux de chaque étape du procédé de fabrication dont le schéma est le suivant :

- fabrication de précurseur (PAN),
- étirage (orientation),
- oxydation (220°C) dans l'air sous tension,
- carbonisation 1500°C sous atmosphère inerte fibres de carbone haute résistance (HR),
- graphitisation 3000 °C sous atmosphère inerte fibres de carbone haut module (HM).

a) Le précurseur

Le précurseur est adjuvanté d'un comonomère destiné à assouplir la fibre et permettre une filature aisée. La présence de comonomères permet également d'abaisser la température de l'étape d'oxydation ultérieure. La fabrication du précurseur est effectuée sur une ligne spéciale. La polymérisation est du type suspension, en continu ou en discontinu selon les technologies, puis le polymère est dissout dans un solvant (acides nitriques, sulfacyanures de sodium, chlorure de zinc). Le produit liquide obtenu est aspiré par des pompes doseuses qui le transfèrent dans une filière. En sortie de filière, le fil est traité par passage dans un bac contenant de l'eau additionnée de solvant et maintenue à une température précise. Les faisceaux de filaments sortant du bac sont saisis par des rouleaux qui leur font subir un étirage destiné à améliorer la cristallinité et l'orientation. Les fils sont ensuite lavés, puis séchés en étuve. Le précurseur, sous forme d'un faisceau de filaments unitaires est recueilli sur une bobine.

b) Stabilisation, oxydation de la fibre

Des traitements complémentaires sont nécessaires pour stabiliser les chaînes moléculaires. La technique classique consiste à effectuer une oxydation partielle. Le fil est repris par un train de rouleau dans une étuve où il est chauffé à 200 °C puis il est étiré en présence d'air.

L'étirage influence l'orientation du fil sous l'action de l'oxygène de l'air, par une réaction d'oxydation contrôlée, très délicate. La cyclisation des atomes de carbone et le pontage entre les chaînes se terminent.

c) La carbonisation

A la sortie de l'étuve d'oxydation, le fil, toujours par l'intermédiaire de trains de rouleaux, passe, sous atmosphère d'azote, dans une série de fours à pyrolyse à température croissante de 600 à 700 °C jusqu'à 1300°C. Au début de la réaction a lieu une déshydrogénation due au départ de l'hydrogène. La phase de carbonisation se traduit par le départ des atomes d'hydrogène, d'azote et d'oxygène sous forme d'ammoniac, d'acide cyanhydrique et de divers composés du carbone que l'on brûle immédiatement à la sortie des fours. A la sortie du dernier four, le filament unitaire de carbone a un diamètre de l'ordre de 7 microns, soit environ la moitié de sa taille en sortie de filière.

Les caractéristiques des fibres ainsi obtenues sont :

- pureté : 97 à 98 % de carbone

- masse volumique : 1.8 g/cm³
- résistance traction : 3000 à 5000 MPa
- module en traction : environ 250 GPa

Ces fibres sont des fibres à haute résistance ou fibres HR.

d) La graphitisation

Les fibres précédentes sont reprises, par l'intermédiaire d'un train de rouleau, dans un four de graphitisation à une température supérieure à 1800°C où elles subissent encore un étirage qui parfait le cycle. La structure moléculaire est alors proche du graphite. Les caractéristiques des fibres obtenues sont :

- pureté : 99 % de carbone,
- masse volumique : 2.10 à 2.20 g/cm³,
- résistance traction : 2500 à 3000 MPa,
- module en traction : environ 500 GPa.

Ces fibres sont à haut module ou fibres HM.

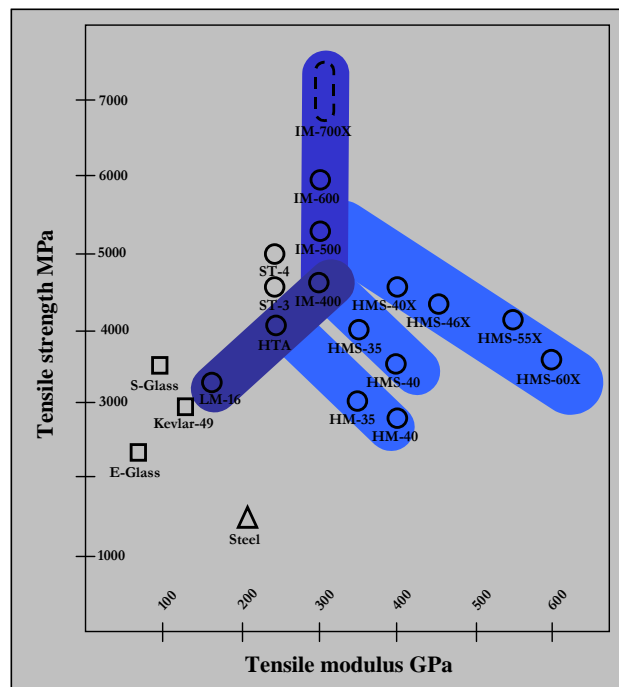


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-13. Résistance ultime pour différentes types de fibres de carbone

Les fibres de carbone ont une très bonne tenue thermique et un très faible coefficient de dilatation ($-0.7 \cdot 10^{-6} \text{ m/C}^\circ$). Les fibres sont inertes à température ambiante et vis-à-vis de la plupart des agents chimiques [Chrétien G. 1996]. Le graphe de la figure I-13 illustre les caractéristiques mécaniques de différents types de fibre de carbone

Les mèches de carbone sont caractérisées par leur nombre de filaments défini par une unité conventionnelle le k (1 millier de filaments correspond à un k).

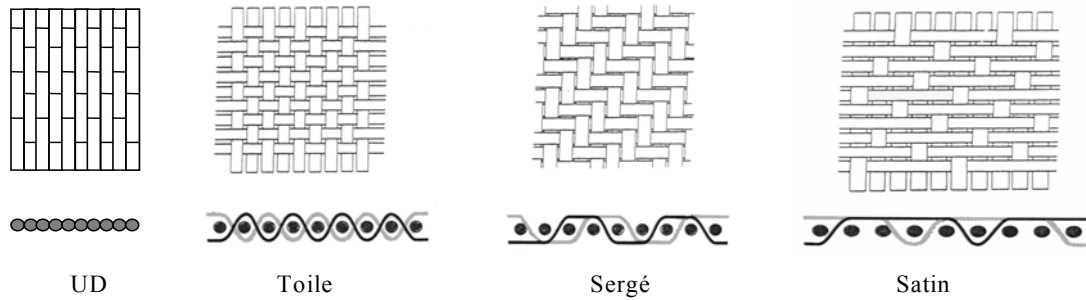
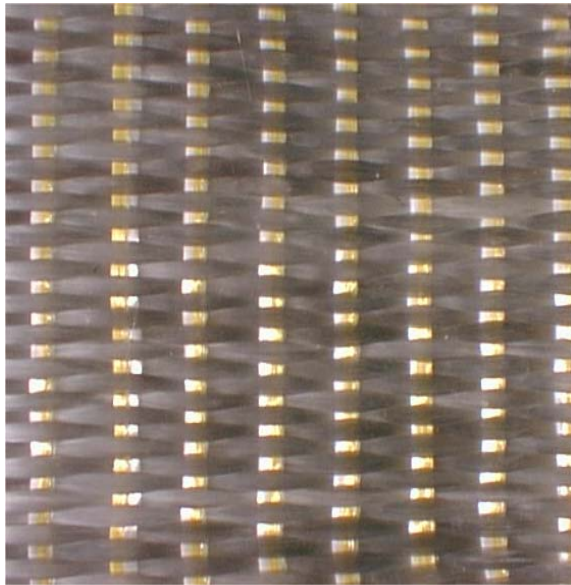
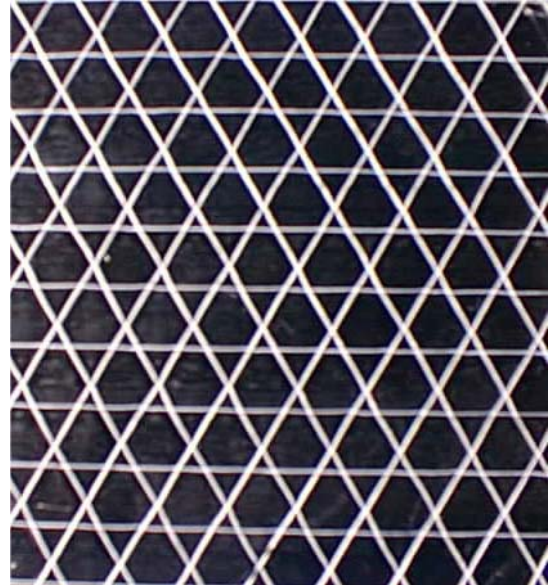


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-14. Armures classiques de tissus techniques

Les mèches les plus courantes sont les 3k, 6k, 12k et 24k. Des mèches avec plus de 70k commencent à voir le jour sur le marché. Les fils sont assemblés entre eux pour créer des mèches et une armure textile. Cette armure permet d'obtenir un matériau bi-directionnel ayant des fils dans deux directions perpendiculaires (direction principale : sens chaîne ; direction secondaire : sens trame) (figure I-14). Généralement, les armures textiles utilisées en renforcement sont des armures unidirectionnelles ; les fils en sens trame (fil de liage) sont uniquement destinés à faciliter le conditionnement et la mise en œuvre en maintenant les fils longitudinaux en position. Ils créent toutefois des défauts géométriques en imposant une ondulation des fils dans le sens trame. Ce phénomène peut être résolu par placage d'un filet sur les nappes UD préimprégnés (figure I-15).



(a) tissus Ud avec fils de liage



(b) tissus UD avec un filet

Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-15. Photo de divers tissus unidirectionnels

Les fibres de verre

La composition du mélange initial comprend un vitrifiant, un fondant et un stabilisant qui apporte la performance recherchée (tableau I.3). C'est, par exemple, l'alumine qui apporte les hautes résistances mécaniques. Les fibre de verre sont fabriquées par étirage à grande vitesse de verre fondu à environ 1300°C [Berthelot J. M., 1999].

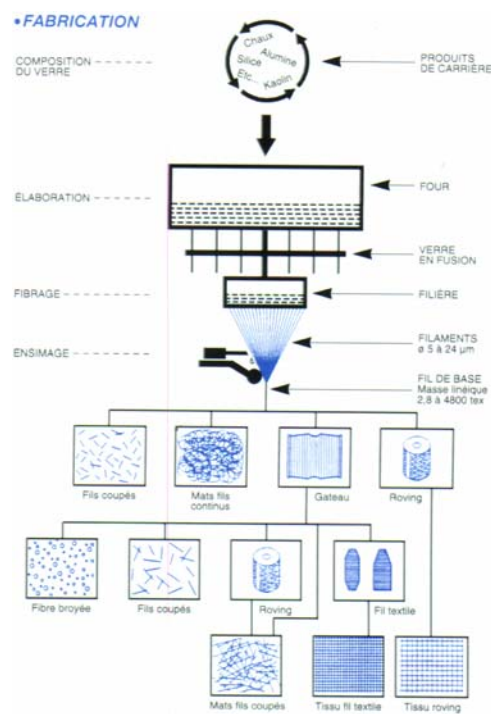


Tableau I. 3 : composition chimique des fibres de verre

Constituant en % en poids	Verres polyvalents	Verres résistant aux acides	Verres à hautes résistances mécaniques	
	Type E	Type C	Type R	Type S
Silice SiO ₂	53 à 54	60 - 65	60	62 - 65
Alumine Al ₂ O ₃	14 à 15.5	2 - 5	25	20 - 25
Chaux CaO	20 à 24	14	6	-
Magnésie MgO	20 à 24	1 - 3	9	10 - 15
Oxyde bore B ₂ O ₃	6.5 à 9	2 - 7		0 - 1.2
Fluor F	0 à 0.7			
Oxyde de sodium Na ₂ O	<1	8 - 10		0 - 1.1
Oxyde Zirconium ZrO ₂				
Oxyde de potassium K ₂ O		0.5		
Oxyde de fer Fe ₂ O ₃				
Oxyde de titane TiO ₂				

Selon les compositions chimiques des fibres de verre, on distingue les variétés E, R, S. Un pourcentage élevé de silice améliore les propriétés mécaniques des verres et élève leur température maximale d'utilisation. Des fibres de silice pure sont utilisées lorsque l'on recherche des hautes performances. La fabrication de ces fibres est plus délicate et leur prix plus élevé.

Comme le montre la figure I-16, un point important sur l'identification et la caractérisation de fibres de verre porte sur la définition de l'ensimage textile qui sert à protéger la fibre mais qui joue un rôle de pontage physico-chimique avec la matrice.

Le mélange des différents constituants choisis est porté à haute température dans un four. Les fibres de verre sont alors obtenues par fibrage à travers des filières. La figure I-17 illustre la résistance des fibre de verre sous différentes configurations. L'utilisation de telles fibres est

intéressant pour obtenir un gain de résistance, par contre lorsqu'on recherche une grande rigidité ou une grande résistance du matériau, de telles fibres sont surclassés par d'autres matériaux de renfort.

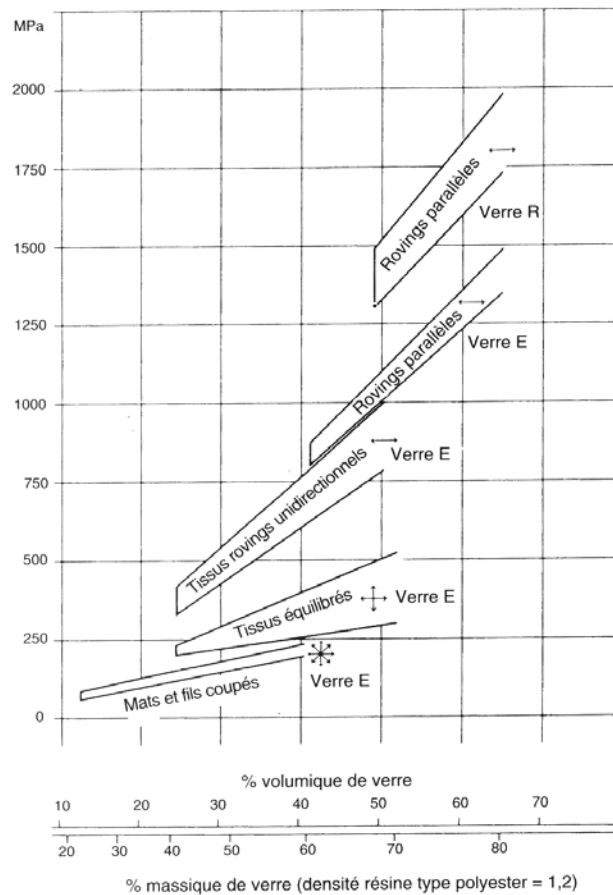


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-17. Résistance mécanique des tissus de verre [document Vetrotex, 2000]

Les fibres d'aramide

Il s'agit de fibres de polyamides aromatiques destinés à servir de fibre de renfort. Les fibres aramides sont des fibres polyaramides ou polyamides aromatiques de synthèse dont la structure est constituée de noyaux benzéniques reliés par des groupes CO et HN. L'élaboration des fibres est effectuée par synthèse à basse température (-10°C) puis par filage en solution. Les fibres sont ensuite étirées et traitées thermiquement pour augmenter leur module d'élasticité.

Le module d'Young de ces fibres est égal ou supérieur à celui du verre [Berthelot J. M. 1999].

Il est possible de distinguer deux grandes familles de fibres aramides : les fibres dont l'allongement à la rupture est de 3.3 à 4 % et les fibres dont l'allongement à la rupture est de 1.8 à 2 %. Les fibres d'aramide présentent des caractéristiques intéressantes. Elles présentent une bonne stabilité thermique et dimensionnelle.

Les caractéristiques mécaniques des fibres aramides sont reportées dans le tableau I.4 pour des mono-filaments. Les caractéristiques sont plus faibles sur fils multi-filaments.

Tableau I. 4 :Caractéristiques mécaniques de mono-filaments aramides

	KEVLAR 29	KEVLAR 49	KEVLER 149	Twaron	Technora
Module d'Young (GPa)	60	120	160	60	90
Contrainte à la rupture (MPa)	3000	3000	2400	2600	2800
Allongement (%)	3.6	1.9	1.5	3	4

La contrainte à la rupture spécifique est élevée (du même ordre de grandeur que le carbone HR), toutefois avec un prix de revient 4 à 6 fois moindre. Néanmoins, leur utilisation est limitée par diverses faiblesses des matériaux composites à fibres aramides :

- Résistances faibles à la compression, à la flexion, au flambement
- Sensibilité au cisaillement interlaminaire.

Ces faiblesses sont généralement attribuées à une mauvaise adhérence fibre-matrice. Pour y remédier, un ensimage est appliqué au niveau des fibres.

De plus, la relaxation et le fluage sont très faibles. Les propriétés mécaniques sont conservées pour une plage de température comprise entre – 50°C à 300°C.

Du point de vue du vieillissement, les fibres d'aramide sont résistantes à la corrosion et à l'environnement.

Les matrices époxy

Les polymères époxy sont des résines thermodurcissables et qui réticulent de façon irréversible. Ils possèdent de bonnes propriétés mécaniques. Les polymères époxydes sont transformés à l'aide de durcisseurs et d'accélérateurs afin d'obtenir une structure macromoléculaire tridimensionnelle. Parmi les durcisseurs, les amines aliphatiques permettent le durcissement à température ambiante. La polycondensation du système prépolymère époxyde/agent réticulant (durcisseur) conduit à la formation d'un réseau amorphe

tridimensionnel. La réaction implique l'ouverture des cycles oxiranes. La réaction de réticulation peut se faire à froid avec des amines aliphatiques ou à chaud avec des amines aromatiques (figure I-18).

En général, les polymères durcis à chaud possèdent de meilleures caractéristiques mécaniques que ceux durcis à froid.

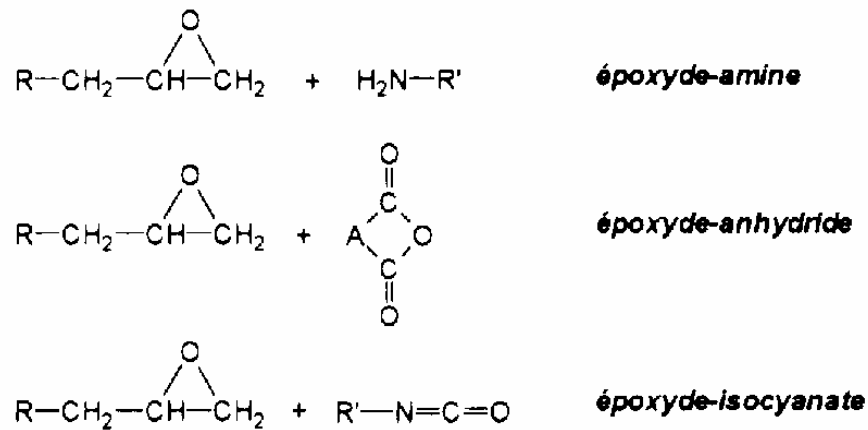


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-18 : Principaux durcisseurs utilisés

Selon le type de traitement thermique, d'adjuvants et de charges, certaines propriétés sont propres à certains composés [Baeur R. S. 1983]. L'un des principaux avantages des polymères époxydes provient de la réaction de polyaddition. Par définition, cette réaction se fait sans perte de matière et présente ainsi un faible retrait avec la possibilité d'obtenir, par coulée, des masses très importantes. La faible absorption d'eau et l'absence de post-retrait assurent au polymère une bonne résistance aux divers agents chimiques. Ces deux propriétés permettent d'obtenir une protection importante contre la corrosion.

Les fonctions de chacune des liaisons d'un polymère DGEBA est donnée par la figure I-19.

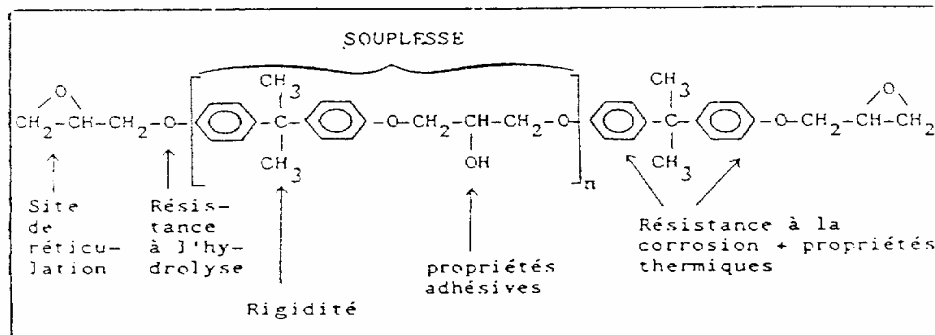


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-19. Fonction des liaisons d'un polymère époxy

Les polymères époxy ont de bonnes propriétés en traction, en flexion, en compression. Seule, la résistance aux chocs est un point faible (voir tableau I.5). La dureté sera plus ou moins élevée en fonction de la compacité du réseau tridimensionnel et de la présence d'adjuvants.

L'une des propriétés essentielles des matériaux polymériques est la température à partir de laquelle il y a un changement d'état. Les propriétés mécaniques diminuent à l'approche de ce seuil de température : c'est la température de transition vitreuse (figure I-20).

Elle est de l'ordre de 30°C à 80°C pour des époxy polymérisant à froid.

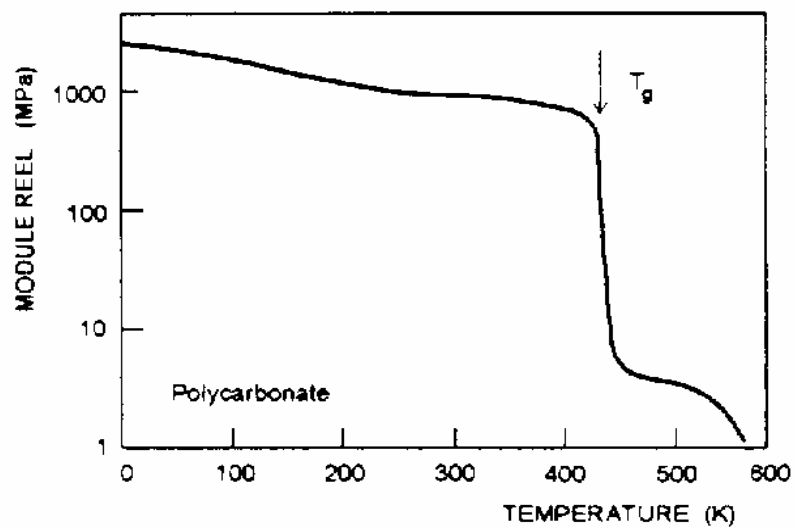


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-20. Evolution des propriétés mécaniques en fonction de la température

Tableau I. 5 : Caractéristiques mécaniques des résines époxydes

Résistance à la traction (MPa)	50 à 80
Module de traction (GPa)	3 à 10
Allongement à la rupture %	1 à 1.5
Résistance à la compression	140 à 150
Résistance au choc (MPa)	7 à 10 kJ/m ²

Selon les conditions de mise en œuvre et les formulations de base la nature du durcisseur, la température de transition vitreuse peut varier de 50°C jusqu'à 170°C pour un système renforcé et recuit. La polymérisation à température ambiante est très lente [Berthelot J. M. 1999].

Les principales caractéristiques des époxy sont :

- une adhérence remarquable sur tous les types de support,
- une bonne résistance à la chaleur liée à T_g,
- une relative neutralité vis-à-vis de l'organisme,
- une excellente résistance chimique aux huiles, aux hydrocarbures, à l'eau.

De plus, les polymères époxy montrent une mauvaise résistance chimique à l'acide nitrique et à l'acide sulfurique, aux cétones et une faible reprise d'humidité mais une excellente tenue à la fatigue. Les inconvénients sont un temps de polymérisation assez long sans cuisson et des mesures d'hygiène et de sécurité sévères pour éliminer les vapeurs et le contact avec la peau. Le produit peut être stocké sans altération pendant trois mois à 20°C et jusqu'à un ou deux ans à une température de -18°C.

Les résines polyesters

Les résines polyesters insaturés sont les plus utilisées dans la mise en œuvre des matériaux composites grâce à un faible coût de production et à leur adaptation à des procédés de fabrication faciles à mettre en œuvre et à automatiser. Suivant leur module d'élasticité, les résines polyesters sont classées en résines souples, résines semi-rigides et résines rigides. Les résines les plus utilisées sont souvent les résines rigides.

Tableau I. 6 : Propriétés mécaniques des résines polyesters

Masse volumique (kg/m ³)	1200
Module d'élasticité en traction (GPa)	2.8 à 3.5
Contrainte à rupture en traction (MPa)	50 à 80 MPa
Allongement à rupture en traction (%)	2 à 5 %
Résistance au cisaillement	10 à 20 MPa

En plus des bonnes propriétés mécaniques (tableau I.6), les résines polyesters ont une bonne stabilité dimensionnelle, une bonne mouillabilité des fibres, une bonne tenue chimique. Par contre, les principaux inconvénients de ces résines portent sur la sensibilité à la fissuration, la mauvaise tenue aux chocs, aux vapeurs d'eau et aux ultra-violets et ces résines présentent un fort pouvoir inflammable. L'ensemble de ces inconvénients pénalise ces résines vis-à-vis d'un emploi en génie civil, a moins d'utiliser un "gel-coat" de protection.

Les charges et additifs

Différents produits peuvent être incorporés à la résine pour lui conférer des caractéristiques particulières. Les quantités de produits peuvent varier de quelques dizaines de pourcentage dans le cas de charges à quelques pourcentages et moins dans le cas d'additifs. Les propriétés particulières qui peuvent généralement être améliorées portent sur les résistances mécaniques (compression) et les propriétés de mise en œuvre (tixotropie). Nous pouvons ainsi citer en exemple les charges renforçantes qui se présentent sous formes sphériques (microbilles de verres) ou non sphériques (écailles de mica), les charges non renforçantes qui ont pour rôle de diminuer le coût de la résine et peuvent contribuer à l'augmentation de certaines propriétés (masse volumique, dureté, module d'élasticité).

Les additifs interviennent comme lubrifiants, colorants ou agents anti-ultraviolets.

Il est important de noter que l'ensemble de ces ajouts modifient les propriétés physiques et mécaniques des résines.

Les différents procédés de mise en œuvre

Toute mise en œuvre de matériaux composites sur une structure endommagée nécessite d'abord un ragréage de la surface à réparer. Celle-ci doit être plane et propre. Dans la plupart des cas, une injection de fissure et un traitement de surface par sablage sont réalisés.

Mise en œuvre par moulage au sac

Les tissus préimprégnés sont obtenus en usine, à partir de tissus secs (cas des tissus multidirectionnels) ou à partir de fils de carbone joints sous forme de nappe (cas des tissus unidirectionnels), sur lesquels est déposé un excès de résine. Le produit, avant utilisation, est conservé à froid, généralement $-18\text{ }^{\circ}\text{C}$, pour éviter la polymérisation de la résine, avant d'être ramenés à la température ambiante pour être utilisables. À température ambiante, la souplesse du tissu préimprégné permet la pose de renforcements sur pratiquement n'importe quel type de surface. Le principal problème d'un tel renfort réside dans la phase de remontée à la température ambiante et dans les difficultés matérielles pour assurer de bonnes conditions de polymérisation sur chantier. Les premières résines utilisées nécessitaient un matériel important, car la polymérisation était obtenue sous vide ou sous pression à des températures supérieures à $100\text{ }^{\circ}\text{C}$. Par contre, le principal avantage de cette méthode était la quasi absence de bulles dans le renfort en composite après polymérisation. Cette technique de renforcement a surtout été développée au Japon, dès la fin des années 1980. Depuis, les fabricants de tissus préimprégnés et les formulateurs de résines ont accompli des progrès considérables. La température de polymérisation des résines est voisine de la température ambiante, ce qui a permis un gain d'exploitation très important. Cependant, l'utilisation d'un préimprégné nécessite toujours une phase de conservation à très basse température et une phase de remontée en température avant la pose, qui sont difficiles à gérer sur des chantiers de travaux publics.

Les principales étapes de mise en œuvre sont décrites ci-dessous. Une couche de polymère époxy est appliquée sur la surface à réparer. Sur cette couche, les tissus de carbone ou de verre sont appliqués. Une dernière couche d'imprégnation de polymère est ensuite appliquée sur le carbone. Un tissu lui est superposé afin de le protéger des rugosités de la couverture chauffante. Celle-ci est utilisée pour permettre la polycondensation des couches de composite entre elles. Une pompe à vide permet d'assurer un parfait placage.

La température est alors portée à 125°C et maintenue pendant 1 heure. Ce procédé permet d'obtenir des caractéristiques mécaniques élevées à court terme avec un contrôle de la mise en œuvre essentiellement basé sur le suivi des cycles de thermodurcissement. Ce procédé permet donc d'avoir une reproductibilité des caractéristiques mécaniques de la réparation en place. Par contre, cette méthode nécessite plus de moyens en matériel et en temps d'application. Pour cette stratification, le groupe de travail XSYS [XSYS technologie 1998] recommande d'effectuer le suivi en température de la stratification en implantant des thermocouples

pendant toute la période de cure. Les températures de cure sont appliquées par paliers (figure I-21).

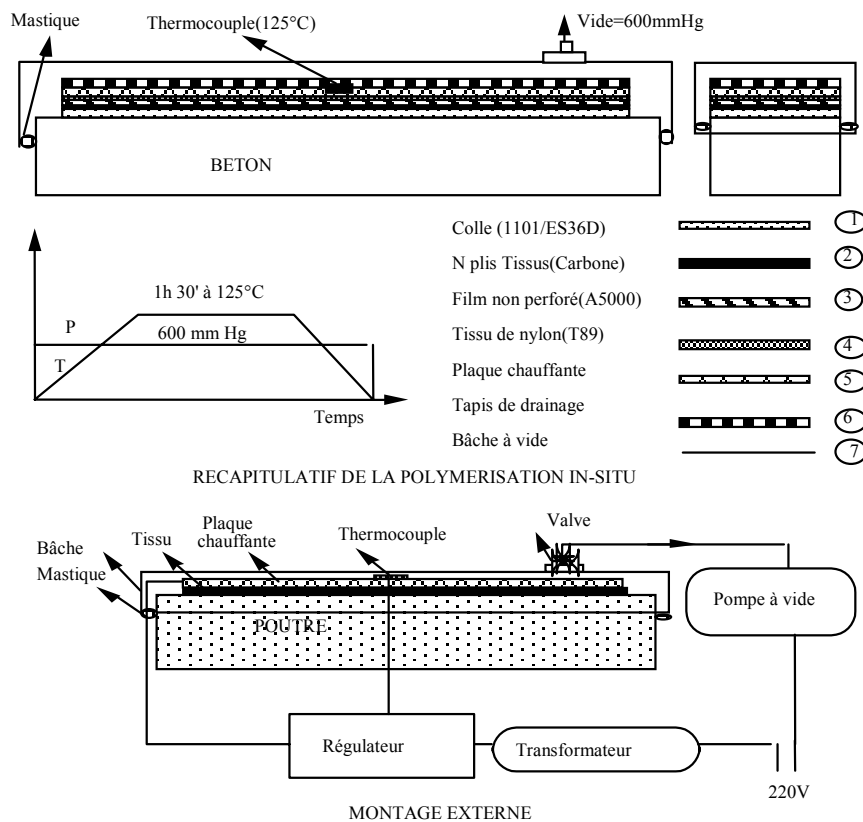
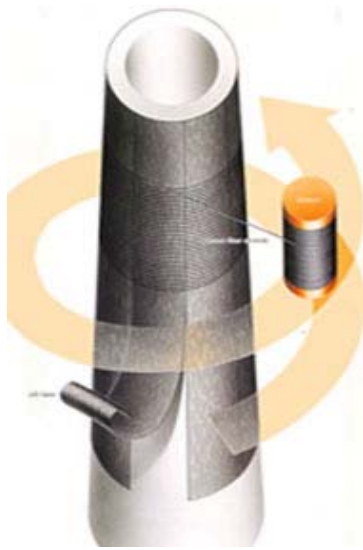


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-21. Stratification par moulage au sac [Hamelin P., 1995]

Mise en œuvre par enroulement filamentaire

La fibre est produite sous forme de fibres continues de très grande longueur. Elle est déposée et enroulée régulièrement autour d'un mandrin. La longueur de fibres continues peut varier de 600 m à 5 km (soit 0,8 g au mètre linéaire). Pour renforcer directement une structure à partir d'une bobine de fibre de carbone, il est nécessaire de pouvoir tourner autour. Ce procédé de renforcement est donc naturellement limité aux colonnes ou aux pylônes (figure I-22 a). Le principal avantage de ce procédé est l'automatisation complète du système de pose (figure -22 b). Son principal inconvénient est le fait qu'une pose manuelle est nécessaire pour renforcer les extrémités des piles et des colonnes et que cette méthode demande en outre du temps et des manipulations importantes pour installer le matériel.

Cette méthode a surtout été développée au Japon, et elle est aujourd'hui utilisée au Japon et en Amérique du Nord.



a



b

Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-22* : Renforcement par fibres sèches. a) principe de l'enroulement filamentaire, b) enroulement automatisé

Mise en œuvre par stratification directe de tissus secs

Les fibres de carbone permettent, comme beaucoup de fibres longues, de fabriquer des tissus de différentes formes et tailles. Ces tissus sont obtenus par assemblage des fils entre eux pour créer une armure. Cette armure permet d'obtenir un matériaux unidirectionnel ou bidirectionnel selon l'orientation des fils.

Le renforcement de structures à partir d'un tissu sec se fait directement par la pose de ce dernier sur une couche de résine qui recouvre l'élément à renforcer et qui sert de liant. Après marouflage, une couche de résine de fermeture permet de parfaire l'imprégnation. Les pressions nécessaires appliquées pour cette méthode de renforcement sont faibles par rapport à d'autres méthodes de renforcement. Le principal avantage du renforcement par tissus secs est la manipulation très facile sur chantier avec une absence totale de matériel lourd à déplacer. Cette technique permet notamment un suivi parfait de la forme du support ainsi que la maîtrise de l'épaisseur du film de résine.

En utilisant des polymères qui polymérisent à température ambiante, il est possible de réaliser une stratification directe, en respectant les étapes suivantes (figure I-23) :

- préparation de la surface, application de la couche primaire,
- application d'une première couche de polymère époxyde,
- application d'une première couche de tissus secs,

- application d'une seconde couche de polymère époxyde, protection, finition.

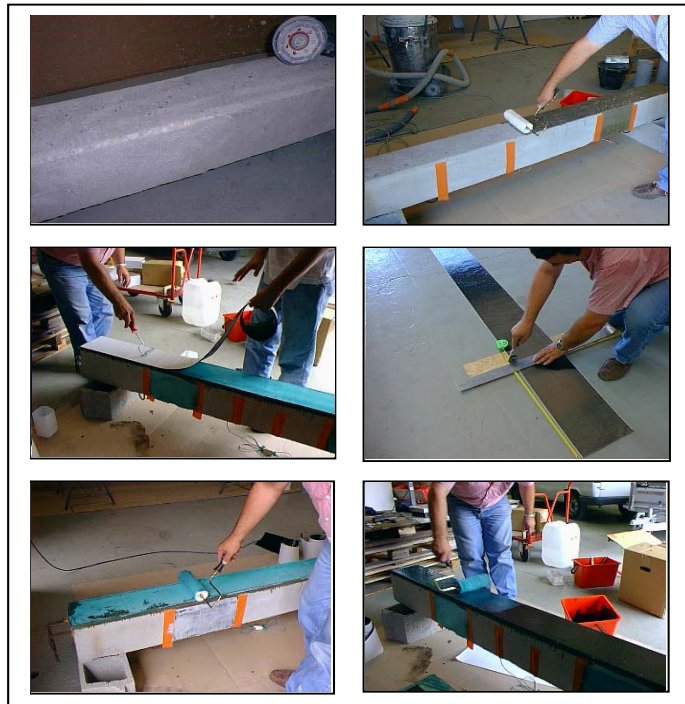


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-23. Mise en œuvre par stratification directe

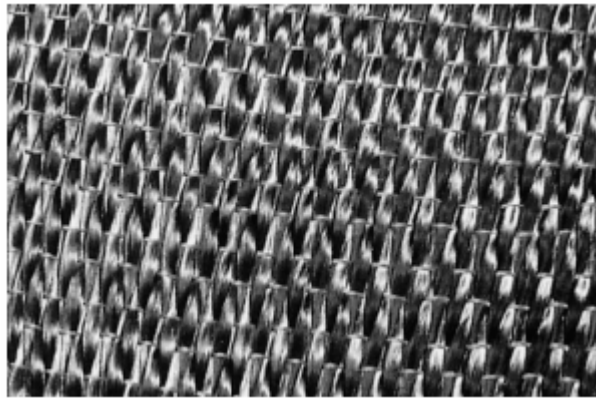
Ce procédé présente l'avantage d'une mise en œuvre simplifiée, mais le renforcement acquiert toute sa résistance au bout d'une semaine et le contrôle de la qualité de l'application doit être soigné suivant les conditions de mise en œuvre. Ce procédé a trouvé de nombreuses applications en Europe, au Japon et aux Etats-Unis (figure I-24).



Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-24. Mise en œuvre sur un pont (procédé Replark , 1996)

La température n'est pas contrôlée lors de l'application, cette méthode de mise en œuvre nécessite donc le contrôle des propriétés mécaniques des matériaux. Les principaux paramètres qui doivent être suivis sont les températures et l'humidité du support. L'ensemble de ces paramètres contribue à la modification des propriétés mécaniques du composite en place.

En France, une collaboration entre les milieux industriels et des laboratoires de recherche, fin 1994, a donné naissance à un produit appelé TFC (tissus de fibres de carbone), marque déposée par Freyssinet international (figure I-25). Comparativement à l'utilisation des produits pultrudés, ce procédé a l'avantage de simplifier les opérations de pose et offre la possibilité de permettre le renforcement de surface non planes (figure I-26).



*Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-25: Tissu de fibres de carbone
TFC*



*Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-26 : Renforcement par
TFC de surfaces non planes*

Le collage de plaques composites

Les plaques composites sont obtenues à partir de fibres continues qui sont enduites par passage en continu dans un bain de résine. Ces résines peuvent être de type époxyde, polyester, vinylester ou phénolique. L'ensemble des mèches préimprégnées passe ensuite dans une filière où l'excès de résine est éliminé, puis dans un four de polymérisation. Les produits finis se présentent sous forme de bandes ou de joncs, plus ou moins rigides suivant les épaisseurs et les diamètres. La section des bandes les plus courantes est 100 x 1 mm, leur longueur, suivant la demande, varie de quelques centimètres à plusieurs centaines de mètres. À partir de ces bandes pultrudées, la technique de renforcement est similaire à celle du plat collé métallique selon le procédé L'Hermite. Elle a démarré conjointement au Japon et en Europe, plus exactement en Suisse à la fin des années 1980. Après quelques chantiers d'essais, cette technique fut employée par la société Sika en Suisse dès 1993, puis étendue en Allemagne dès 1995 et en Angleterre en 1996. L'avantage de cette méthode est la facile extrapolation des résultats obtenus par le collage de tôles d'acier à ceux obtenus avec des produits pultrudés également collés, la technique du renforcement restant la même. Comparée avec la technique utilisant l'acier, cette technique de renforcement permet de travailler avec des produits légers (1/5 de la densité de l'acier); elle a aussi l'avantage de nécessiter une pression de collage limitée et élimine les phénomènes d'oxydation. Cependant, l'utilisation de cette technique, comme celle du plat collé métallique, permet difficilement de maîtriser les épaisseurs de colle, en raison de la rigidité des aciers et des composites. L'application de ces renforcements sur des surfaces ayant des défauts de planéité ou sur des surfaces courbes ou non développables reste très limitée. Le procédé de collage est le suivant (figure I-27) :

- nettoyage à l'acétone de la face de collage de la plaque,
- traitement de surface à réparer par sablage,
- traitement par eau sous pression et meulage,
- nettoyage de la surface par un dépoussiérage,
- le polymère époxy est appliqué sur la plaque de composite,
- la plaque est ensuite pressée sur la surface, l'excédent de colle est enlevé,
- une pression à l'aide d'un sac à vide est appliquée jusqu'à complète polymérisation du polymère.

Ce procédé a trouvé de très nombreuses applications en Suisse [Meier U. 1998] par exemple avec le pont de l'Ibach à Lucerne, le pont autoroutier de l'autoroute Bsel-Gotthard et un parking à Flims Graubünden.

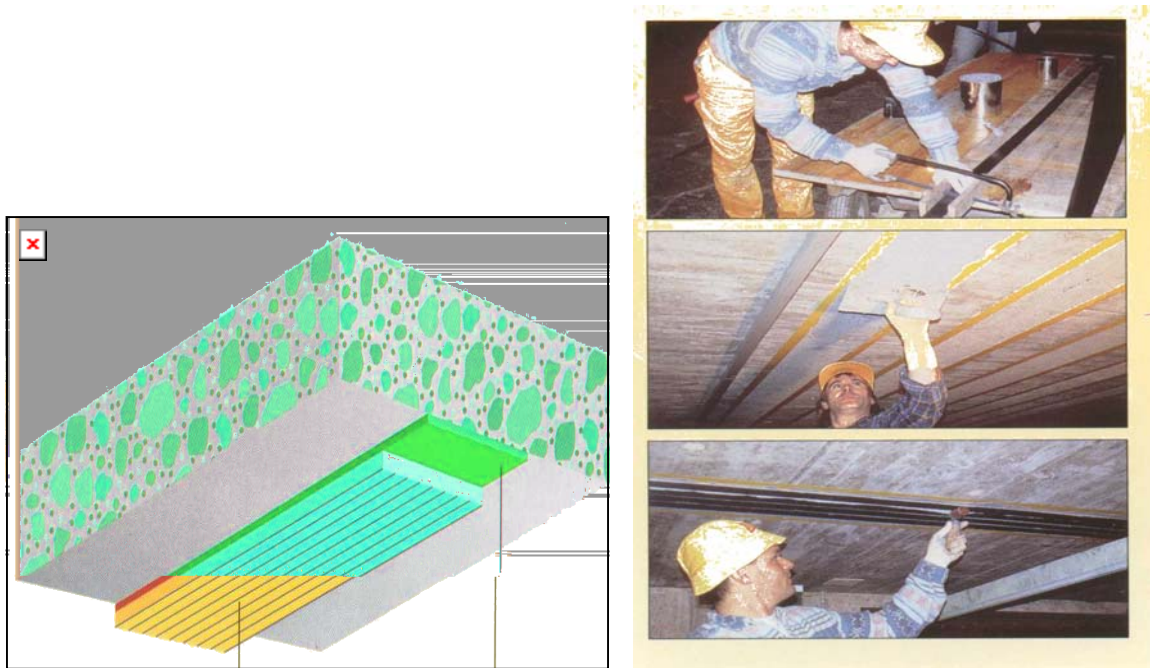


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-27. Procédé par collage de plaques (Sika, 1996)

La figure I-28 regroupe les principaux groupes industriels utilisant les procédés précédemment énoncées ainsi que le pourcentage de leur production mondiale.

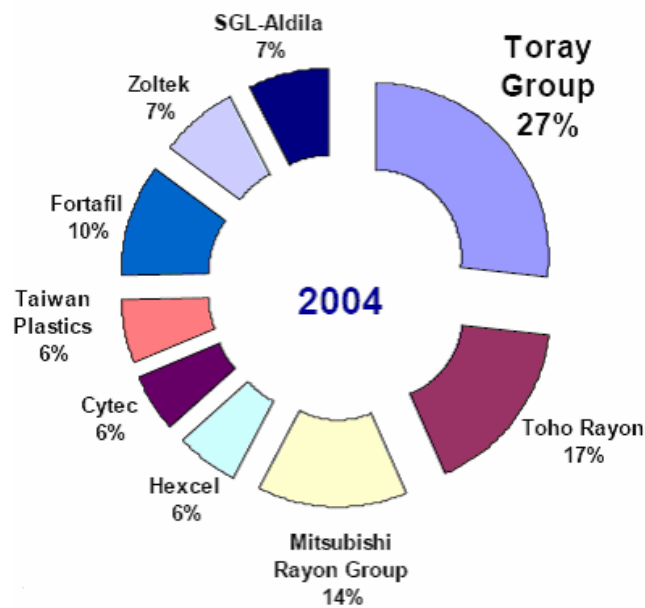


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-28: Principaux groupes industriels et pourcentage de production mondiale

Problèmes liés à l'utilisation des composites

Introduction

Depuis les premières applications des composites en génie civil, qui remontent au début des années 1980, et avec le développement des différents procédés et techniques de mise en œuvre, l'utilisation des composites a largement intéressé les laboratoires de recherche et les organismes industriels. Cependant, et malgré les nombreux avantages qu'offrent les matériaux composites, (propriétés mécaniques élevés, poids faible, résistance à la corrosion, etc.), leurs adaptations aux applications de renforcement révèlent de nombreux problèmes. Ces problèmes peuvent être liés directement à la mécanique des composites (matériaux hétérogènes et anisotropes) qui restent toujours un sujet de recherche, ou encore les problèmes liés à la structure renforcées (décollement, durabilité, etc.).

Résistance des matériaux composites

En général, le composite est formulé pour satisfaire à des critères de résistances, de rigidité ou bien de tenue à l'action de l'environnement. Les propriétés finales dépendent des propriétés élémentaires de chaque constituant (figure I-29). L'évaluation des propriétés des matériaux composites se fait à différentes échelles. Il s'agit d'une approche multi-échelles : celle de la fibre élémentaire, du pli élémentaire puis du composite.

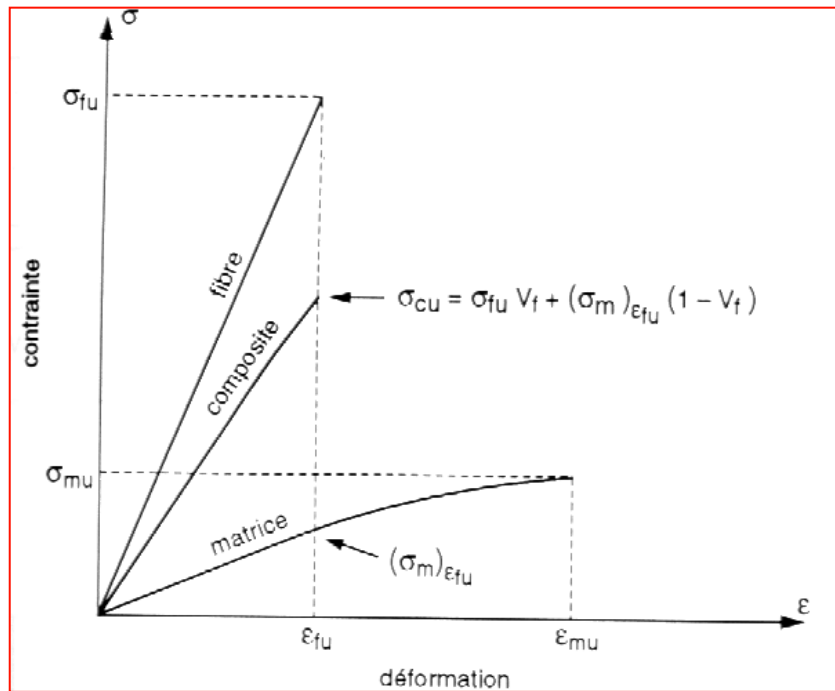


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-29. Relation contrainte-déformation en traction pour les différents composants

Elasticité à différentes échelles : A l'échelle de la fibre

Pour les fibres, nous ne pouvons pas proposer une seule valeur de résistance des fibres. Expérimentalement, il a été montré [Zermeno 1975] que la dispersion des résultats pour une longueur de fibre donnée est de l'ordre de 10 à 20 % (Figure I-30) alors qu'elle est de l'ordre de 0.5 à 1 % pour les fils d'acier. En plus, de la dispersion pour une longueur de fibre donnée, la résistance moyenne des fibres diminue au fur et à mesure que sa longueur augmente. [Wang S.J. 1991] propose une théorie statistique de rupture fondée sur l'existence aléatoire de défauts d'intensité variable.

Le plus faible maillon de la chaîne a été adopté comme critère de rupture par cet auteur. Lorsque toutes les fibres partagent également la charge appliquée sur la mèche, les mêmes observations sont faites.

A l'échelle du pli élémentaire

A l'échelle du pli élémentaire, le matériau composite a deux directions privilégiées (figure I-31) : la direction longitudinale (L) et la direction transversale (T). Dans un matériau composite unidirectionnel, les fibres sont le plus souvent réparties d'une manière aléatoire,

plutôt que suivant un arrangement régulier. Il n'existe pas qu'une seule possibilité d'arrangement des fibres mais une infinité de possibilités.

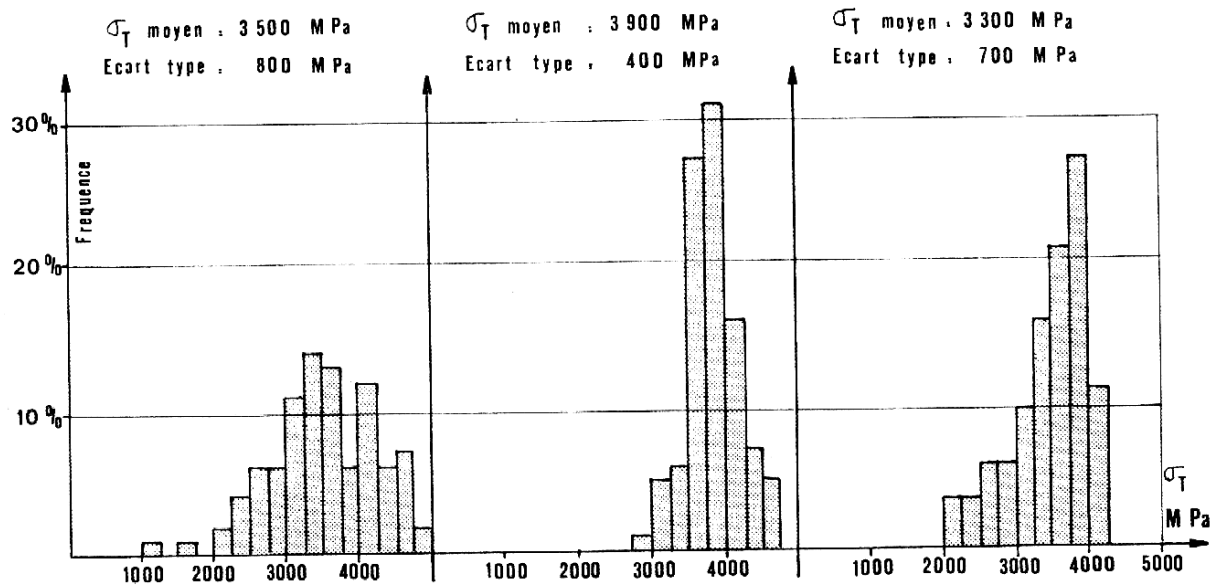


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-30 : Exemple de dispersion des résistance des fibres pour une famille de fibre

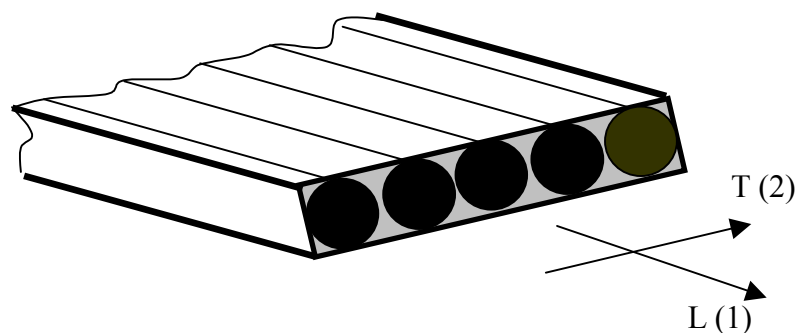


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-31: Illustration d'un renfort fibreux unidirectionnel

Des expressions simplifiées et pratiques des modules peuvent être obtenues en faisant une approche simplifiée du comportement mécanique de la cellule élémentaire du matériau composite unidirectionnel [J. M. Berthelot, 1999].

Si nous considérons un composite constitué de deux composants: une résine de caractéristiques E_m et ν_m et des fibres longues unidirectionnelles considérées isotropes et de caractéristiques E_f et ν_f , le taux volumique de fibres dans la résine est noté V_f .

Le matériau ainsi constitué est isotrope transverse dans la mesure où l'on observe une unique différence entre les caractéristiques selon les directions L et T.

On montre qu'à partir de deux essais de traction pure et un essai de torsion pure (ou de cisaillement), on obtient *expérimentalement* tous les coefficients élastiques.

Il existe des formules simplifiées qui permettent la *prédiction* de ces coefficients à partir des caractéristiques des constituants. Ces lois simplifiées sont connues sous le nom de lois des mélanges dans le cas des unidirectionnels. Ces lois de mélange s'inscrivent dans le concept d'homogénéisation des caractéristiques de matériaux multi-phases ou hétérogènes (les composites notamment). Ces lois trouvent de nombreuses validations dans la littérature scientifique. Elles sont nombreuses et s'adaptent en fonction du type de constituant, du taux de fibre ou encore de l'arrangement des fibres dans la résine.

Un exemple de formule simplifiée est défini par les expressions I-1 :

$$\begin{aligned}
 E_{L(=1)} &= V_f \cdot E_f + (1 - V_f) E_m & G_{LT} &= \frac{E_m}{2(1 + \nu_m)} \\
 E_{T(=2)} &= E_m \cdot (1.15 - 0.53 V_f + 7.4 V_f^2) & \nu_{LT} &= V_f \cdot \nu_f + (1 - V_f) \nu_m \\
 \nu_T &= \nu_m \cdot \frac{1 + 2\eta V_f}{1 - 2\eta V_f} & \eta &= \frac{\nu_f / \nu_m - 1}{\nu_f / \nu_m + 1}
 \end{aligned} \tag{I-1}$$

A l'échelle du composite multicouche

Concernant le multi-couche, les propriétés du composite dépendent de l'orientation de l'empilement des couches élémentaires.

Plusieurs approches existent concernant les modules d'élasticité. Dans un premier temps, nous pouvons citer les travaux de [Hashin Z. et Rosen BW 1964] qui ont exprimé les rigidités de composite en considérant les modules de compression latérale des fibres et de la matrice ou en considérant le cisaillement transverse entre couches. Les développements de ces modèles prennent en considération des fibres de diamètre identiques réparties suivant un arrangement hexagonal.

[Berthelot J. M. 1999]. précise que, lorsque le rapport largeur sur épaisseur est inférieur à 10, les effets d'empilement de couches restent négligeables sur le comportement mécanique du composite.

Les contraintes et les déformations d'un multicouche sont liées par des matrices de souplesses ou de rigidité illustrées par les équations I-2 et I-3

$$\{\sigma\} = \{C\} \{\varepsilon\} \tag{I-2}$$

$$\{\varepsilon\} = \{S\} \{\sigma\} \tag{I-3}$$

Pour caractériser la réponse mécanique des composites, la théorie de l'élasticité linéaire a été adaptée à ces nouveaux matériaux anisotrope et aux structures multicouches, c'est la théorie des plaques stratifiées. En revanche, la possibilité de prédire sa résistance n'est toujours pas parfaitement remplie en raison, notamment, de la forte anisotropie du composite et donc de la variation de sa résistance en fonction de la direction et du signe des contraintes. Généralement, on distingue trois mécanismes élémentaires d'endommagement dans un composite, soit la rupture de la fibre, la fissuration de la matrice et la décohésion de l'interface fibre-matrice (figure 1.32) [Berthelot J.M. 1999].

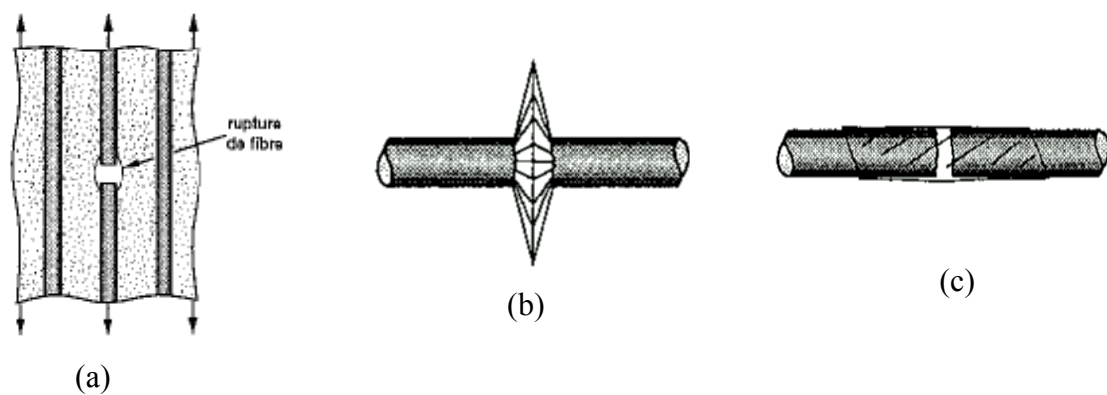


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-32 : Modes de rupture des matériaux composites : a) rupture de la fibre, b) rupture de la matrice, c) rupture de l'interface fibre-matrice

Les théories classiques, qui ont été des adaptations directes des critères les plus simples, développés initialement pour prédire la résistance des matériaux isotropes, se sont avérés très conservatrice [Youssef Y. 1995]. Ainsi, plusieurs critères ont été avancés et continuent à être développés. Cependant, la multitude et la variation des approches utilisées dans la formulations des critères conduit à des résultats très divers comme le montre les enveloppes de rupture de la figure I-33 [Soden P. D., et al. 1998] Une étude expérimentale visant à vérifier la validité des diverses théories de rupture à l'aide de données obtenues sous des conditions de chargement réaliste est d'actualité.

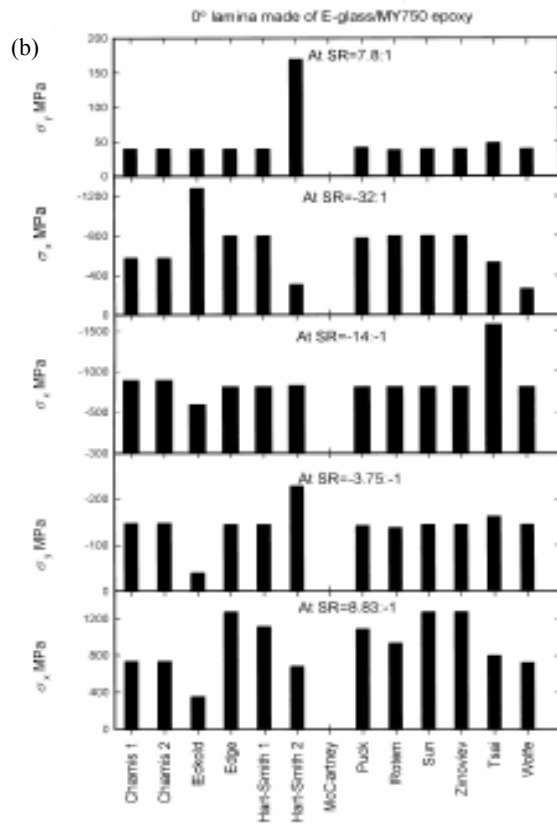
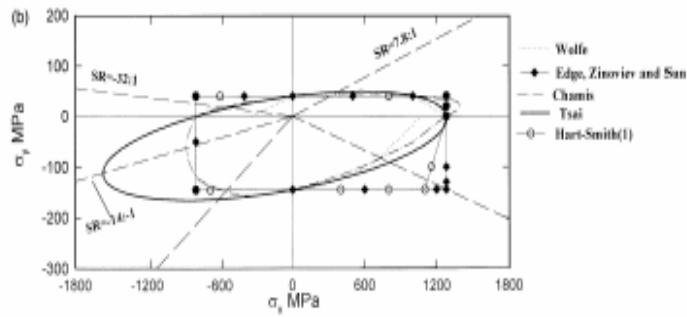
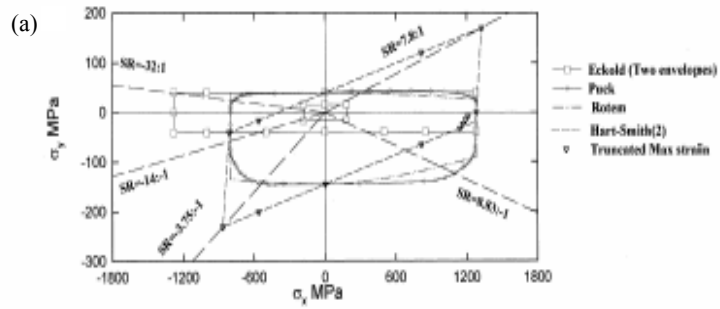
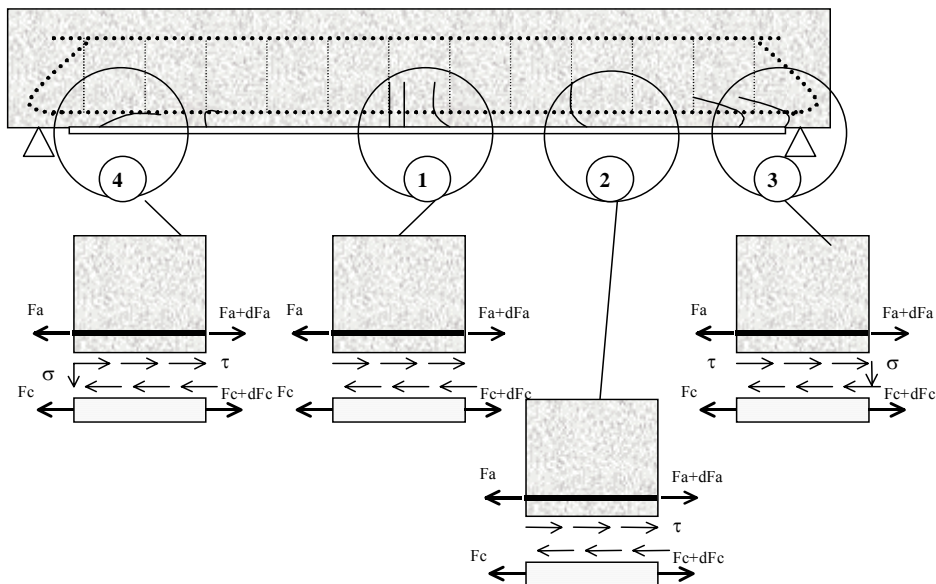


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-33 : a) Enveloppes de rupture selon différentes théories, b) prédiction des théories pour différents rapport de biaxialité [Soden P. D., et al.

Problèmes liés au comportement mécanique de structures en BA renforcées par composites

De très nombreux auteurs ont abordé le dimensionnement en flexion de structures renforcées par composites: [Varastehpour H, 1996], [Täljsten B. 1997] [Tom Norris, 1997], [Bigaud D., 1997], [Hota V 1998], [Karbhari V.M 1998], [David E. 1999], proposent un ensemble de prescriptions pour le dimensionnement des structures. Ces prescriptions doivent permettre de déterminer les coefficients de sécurité à prendre en considération.

Comportement mécanique d'une section de poutre renforcée



F_a : force reprise par les aciers ; dF_a : variation de l'effort repris par les aciers ; F_c : force reprise par le composite ; dF_c : variation de l'effort repris par le composite ; τ : contrainte de cisaillement dans le joint de colle.

Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-34 : Comportement structural d'une poutre renforcée

Le comportement structural de la poutre dépend de l'interaction de chacune des sections. Nous allons décrire plus en détail le comportement mécanique de chaque section (figure I-34).

- La section centrale (1) :

Son équilibre dépend des longueurs d'ancrage. Dans cette zone l'adhérence entre le béton et le renfort est parfaite, et le film de colle ne reprend que des contraintes de cisaillement.

- La section intermédiaire (2) :

Dans cette section, les contraintes de cisaillement ne sont pas nulles. Deux paramètres peuvent alors modifier l'équilibre de la section : les caractéristiques mécaniques et géométriques du joint de colle (module et épaisseur) et l'intensité des contraintes.

Pour la section, les conséquences des interactions de chacun des paramètres sont une perte d'efforts dans le composite. Cette perte d'effort implique alors une redistribution des efforts dans la section vers les aciers.

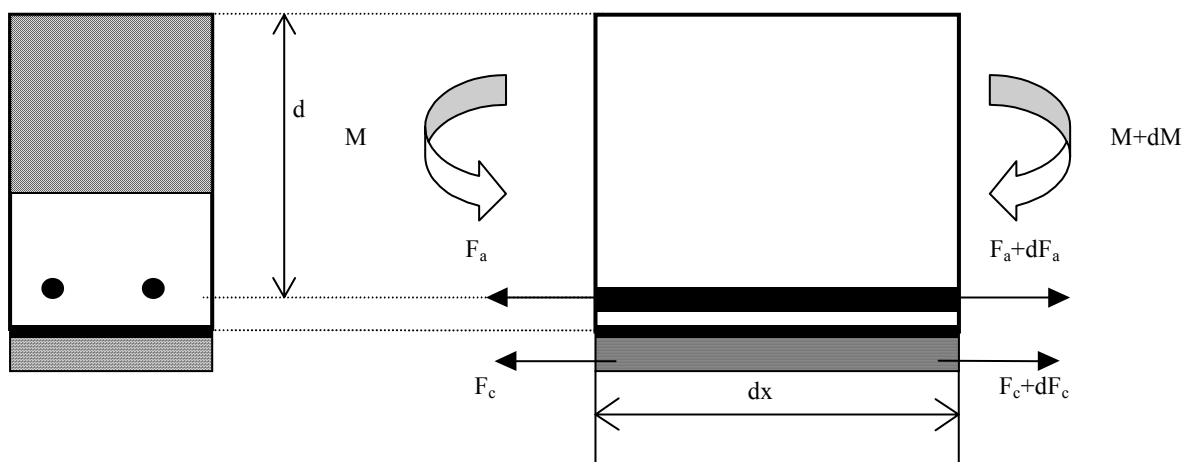


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-35 : Efforts repris dans une tranche de poutre renforcée

- La section d'extrémité (3 et 4) :

Cette section est soumise à un couple d'efforts défini par de nombreux auteurs dont [Bresson J. 1997] et [Täljsten B. 1997] Ceux-ci ont mis en évidence la présence de surcontrainte d'extrémité et l'existence de surcontrainte normale localisée en extrémité de la plaque. La présence de ces surcontraintes localisées influence notamment le mode de rupture. Deux cas peuvent se produire : le plan de collage n'est pas suffisamment résistant : la rupture se produit alors par décollement de la plaque composite ; le plan de collage est suffisamment résistant : dans ce cas, les contraintes normales et tangentielles créent une rupture dans le béton situé entre les armatures et les aciers.

La combinaison des actions normales et tangentielles permet la formulation d'un critère de rupture dit de peeling off. Ce critère de rupture est spécifique à la répartition de contraintes de cisaillement.

Dimensionnement selon une approche réglementaire

La méthode de calcul simplifiée reprenant les hypothèses de la théorie des poutres est celle couramment proposé par l'ensemble des groupes de travail cherchant à utiliser des renforts composites (AFGC, ACI, ISIS). Ils reprennent les hypothèses usuellement faites en béton armé :

- l'hypothèse des sections droites, planes avant déformation, restant planes et identiques à elles-mêmes après déformation,
- le béton tendu est négligé,
- le non-glissement de l'acier.

Selon les recommandations de l'AFGC, le calcul prévisionnel en béton armé considère deux états : le premier correspond à une phase de comportement élastique nommé état limite de service (ELS), le deuxième état considère une phase de comportement ultime nommé état limite ultime (ELU). A l'ELS, chaque matériau de la poutre (béton, acier, et composite) a un comportement linéaire élastique ; les contraintes sont proportionnelles aux déformations. Ces hypothèses permettent d'appliquer au béton armé, les formules de la résistance des matériaux établies pour les corps homogènes. Il suffit pour cela d'homogénéiser les sections de béton armé en remplaçant une section de béton armé par une section de béton d'aire pour le composite. Le calcul de l'inertie se fait selon la relation I-4:

$$I = I_c + n.I_s + n_{cf}.I_{cf} = bX^3/3 + n.A_s.(d - X)^2 + n.A_s'(d' - X)^2 + n_{cf}.A_{cf}(H - X)^2 \quad (I-4)$$

avec : I_c : inertie du béton ; I_s : inertie des aciers ; n : coefficient d'équivalence acier béton ; n_{cf} : coefficient d'équivalence composite-béton ; I_{cf} : inertie du composite, A_s : section d'acier ; A_{cf} : section de composite ; b, d, d', H : propriétés géométriques définies par la figure I-36.

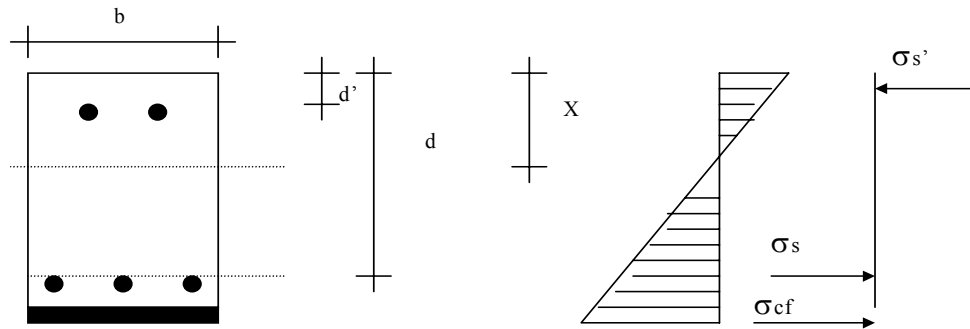


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-36 : Section rectangulaire soumise à la flexion simple

La position de l'axe neutre est calculée par :

$$X = \left\{ -A + (A^2 + 2b.B)^{0.50} \right\} / b$$

$$A = n.A_s + n.A_s' + n_{cf}.A_{cf}$$

$$B = n.A_s.d + n.A_s'.d + n_{cf}.A_{cf}.h$$

$$n = E_s / E_c$$

$$n_{cf} = E_{cf} / E_c$$

(Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-5)

Le calcul des contraintes peut alors être fait selon les relations I-6 à I-8.

- dans le béton : $\sigma_c = M.X / I$

(Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-6)

- dans l'acier : $\sigma_s = M.n.(d - X) / I$

(Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-7)

- dans le composite : $\sigma_{cf} = M.n_{cf}.(h - X) / I$

(Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-8)

La contrainte appliquée dans chacun des matériaux est alors vérifiée. Cette méthode de calcul permet, à partir de la connaissance du moment qui doit être repris par la structure, de calculer l'état de contrainte de chacun des matériaux.

Dans le cas de l'ELU, l'équilibre de la section prend en compte des déformations des matériaux limites (acier égal à 10×10^{-3} et béton en compression 3.5×10^{-3}). Ces états de

déformations permettent de tracer un diagramme des déformations passant par un point limite (appelé pivot). La définition des pivots A, B et C est donnée par le B.A.E.L. (figure I-37).

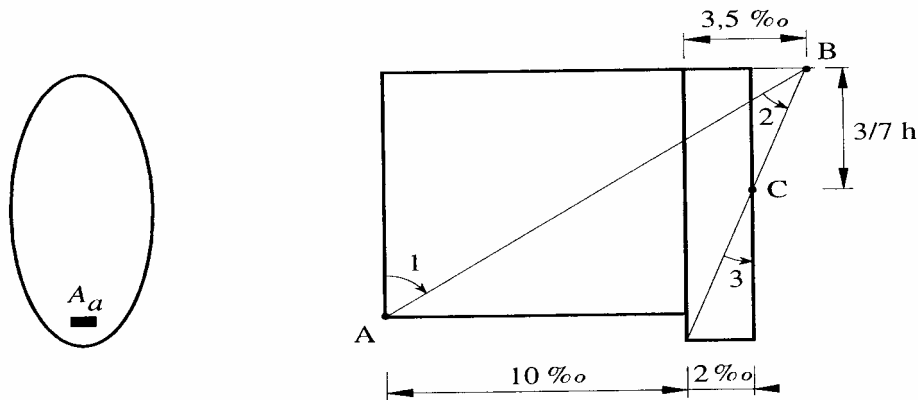


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-37 : Diagramme de déformation à l'ELU

Dans le cas des structures renforcées par matériaux composites, le dimensionnement à l'ELU est réalisé en définissant la résistance ultime de chacun des matériaux selon les relations I-9 à I-14:

$$f_{bu} = \frac{\alpha \cdot f_{bk}}{\gamma_b}$$

$$f_{au} = \frac{f_{ak}}{\gamma_s}$$

$$f_c = \frac{E_c \cdot \varepsilon_c}{\gamma_c}$$

(Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-9)

f_{bu} , f_{au} , f_c : contrainte ultime reprise par le béton, les aciers, le composite

$$M_{rb} = b \cdot x \cdot f_{bu} \cdot z$$

(Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-10)

M_{rb} , b , x , f_{cd} , z : respectivement moment repris par le béton, largeur du béton, position de l'axe neutre et bras de levier

$$x = \frac{M_{ult}}{b \cdot f_{bu} \cdot z}$$

(Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-11)

M_{ult} : moment ultime externe supérieur ou égal au moment repris par le béton

$$F_B = 0.8 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot x$$

(Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-12)

$$F_l = 0.8 \cdot b \cdot f_{cd} \cdot x + A_s \cdot f_{yd}$$

(Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-13)

$$F_l = A_l \cdot f_l$$

(Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-14)

$$A_l \geq \frac{F_l}{f_l}$$

(Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-15)

avec : F_B, F_l, A_l : force reprise par le béton, l'acier, le composite ; section de composite

La section de composite permettant de reprendre les efforts est donnée par la relation I-15.

Pondérations des propriétés des matériaux dans le dimensionnement

Selon [Hamelin P. 1998], l'efficacité d'une réparation dépend, pour une grande part, du transfert de charge dans l'interface béton-fibres de carbone. Cette adhérence dépend des conditions de mise en œuvre de la réparation composite. La mise en œuvre par un contrôle de la polymérisation (cycle thermique) est plus fiable en terme de qualité. Les coefficients de sécurité pris en considération sont alors plus faibles. [Karbhari V. M. 1998] met l'accent sur les caractéristiques mécaniques à prendre en considération qui doivent être affectées d'un coefficient de sécurité défini par la relation I-16.

$$F_d = \phi \cdot F_k$$

$$\phi = \phi_{mat} \cdot \phi_{proc} \cdot \left[\left(\frac{\phi_{cure} + \phi_{loc}}{2} \right) \right] \cdot \phi_{degre}$$

(Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-16)

avec :

ϕ_{mat} : coefficient lié aux propriétés mécaniques du composite,

ϕ_{proc} : coefficient lié à la méthode de mise en œuvre,

ϕ_{cure} : coefficient lié au niveau de cure,

Φ_{loc} : coefficient lié à l'emplacement de la stratification,

Φ_{degre} : coefficient lié au vieillissement.

Le tableau I 7 met en évidence le fait que les caractéristiques mécaniques des matériaux mis en œuvre par stratification directe au contact sont affectés d'un coefficient de sécurité plus faible.

Tableau I. 7 : Exemples de coefficients de sécurité selon le type de mise en œuvre

Valeurs	Description
0.95-1.0	Préimprégnés mis en œuvre sous autoclave
0.75-0.80	Stratification au contact sous pression
0.60-0.75	Stratification au contact sans pression
0.70-0.95	Collage de pultrudé

A titre d'exemple, le facteur de sécurité à prendre en considération serait de 0.33 pour un composite carbone-époxy mis en œuvre par stratification directe à température ambiante en extérieur dont les caractéristiques sont contrôlées par essais mécaniques.

Les coefficients de sécurité peuvent varier entre 0.97 et 0.25. La définition de tels coefficients de sécurité sur le composite prend en compte une méconnaissance du comportement différé du matériau composite sélectionné. Seuls des travaux de recherche complémentaires (fatigue, fluage, vieillissement) sont susceptibles d'affiner et de modifier cette première évaluation des coefficients de pondération

Dimensionnement suivant des méthodes analytiques

Parmi les nombreuses méthodes existantes : règlement américain [ACI. 1999], recommandations de ISIS Canada [ISIS. 2000], recommandations japonaise [FRPCS. 1997] et les recommandations de l'AFGC [AFGC. 2003], pour le dimensionnement des structures, nous pouvons mentionner celle proposée par [Hota V. S 1998]. Cette méthode est fondée sur l'équilibre des efforts dans une section. Les forces à rupture peuvent être déterminées par les relations I-17 à I-19 :

- pour le béton :

$$C_c = 0.85 \cdot f'_c \cdot a \cdot b$$

(Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-17)

- pour les aciers comprimés :

$$C'_s = A'_s \cdot f'_s \cdot A'_s \cdot \left(0.003 \cdot \frac{a - \beta_1 \cdot d}{a} \right)$$

(Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-18)

- pour les aciers tendus:

$$T_{st} = A_s \cdot f_1$$

(Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-19)

Le calcul des efforts dans le composite considère la présence des composites latéraux en partie tendue.

La déformation du béton est donnée par $\varepsilon_b=0.003$, celle du carbone par $\varepsilon_{car} = \varepsilon_{max}$ de la couche de tissu en partie inférieure. Si l'équilibre des forces n'est pas réalisé, alors la déformation dans la couche de carbone est diminuée.

force de compression ($C = C_c + C'_c$) = force de tension ($T = T_{st} = T_{cal}$)

Cette méthode, validée par des essais, montre une bonne corrélation avec des résultats expérimentaux lorsqu'il n'y a pas de rupture prématurée telle que le décollement de la plaque.

Les limites de validité de l'ensemble de ces méthodes sont tributaires d'une meilleure connaissance du comportement mécanique des matériaux utilisés et de leur évolution.

Concernant le dimensionnement de renfort à l'effort tranchant, la plupart des auteurs, dont [Barnes A. 1999] et [Meier U. 1998], considèrent une approche similaire à celle du béton armé. L'effort tranchant doit être repris par un équilibre de force. Le mode de rupture de ce type de renforcement est souvent le décollement du renfort. Le calcul des efforts est donc réalisé aux états limites ultimes en pondérant l'effort pouvant être repris par le composite limitant ainsi son efficacité. Les problèmes liés à ce type de renforcement sont alors l'analyse fine du comportement du composite et de la structure renforcée avant la rupture ainsi que les techniques d'ancrage du composite.

Problèmes liés à l'interface béton-composite

Plusieurs travaux expérimentaux ont été réalisés sur le renforcement des poutres par composites et le mode de rupture prédominant est souvent le décollement du renfort [Ferrier E. 1999]. Ce mode de rupture, connue par le peeling-off (figure I-38), a suscité beaucoup d'intérêt chez les chercheurs puisqu'il permet d'évaluer la capacité de transfert des charges entre le support en béton et le renfort composite.

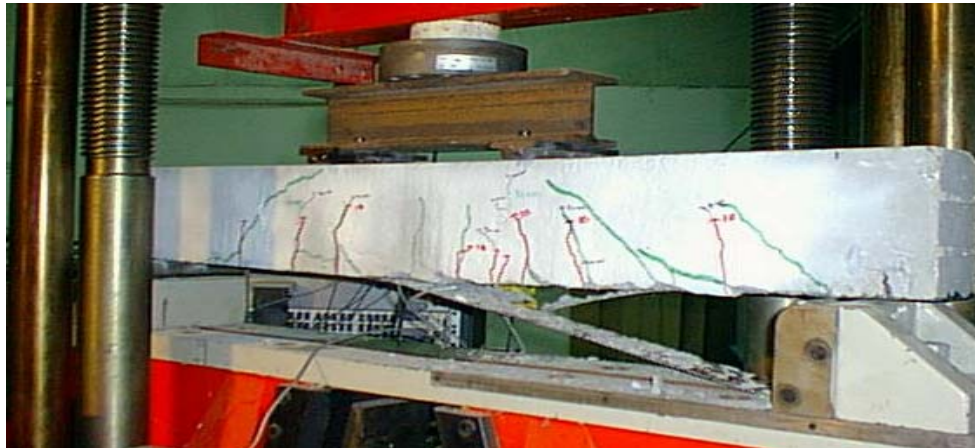


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-38 : Rupture d'une poutre renforcée par décollement du renfort [Ferrier E 1999]

Plusieurs dispositifs expérimentaux ont été développés pour caractériser l'interface entre le béton et le composite. Ces essais peuvent être soit des essais de traction-cisaillement soit des essais de compression-cisaillement. A titre d'exemple nous donnons :

- L'essai de compression-cisaillement consistant en la sollicitation en compression de deux blocs de béton collé à l'aide du polymère à caractériser (figure I-39) [Varasthepour H. et Hamelin P. 1992] .
- L'essai de pelage qui consiste à caractériser l'adhérence entre une fine membrane en composite et le support en béton en faisant varier l'angle d'arrachement. La force de pelage est au bout de la plaque en béton (figure I-40) [V.M Karbhari 1997].
- L'essai de traction-cisaillement où l'adhérence est caractérisée par un essai de traction de deux blocs en béton collés entre eux par des bandes de composite (figure I-41) [Ferrier E. 1999].

Parallèlement à ces essais de caractérisation servant à la prise en compte du glissement du renfort pour la modélisation des structures renforcées, des solutions technologiques ont été proposées pour diminuer l'effet du glissement du renfort par rapport à son support. Pour les poutres, des verrous en composite de forme U peuvent être disposés dans les zones d'about des poutres renforcées, ou encore le confinement des quatre côtés de la poutre dans les zones les plus sollicitées en cisaillement (figure I-42) [Adhikary B.B. *et al* 2003].

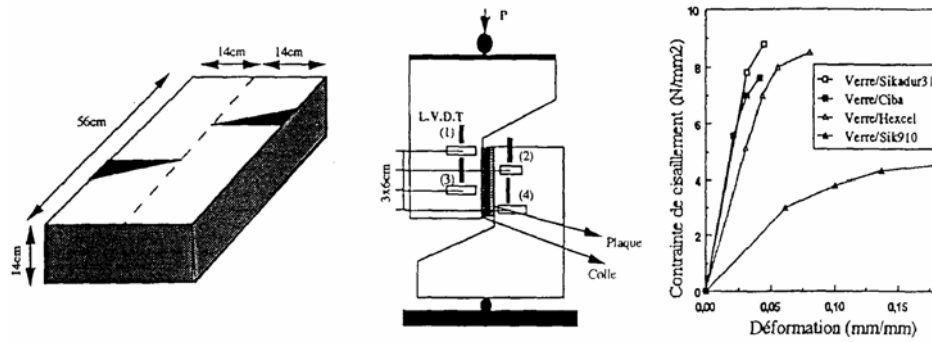


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-39 : Essai de compression-cisaillement [Varastehpour H. et al. 1992].

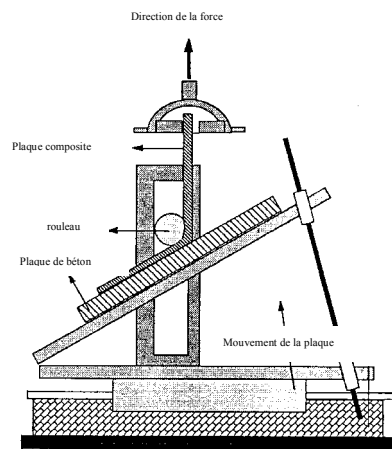


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-40 : Essai de pelage [V.M Karbhari 1997].

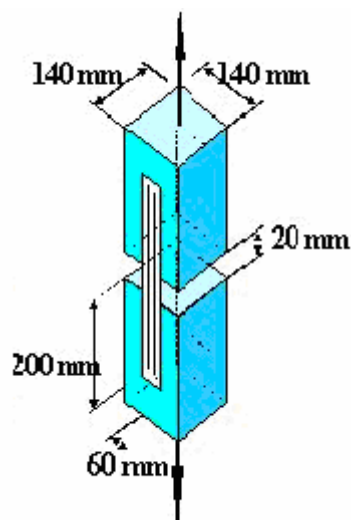


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-41 : Schéma du dispositif expérimentale correspondant à l'essai traction-cisaillement [Ferrier E. 1999].

Dans le cas des dalles, l'adhérence peut être augmentée par l'utilisation des plaques composites précontraintes ou encore via l'utilisation d'ancrage mécanique sous forme de mèches en composite introduites dans les dalles (figure I-43) [Piyong Y. *et al.* 2003].



Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-42 : Ancrage du composite dans le cas des poutres

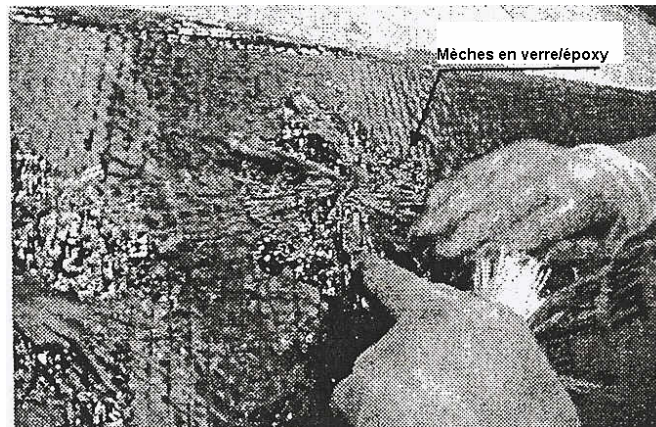


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-43 : Ancrage du composite dans le cas des dalles

Durabilité des structures renforcées

La durée de vie d'une structure en béton est de l'ordre de 50 à 100 ans, et le renfort doit être aussi durable pour permettre à la structure renforcée de résister pour une période de temps du même ordre. Le renforcement par matériaux composites date des années 80 et les observations in-situ ne permettent pas, pour le moment, de juger la durabilité des structures renforcées par composites. On recense dans la littérature un grand nombre de travaux traitant de la durabilité des renforts.

Dans un premier temps, on trouve des études des effets de l'environnement sur les renforts composites. Dans les régions présentant des basses températures hivernales se pose le problème du comportement de la structures renforcée par composites vis-à-vis des cycles gel-dégel. Une campagne d'essai est réalisée à l'université de Sherbrooke sur des poutres renforcées par matériaux composites et soumises à 300 cycles de gel-dégel (-18°C à 15°C).

L'ensemble des résultats montre que l'interface béton-composite n'est pas affectée par les cycles gel-dégel [Green M. 1998]. D'autre part, et pour étudier l'effet de l'environnement sur les renforts carbone époxy, un programme expérimental a été lancé au Canada depuis 1997 pour étudier le comportement à long terme des stratifiés carbone époxy sous différentes configurations. Les spécimens sont exposés sur des sites présentant différentes conditions climatiques (température et pluie) et l'évolution des propriétés mécaniques (résistance en traction et en cisaillement) est suivie sur une période de 1 à 10 ans. Les résultats montrent une chute de la résistance en cisaillement plus évidente que celle en traction durant les trois premières années, cette même étude a montré aussi que l'ajout des couches de protection n'empêche pas la chute des caractéristiques mécaniques [Labossière P. *et al.* 2003].

Au Japon, où les composites sont utilisés en remplacement des barres d'acier, une étude a permis la classification des composites en fonction de la durabilité des fibres [Uomoto T. 2003]. L'auteur conclut que les fibres du carbone présentent le meilleur comportement à long terme, en revanche, l'utilisation des fibres de verre doit prendre en compte leur faible résistance en fatigue, à l'alcali-réaction et aux rayons ultr-violets.

Concernant le comportement en fatigue, les composites carbone/époxy présentent la meilleure résistance parmi tous les matériaux utilisés dans le renforcement des ouvrages (figure I-44). Plusieurs auteurs ont étudié le phénomène de fatigue dans le cas des poutres renforcées. Ferrier met l'accent sur le fait que les lois de comportement en fatigue sont directement dépendantes de la nature des propriétés des durcisseurs, température de transition vitreuse et des conditions de transformation des polymères. Pour caractériser le joint de colle en fatigue, l'essai de traction cisaillement a été utilisé en alternant des cycles de charges-décharges d'une fréquence de un hertz (figure I-45) [Ferrier E. 2001].

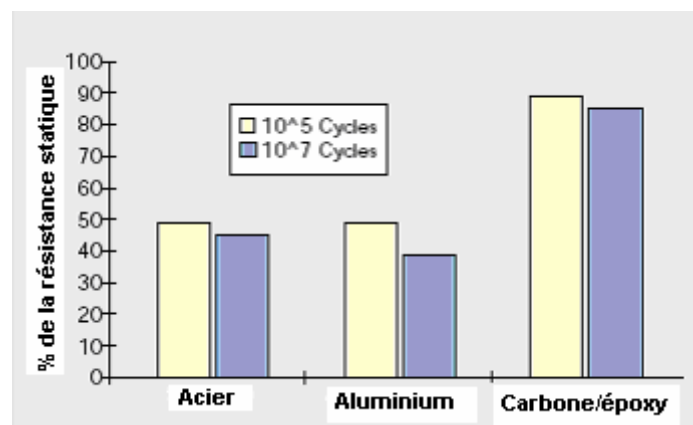


Figure **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-44 : Résultats types de la tenue en fatigue des différents matériaux du renforcement

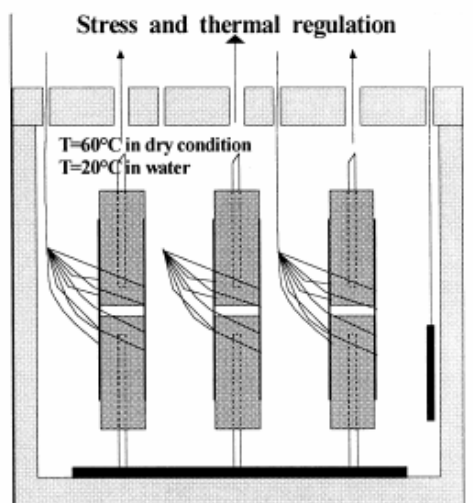


Figure **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-45 : Caractérisation de l'interface en fatigue [Ferrier E. 2001].

Dans le cas des dalles renforcées, le comportement en fatigue est de grand intérêt dans les applications de renforcement des ponts en raison des charges dynamiques cycliques. Une étude menée au Japon pour caractériser l'interface en fatigue a permis d'évaluer la contrainte au moment de décollement sous chargement cyclique à 4 MPa indépendamment du nombre des cycles [Kobayashi A. *et al.* 2003]. Dans cette étude, un essai de flexion cisaillement est mis en œuvre à l'aide de deux poutres connectées au centre par une charnière qui permet la rotation de l'une par rapport à l'autre et de créer, ainsi, une force de traction dans le joint de colle entre le béton et le composite (figure I-46). Selon l'auteur, ce type d'essai permet de surmonter le problème de transfert de charge rencontré dans les essais de traction cisaillement à l'aide des blocs de béton.

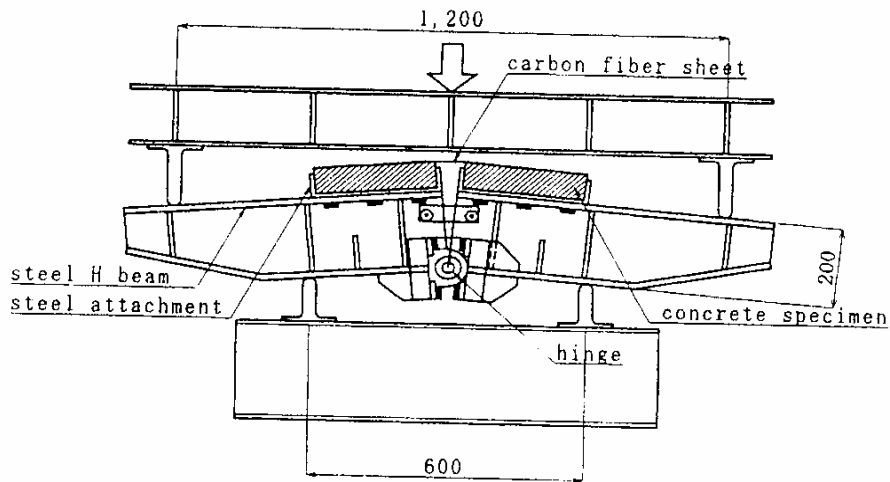


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-46 : Dispositif expérimental pour l'essai flexion-cisaillement de l'interface béton-composite [Kobayashi A. et al. 2003]

De nos jours, des techniques plus sophistiquées sont utilisées pour le suivi du comportement à long terme des structures renforcées in-situ, tel que l'utilisation des fibres optiques fixées sur la structure et connectées à un ordinateur équipé d'un modem pour la transmission des données. Cette technique présente l'avantage de donner des résultats fiables et précises en raison de l'absence des effets d'échelle, d'autre part, la longue durée de vie des fibres optiques permet le suivi du comportement à très long terme [Ferrier E. et al. 2003].

Enfin, pour étudier le phénomène de fluage, plusieurs auteurs ont étudié le comportement différé des poutres renforcées. Par exemple, [Ferrier E et al. 2001] a réalisé des essais de fluage thermo-stimulé s'appuyant sur le principe de superposition temps-température et des essais de fluage de longue durée. L'auteur conclut que, pour garantir une durabilité de la réparation, la température de transition vitreuse minimale du polymère qui permet de limiter le fluage dans l'interface est de l'ordre de 50°C.

Conclusions

On admet généralement que la durée d'exploitation d'un ouvrage en béton armé est de cinquante à cent ans, suivant son importance ou sa fonction. Durant une telle période, il est possible que des modifications importantes surviennent (changement d'exploitation de l'ouvrage ou dégradation des matériaux). Les matériaux composites présentent des avantages indéniables (caractéristiques mécaniques, poids, durabilité) qui justifient pleinement leur utilisation pour la réhabilitation des ouvrages de génie civil pour prolonger leur durée de vie.

Les principales recherches concernant la réparation par matériaux composites de poutres en béton armé ont été consacrées à l'étude des mécanismes de rupture et aux modifications induites par le collage de matériaux composites. Le bilan de cette étude bibliographique a mis en évidence les points suivants :

- La rigidité de flexion des poutres renforcées par matériaux composites n'est pas modifiée. Les modules d'élasticité des composites trop faibles, associés à une faible épaisseur par rapport à la section de la poutre ne permettent pas de modifier la rigidité des poutres ;
- A partir de la plastification des aciers, l'efficacité du composite est plus prononcée. En effet, à cette étape, l'équilibre des sections vis-à-vis des contraintes normales dépend plus de la charge maximale que peut reprendre les aciers auxquels s'ajoute l'effet repris par le composite ;
- A partir de cet état, la rupture se produit soit lorsque les déformations maximales du composite sont atteintes, soit lorsque la déformation ultime dans les aciers en traction est dépassée. Dans la majorité des cas, la rupture se produit par décollement du renfort par des mécanismes spécifiques. Ceux-ci correspondent à un délaminage dans le béton aux extrémités du renfort. Ce mode de rupture, appelé *le peeling-off*, a été particulièrement étudié dans de nombreuses études.
- La complexité des matériaux composites (comportement mécanique, sensibilité à la méthodes de mise en œuvre) rend difficile leur prise en compte dans le calcul des structures. Ces difficultés sont compensées par la définition de coefficients de sécurité à caractère conservateur.

A partir de ce bilan, des groupes de travail ont établi des recommandations (voir des normes) afin de permettre le dimensionnement des ouvrages. Il est possible de recenser cinq règlements permettant aux professionnels d'utiliser les matériaux composites comme éléments de renfort vis-à-vis de la flexion.

Le premier bilan bibliographique met en évidence que le comportement mécanique des éléments uniaxiaux, notamment les poutres renforcées, est particulièrement bien traité. Par

contre, dans l'état actuel des connaissances, le comportement des structures sous sollicitations biaxiales est peu ou pas traité. Cette observation est particulièrement importante si l'on s'intéresse à l'étude des dalles renforcées. En effet, dans la majorité de cas d'application, les éléments de structure à renforcer sont des planchers de bâtiment ou des tabliers de ponts. Dans ce cas, le schéma de sollicitation est biaxial. Cet état de chargement, associé à des géométries particulières de section (faible épaisseur, rapport hauteur/longueur, rapport des dimensions dans le plan) doit modifier le comportement des structures renforcées. Le travail de thèse est consacré à ce type particulier d'éléments de structure. Ainsi, la suite de notre travail sera consacrée au comportement mécanique et les méthodes de calcul des dalles BA. Ce bilan sera terminé par un exposé des principaux travaux réalisés sur les dalles renforcées.

APPROCHE THEORICO-EXPERIMENTALE DU COMPORTEMENT DE DALLES BA RENFORCEES PAR MATERIAUX COMPOSITES

Comportement mécanique de dalle en béton armée

Introduction

Les dalles constituent un des éléments de structure le plus classique. Du point de vue mécanique, une dalle est un élément bidimensionnel de structure plan, d'épaisseur faible par rapport à ses dimensions dans le plan. Elle résiste aux efforts auxquels elle est soumise par des mécanismes de flexion dans une ou deux directions suivant sa géométrie et ses conditions aux limites.

Il est possible de classifier les dalle en fonction de leur système porteur. On peut distinguer :

- les dalles portant dans une direction (dalles sur deux appuis). Ces dalles ont un comportement unidirectionnel et se comportent essentiellement comme des poutres, et se dimensionnent selon les mêmes principes,
- les dalles portant dans deux directions (dalles sur quatre appuis). Ces dalles ont un comportement bidirectionnel et transmettent la charge à laquelle elles sont soumises dans les deux directions du plan en direction des appuis,
- les dalles portant sur des appuis ponctuels, ces appuis sont généralement constitués de colonnes en béton ou en acier.

En fonction de leur élancement (rapport hauteur/portée), les dalles peuvent être classifiées en trois catégories : dalles minces, dalles d'épaisseur modérée et dalles épaisses (Tableau **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-1**)

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-2: Classification des dalles en

Dalle	Mince	D'épaisseur modérée	Epaisse
Elancement h/l	$1/25$ à $1/35$	$1/15$ à $1/25$	Inférieur à $1/15$

Le comportement flexionnel des dalles comprend plusieurs phases qu'il est important de distinguer : la figure II-1 illustre les phases successives du comportement d'une dalle en béton armé sous une charge qui augmente progressivement

- **Phase élastique linéaire**

Dans cette première phase de chargement (stade I), la dalle se comporte pratiquement comme une structure douée d'un comportement élastique linéaire.

- **Phase de fissuration**

La fissuration du béton apparaît dans les zones les plus sollicitées pour s'étendre sous charge croissante aux autres zones pour lesquelles le moment de fissuration est dépassé. La rigidité des sections fissurées est réduite, ce qui conduit à une modification de la répartition des moments de flexion, les moments dans les zones non fissurées augmentent plus, pour un même accroissement de charge, que dans la phase élastique. Tant que l'écoulement de l'armature ne se produit pas, l'ouverture des fissures est limitée.

- **Phase d'écoulement**

L'armature s'écoule progressivement dans les zones où les moments sont les plus élevés. Les sections où l'acier d'armature atteint sa limite d'écoulement continue de se déformer, mais le moment de flexion n'y augmente plus, ce qui cause une redistribution des moments, plus importante que dans la phase précédente. Les zones d'écoulement de l'acier s'étendent progressivement et se concentrent le long de bandes étroites où se produisent les fissures les plus ouvertes. Ces fissures se développent suivant un schéma qui dépend notamment de la géométrie de la dalle, des conditions d'appui, de la répartition des armatures et du mode de chargement.

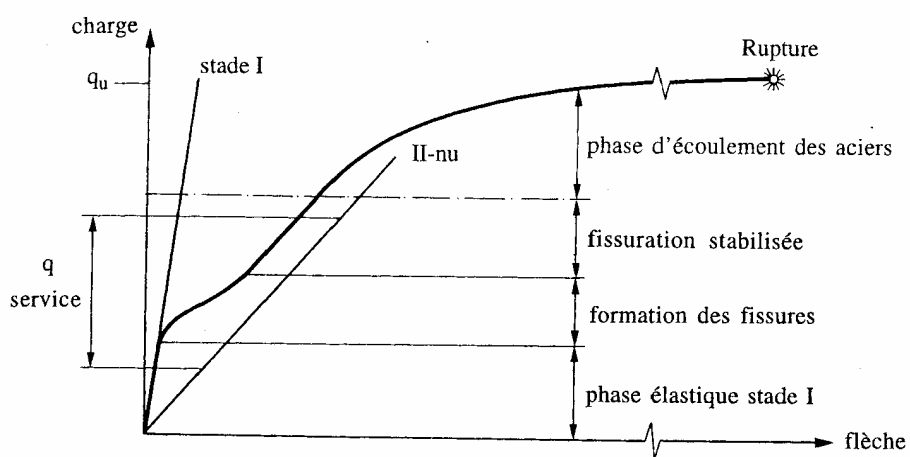


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-47 : Phases successives du comportement d'une dalle en flexion

- **Phase de rupture**

Lorsque les lignes d'articulation ont atteint un stade de développement tel que la dalle est transformée en un assemblage de sous-structures, une très légère augmentation des charge conduit à un état d'équilibre instable provoquant l'effondrement de la dalle.

Dans le domaine élastique, l'équation différentielle de Lagrange donne la relation entre la déformée $w(x,y)$ et la charge appliquée $q(x,y)$. Selon les conditions d'appuis, on trouve différentes solutions, le plus souvent sous forme de séries de Fourier (solution de Navier pour les dalles articulées sur leurs quatre côtés, solution de Maurice Lévy pour les dalles articulées sur deux côtés opposés). Dans le domaine post-élastique, la méthode cinématique est applicable aux dalles en partant d'un mécanisme admis a priori, c'est la théorie des lignes de rupture développées initialement par Johansen.

Dans le cas des dalles renforcées par composites, et contrairement au poutres renforcées, on trouve moins de travaux dans la littérature. Dans ce chapitre, et après avoir présenté les différentes approche de calcul des dalles en béton armé. Nous présentons un bilan sur l'ensemble des travaux effectués sur les dalles renforcées par matériaux composites.

Approche mécanique du comportement des dalles non fissurées

Approche par la théorie des plaques

Le calcul des plaques dans le domaine élastique, sous chargement réparti, conduit à résoudre l'équation de Lagrange

$$\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2 \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = -\frac{q}{B} \quad \text{(Erreur ! II)}$$

n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-2)

$B = \frac{E h^3}{12(1-\nu^2)}$ représente la rigidité flexionnelle de la dalle,

E = module d'Young du matériau constitutif de la dalle,

ν = coefficient de poisson,

h = épaisseur de la dalle.

Cette équation différentielle du quatrième ordre dans l'espace à deux dimensions n'ayant pas de solution mathématique exacte. Dans le cas des dalles rectangulaires articulées sur les

quatre côtés, Navier a proposé pour résoudre l'équation (II-1) de définir la charge extérieure sous la forme de double série de Fourier (figure II-2):

$$q(x, y) = \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} A_{m,n} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b}$$

(Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-2)

Les coefficients $A_{m,n}$ sont donnés par la formule :

$$A_{m,n} = \frac{4}{ab} \int_0^a \int_0^b q(x, y) \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} dx dy$$

(Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-3)

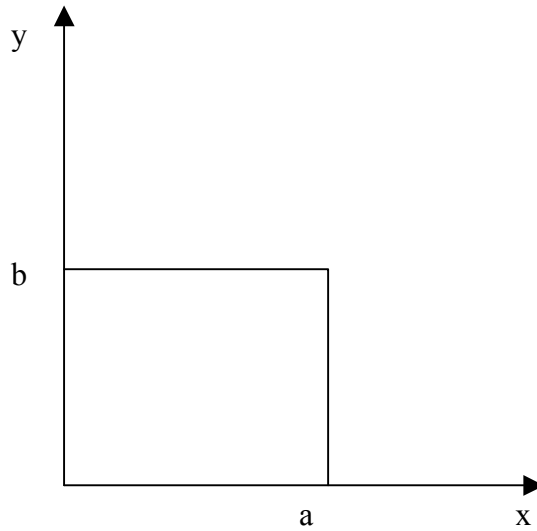


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-48: Dalle rectangulaire articulée sur quatre côtés

et la déformée devient :

$$w(x, y) = -\frac{1}{\pi^4 B} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} \left(\frac{A_{m,n}}{\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2} \right) \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \quad (\text{II-4})$$

Les moments de flexion M_1 et M_2 sont données par les séries suivantes :

$$M_1 = \frac{1}{\pi^2} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} A_{m,n} \left(\frac{\frac{m^2}{a^2} + \nu \frac{n^2}{b^2}}{\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^2} \right) \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{n\pi y}{b} \quad (\text{II-5})$$

$$M_2 = \frac{1}{\pi^2} \sum_{m=1}^{\infty} \sum_{n=1}^{\infty} A_{m,n} \frac{\frac{n^2}{b^2} + \nu \frac{m^2}{a^2}}{\left(\frac{m^2}{a^2} + \frac{n^2}{b^2} \right)^{3/2}} \sin \frac{m\pi x}{a} \sin \frac{m\pi y}{b} \quad (\text{II-6})$$

Ces séries converges très rapidement. En effet, il suffit de ne considérer que le premier terme pour obtenir la déformée w , et les trois premiers termes pour obtenir les moments à 2 ou 3% près. La figure II-3 montre la distribution des moments au milieu d'une dalle de côtés a et b pour diverses valeurs du rapport a/b [Favre R. *et al.* 1997].

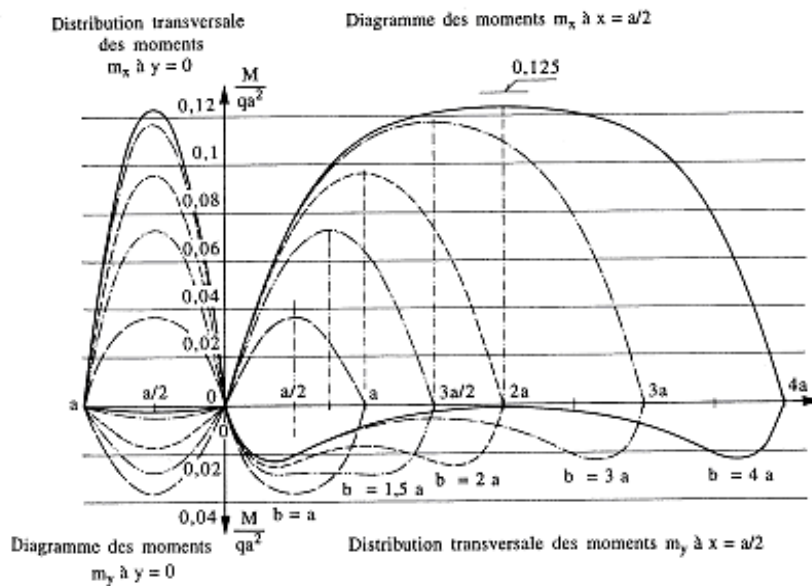


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-49: Distribution des moments dans une dalle rectangulaire pour différentes valeurs du rapport des côtés a/b et pour $\nu=0$

A partir de la solution de Navier, Pigeaud a établi des abaques qui permettent, pour un rapport donné des côtés de la dalle de calculer le moment à mi-travée dans chacune des deux directions et c'est la solution adopté par les Règles BAEL (tableau II-2). Il est rappelé que le coefficient de poisson ν du béton est pris égal à 0.20 pour le calcul des déformations et $\nu=0$ pour la vérification des contraintes ou des résistances.

Pour les charges concentrées, la convergences des termes de $w(x,y)$ développés en séries de Fourier est très mauvaise de sorte qu'il faut tenir compte de 300 à 400 termes. Les abaques de Pigeaud permettent, pour un rapport donné des côtés de la dalle et un rapport donné des

dimensions de la zone rectangulaire chargée qui a le même centre que la dalle, de calculer le moment à mi-travée dans chacune des deux directions [Thonier H. 1998].

Tableau II-2 Moments dans une dalle simplement appuyée calculés à partir de

L_x/L_y	$\nu=0$		$\nu=0,20$	
	$\mu_x=M_x/qL_x^2$	$\mu_x=M_x/M_y$	μ_x	μ_y
0,40	0,110		0,112	0,293
0,45	0,102		0,105	0,333
0,50	0,095		0,098	0,373
0,55	0,088		0,092	0,420
0,60	0,081	0,305	0,086	0,476
0,65	0,074	0,369	0,080	0,530
0,70	0,068	0,436	0,074	0,585
0,75	0,062	0,509	0,068	0,643
0,80	0,056	0,595	0,063	0,710
0,85	0,051	0,685	0,058	0,778
0,90	0,046	0,778	0,053	0,846
0,95	0,041	0,887	0,048	0,923
1,00	0,037	1,00	0,044	1,00

Notion de poutre croisée

En plus des moments de flexion, il existe dans les dalles des moments de torsion intervenant dans le terme $2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2}$ dans l'équation (II-1). si on construit un treillis de poutres de telles

façon que les poutres d'une direction reposent sur celles de l'autre par l'intermédiaire de billes, le terme $2\frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2}$ s'annule et l'équation (II-1) se réduit à $\frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = -\frac{q}{B}$.

La notion des poutres croisées est particulièrement adaptée au calcul des plaques anisotropes [Timoshenko S. 1961]. Considérons un treillis composé de deux système de poutres parallèles également espacées suivant les deux directions x et y et rigidement fixées en leurs intersection (figure II-4). Les poutres sont appuyées aux extrémités et la charge est appliquée normalement au plan xy. Si les distances a_1 et b_1 entre les poutres sont petites par rapport aux

dimensions a et b de la grille et si la rigidité à la flexion de chaque poutre parallèle à l'axe x est égale à B_1 et celle de chaque poutre parallèle à y égale à B_2 , l'équation (II-1) devient :

$$D_x \frac{\partial^4 w}{\partial x^4} + 2H \frac{\partial^4 w}{\partial x^2 \partial y^2} + D_y \frac{\partial^4 w}{\partial y^4} = -q \quad (\text{II-7})$$

avec $D_x = \frac{B_1}{b_1}$ et $D_y = \frac{B_2}{a_1}$

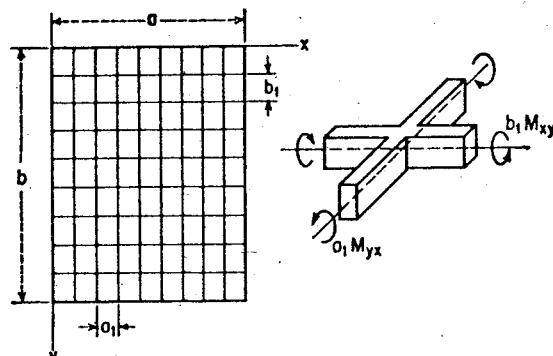


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-50: Treillis de poutres croisées

Paramètres influençant le comportement flexionnel des dalles

- **Coefficient de Poisson**

Le coefficient de Poisson, $\nu=0.15$ à 0.20 pour le béton (avec une valeur limite de zéro si l'on suppose que la fissuration du béton permet l'expansion transversale) joue un rôle important dans les dalles du fait que la déformation transversale n'est pas libre de se développer comme dans une poutre qui, par manque d'appui, est libre de se déformer dans le sens perpendiculaire au moment M_x . C'est ainsi que les moments maximaux au milieu d'une dalle carrée simplement appuyée, chargée uniformément par q varient sensiblement en fonction du coefficient du Poisson (Tableau II-3).

Tableau *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-3: Moments maximaux dans une dalle carrée simplement appuyée en fonction du coefficient de Poisson

Coefficient de Poisson ν	Moment au milieu
0	$q \cdot l^2 / 27.2$
0.15	$q \cdot l^2 / 23.6$
0.30	$q \cdot l^2 / 20.9$

• **Rapport de biaxialité**

La différence principale entre une poutre et une dalle réside en le mécanisme flexionnel des dalles dans les deux directions. Le rapport des moments de flexion M_x et M_y dépend essentiellement du rapport des côtés l_x et l_y . Le diagramme de la figure II-5 illustre la variation du rapport des moments en fonction des rapport des dimensions pour deux cas deux cas de conditions d'appui : dalle simplement appuyée et dalle encastree.

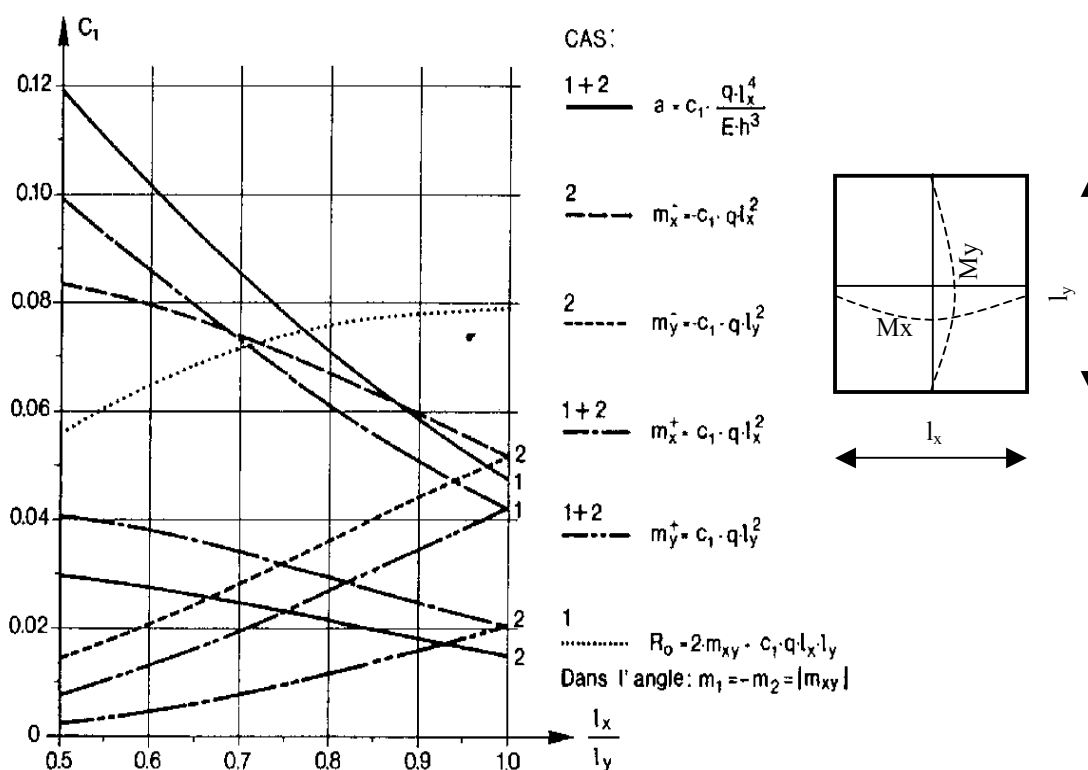


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-51: Variation du rapport des moments en fonction du rapport des dimensions [Bares R. 1979]

Comportement globale d'une dalle fissurée

En contraste avec la simplicité du modèle linéaire élastique, le comportement réel des dalles en béton est fort complexe et se caractérise par la fissuration des diverses parties de la dalle.

pour modéliser le comportement des sections fissurées, trois approches sont possibles. Approche par couches, approche par rigidité additionnelle de l'acier et approche par courbures.

- **Approche par couches**

La structure est considérée comme un empilement de couches dont chaque couche est soumise à un état plan de contrainte. Une couche i en béton est définie par rapport à un axe de référence. Chaque nappe d'armature est également représentée par une couche d'épaisseur égale à la section d'une barre divisée par l'espacement des barres.

La participation du béton tendu lorsque la structure est fissurée est introduite moyennant une loi σ - ε du béton armé tendu, ayant une branche descendante pour modéliser l'effet de raidissement du béton (tension stiffening) entre les fissures.

L'approche par couches est souvent qualifiée d'approche fondamentale rigoureuse, cependant, elle est fastidieuse, lourde et exige un temps de calcul considérable.

- **Approche par rigidité additionnelle de l'acier**

Les principes de base de cette approche sont identiques à ceux de l'approche par couche. La différence fondamentale réside dans la façon de modéliser le béton armé tendue. En effet, au lieu de rapporter l'effet de raidissement dû à la contribution du béton tendue entre les fissures sur une loi constitutive du béton tendu, cet effet est rapporté aux barres d'armature moyennant une rigidité fictive additionnelle.

- **Approche par courbure**

Le principe de cette approche consiste à travailler directement sur des lois moment-courbure non linéaires en tenant compte de la fissuration et de la plastification du béton et des armatures. L'approche par courbure consiste à déterminer, sous l'effet d'un moment de flexion, les quatre valeurs suivantes :

1. Courbure au stade I.
2. Courbure au stade II .
3. Moment de fissuration en fonction de la résistance du Béton à la traction.
4. La courbure au Stade II sous l'effet du moment de fissuration.

A partir de ces valeurs, on calcule la courbure moyenne selon le Code Modèle CEB-FIP 90 donnée par (figure II-6)

pour le stade non fissuré ($M \leq$)
 (II-8)

pour le stade fissuré ($M >$) (II-9)

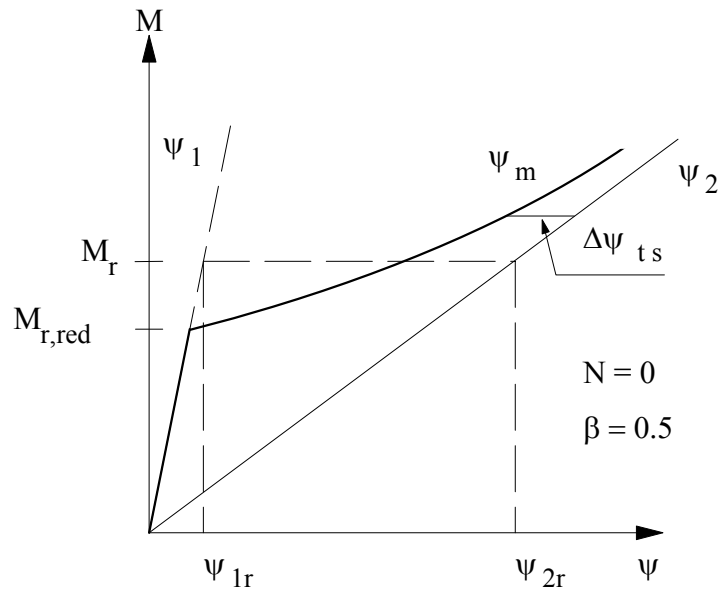
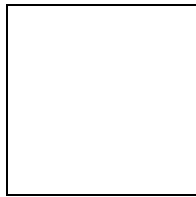


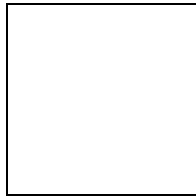
Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-52 : Relation moment courbure d'une section fissurée

avec

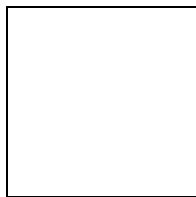
: courbure en Stade I avec prise en compte de l'armature ;



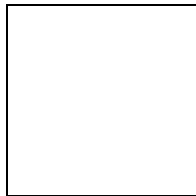
: courbure en Stade II calculée en ne tenant compte que du béton comprimé et de l'armature tendue ;



: courbure en Stade I pour le moment de fissuration M_{f1} ;



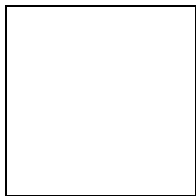
: courbure en Stade II pour le moment de fissuration M_{f1} ;



: contribution du béton tendu ;

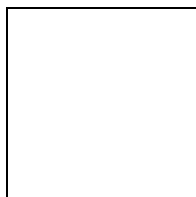
M : moment de flexion appliqué sur la section ;

M_{f1} : moment de fissuration défini comme suit :

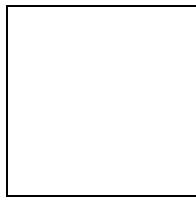


(II-10)

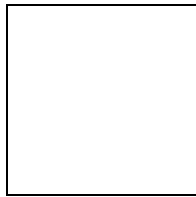
où



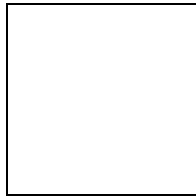
: moment de résistance de la section en Stade I en tenant compte de l'armature ;



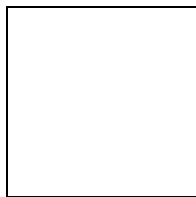
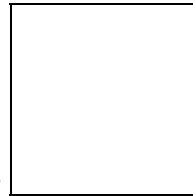
: moment de résistance de la section de béton seul ;



: coefficient permettant de tenir compte de l'influence de la durée d'application ou de la répétition des charges.



: moment de fissuration réduit,



: résistance du Béton à la traction

Approche du comportement des dalles à la rupture, méthode des lignes de rupture

Dans le domaine post-élastique, les essais à la rupture par flexion de dalles en béton armé, réalisés sur des dalles de formes variées soumises à des charges uniformément réparties ou concentrées, montrent que les trajectoires des fissures, avant l'effondrement de la dalle, sont concentrées le long des lignes qui découpent la dalle en plusieurs éléments (figure II-7). Le mécanisme de rupture des dalles est constitué donc d'un ensemble de plaque rigide connectées par des lignes de rupture dont le schéma dépend de la géométrie de la dalle, des conditions de chargement et des conditions aux limites. L'application de la méthode des lignes de rupture aux dalles consiste à évaluer la charge ultime qui conduit à la formation d'un mécanisme admis.

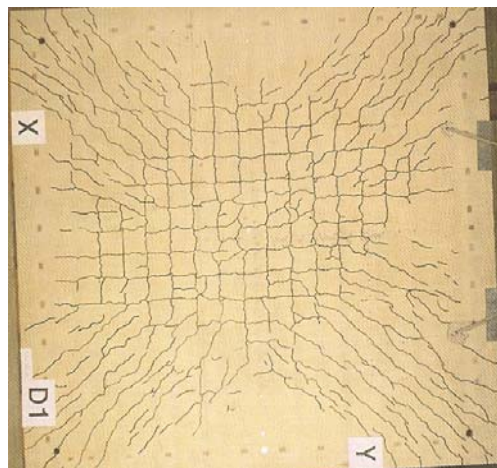


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-53: Schéma de fissuration type de dalles en béton

Hypothèses de la méthode :

- Le moment fléchissant le long des lignes de rupture est constant et égal au moment de plastification des aciers.
- Les éléments découpés par les lignes de rupture tournent autour d'axes passant par des bords appuyés. Au cas d'appui ponctuel (colonne), l'axe de rotation passe par celui-ci.
- Les éléments d'une dalle découpée par des lignes de rupture sont plans.
- Toute ligne de rupture passe par le point d'intersection des axes de rotation de deux éléments de dalle qu'elle sépare.

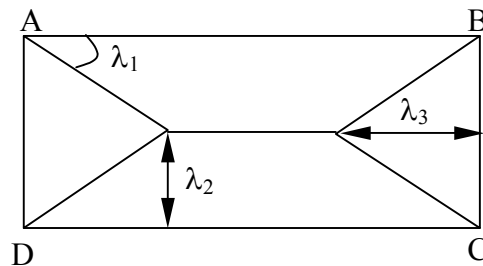


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-54 : Paramètres géométriques d'identification de la configuration de rupture

Définition d'une configuration de rupture

Les paramètres géométriques nécessaires à la définition de la configuration de rupture (angles d'inclinaison et points d'intersection des lignes de rupture) sont déterminés à partir des trois dernières hypothèses. Dans l'exemple de la figure II-8, les axes de rotation sont les axes d'appuis (AB, BC, CD et DA). On constate facilement que ce mécanisme de rupture est fonction des trois paramètres géométriques λ_1 , λ_2 et λ_3 . D'une manière générale, si les lignes de rupture découpent la dalle en n éléments et si tous les axes de rotation sont connus, $n-1$ paramètres géométriques sont nécessaires pour définir complètement la configuration de rupture. Si les axes de rotation de n éléments de dalles constituant le mécanisme de rupture ne sont pas tous connus (cas des appuis ponctuels), et si ξ est le degré d'indétermination qui subsiste dans la connaissance de ces axes de rotation, il est nécessaire de déterminer $n-1+\xi$ paramètres géométriques pour définir la configuration de rupture.

Application du théorème des travaux virtuels

La résolution du problème fait appel au principe des travaux virtuels qui exprime l'égalité entre le travail extérieur des charges appliquées à la dalle et le travail des forces intérieures au long des lignes de rupture. Cette méthode s'applique en faisant subir un déplacement quelconque δ au système, en exprimant les déplacements et rotations résultants pour tous les panneaux et lignes de ruptures, puis en égalant le travail des forces extérieures et des efforts intérieurs.

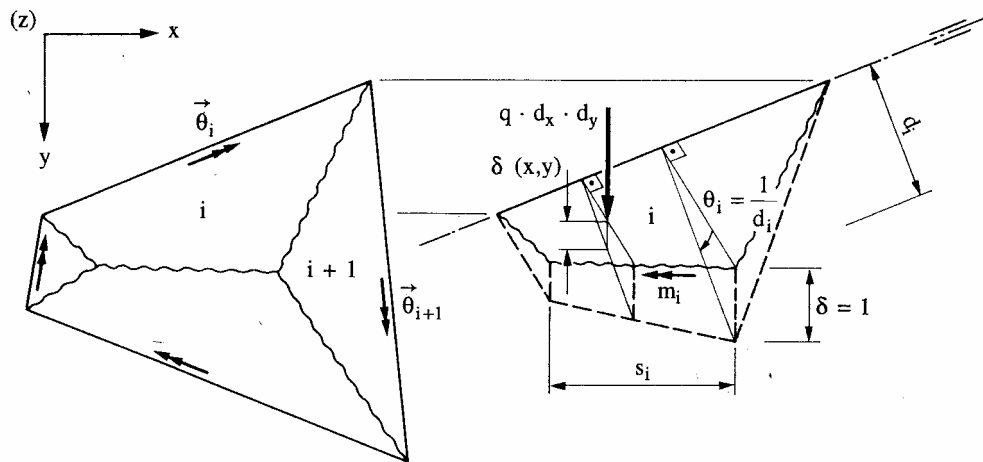


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-55 : Travaux virtuels dus à un déplacement virtuel d'un élément de dalle

Soit $dx dy$ un petit élément de dalle (figure II-9). Si l'on désigne par $\delta(x,y)$ le déplacement virtuel de cet élément, le travail virtuel A_e produit par les charges extérieures étendue à l'ensemble de la dalle vaut :

$$A_e = \iint_A q(x,y) \delta(x,y) dx dy \quad (\text{II-10})$$

Soit $\bar{\theta}_i$ la rotation de l'élément i du mécanisme de rupture et s_i un tronçon de ligne de rupture qui délimite cet élément. Soit \bar{m}_i le moment par unité de longueur agissant le long de s_i . Le travail virtuel A_i des moments \bar{m}_i vaut pour l'ensemble de la dalle (figure II-9).

$$A_i = \sum_i s_i (\bar{m}_i \bar{\theta}_i) \quad (\text{II-11})$$

avec : $\bar{m}_i \bar{\theta}_i = |\bar{m}_i| |\bar{\theta}_i| \cos(\bar{m}_i \bar{\theta}_i)$

En vertu du principe des travaux virtuels, on peut écrire :

$$A_e = A_i \quad (\text{II-12})$$

En introduisant (II-10) et (II-11) dans (II-12), il est possible d'exprimer la charge ultime q_u correspondant à un moment de résistance m_R donné (cas de l'évaluation d'une structure existante), soit d'exprimer le moment plastique m_R pour résister à une charge q_u donnée (cas du dimensionnement).

Comportement des dalles sous charge concentrée

Lorsqu'une force concentrée (réaction d'une colonne) agit normalement au plan moyen d'une dalle en béton armé, il est nécessaire de vérifier que son introduction se fasse en toute sécurité pour éviter une rupture soudaine par pénétration à travers la dalle, ce type de rupture est appelé rupture par poinçonnement. Cette forme de sollicitation se rencontre essentiellement dans les planchers-dalles, les planchers-champignons ou lorsqu'une grande charge est transmise à une dalle par des appuis ponctuels.

Le mode de rupture par poinçonnement est fort complexe et fait toujours l'objet de tentatives d'explications de la part des chercheurs. Les principaux points de son développement sont actuellement établis (figure II-10) [Favre R. *et al.* 1997] :

- Des fissures tangentiels, de forme circulaire, apparaissent très tôt (sous charge de service) à la face supérieure de la dalle au périmètre de la colonne ;
- Après formation d'une fissure circulaire importante au nu de la colonne, les fissures suivantes sont essentiellement dues aux moments tangentiels. Elles ont donc des trajectoires radiales ;
- Des fissures internes en forme de tronc de cône se créent pour des charges de l'ordre de la moitié aux deux tiers de la charge de rupture, sans pour autant influencer la résistance ;
- A l'approche de ruine, les déformations au voisinage des colonnes restent faibles ;
- La rupture se produit brutalement, sans déformation préalable significatives : la fissure tronconique entre la dalle et le cône de poinçonnement s'ouvre largement et la fente qui s'ensuit conduit à une rupture subite.

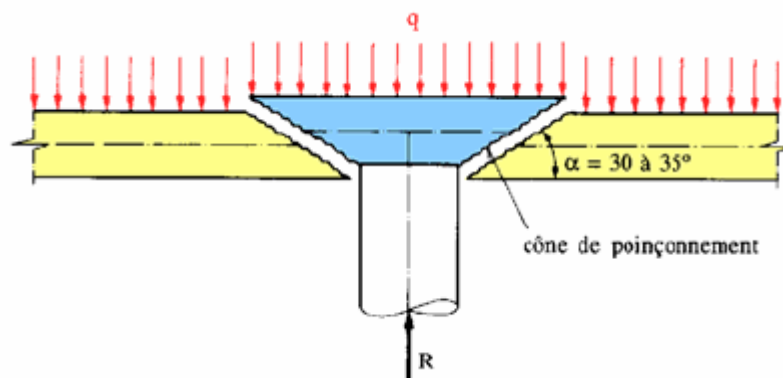


Figure **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-56 : Mode de rupture par poinçonnement

Les approches choisies par les normes de construction ainsi que les différents modèles proposés pour prédire la ruine des dalles par poinçonnement seront discutés dans la partie II.4 de ce manuscrit.

Approche du comportement mécanique par les méthodes numériques

Durant les trente dernières années, les méthodes numériques ont connu une progrès importante, qui va de pair avec le développement et l'accroissement de puissance des ordinateurs. Concernant le calcul des dalle, la géométrie et les conditions d'appuis complexes, rencontrés dans les ouvrages exceptionnels, rendent souvent difficile l'utilisation des méthodes classiques de résolution analytique (les séries doubles de Navier ou simple de Lévy limitées aux plaques rectangulaires). Ces méthodes ne donnent pas de solution pour les plaques libres sur trois côtés par exemple, ou libre sur quatre côtés (dallage). Thonier [Thonier H. 2002] propose une solution par la méthode des différences finies qui consiste à exprimer l'équation de Lagrange en fonction des déformées (les inconnues) et à résoudre un système d'équation linéaires en découpant la plaque en n^2 cases déterminant $(n+1)^2$ nœuds dont les déformations représentent les inconnues du système (figure II-11). La méthode est appliquée pour le calcul des dalles avec différentes conditions d'appuis (libres, articulés ou encastrés) ainsi que pour le calcul des dallages sur terrain multicouches où la formule de Boussinesq est utilisée pour calculer les contraintes et les déformations du terrain en surface sous dallage. La figure II-12 illustre un résultat type de calcul par différence finies d'une plaque encadrée sur deux côtés sous chargement concentré appliqué au coin libre.

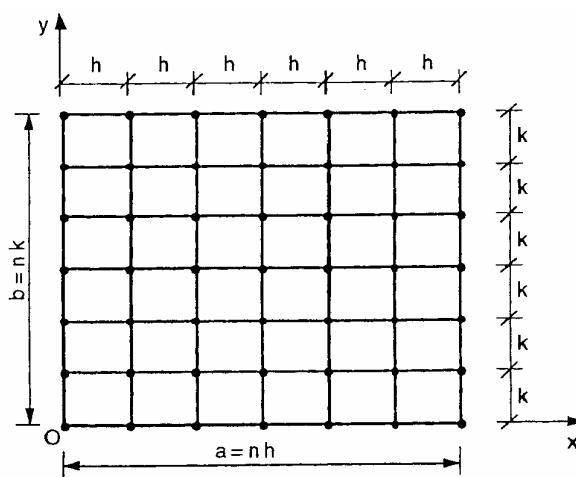


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-57: Dalle découpée en n panneaux et $(n+1)^2$ points de calcul

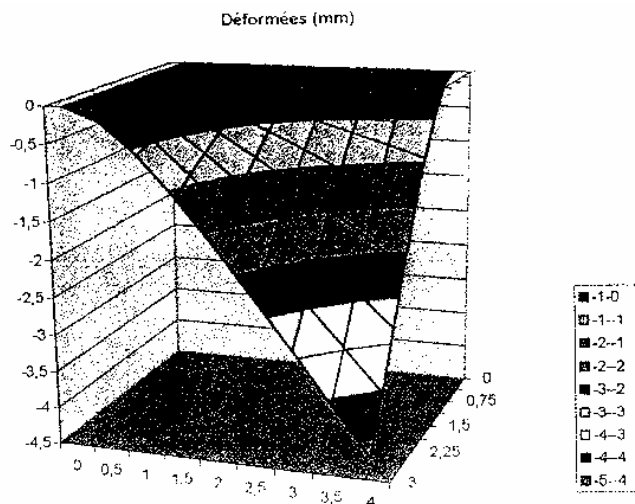


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-58: Résultat type de calcul de dalle sous chargement centré par différences finis [Thonier H. 2002]

La méthode des éléments finis est, certainement, la méthode numérique la plus utilisée pour la modélisation des structures exceptionnelles et de forme complexe. Elle permet de résoudre sans grande difficulté les problèmes de plaque de forme, d'appui et de chargement quelconque. La recherche relative aux éléments finis de plaques a connu un grand développement pendant les vingt dernières années. On trouve un nombre important d'éléments de plaque fiable fondés, en général, sur la théorie de Kirchhoff ou celle de Mindlin [Batoz J.L. et Dhatt G. 1995]

L'analyse des dalles par éléments finis a fait l'objet de nombreux travaux depuis les années 1970. Pour modéliser à l'aide d'éléments finis une dalle en béton armé, l'approche la plus utilisée est l'approche par couche qui définit la dalle comme un empilement de couches parallèles en béton et en acier [Jiang J. et Mirza F.A., 1997].

Conclusion

Le comportement des dalles se caractérise par la fissuration progressive ainsi que par divers mécanismes de résistance. Dans ce chapitre, une description générale des différentes approches possibles pour décrire les phases successives du comportement des dalles en béton armé a été présentée.

Pour le calcul à l'état limite de service, la méthode élastique est applicable jusqu'au stade de stabilisation des fissures et elle est à la base de plusieurs normes de construction. Pour le calcul des résistances, la méthode des lignes de rupture reste un outil très intéressant pour trouver une borne supérieure de la charge ultime. Plusieurs approches sont proposées pour décrire le comportement des dalles dans la phase fissurée, parmi elles l'approche par courbure adoptée dans le Code Modèle du CEB-FIP 90 et dans l'Eurocode 2 (figure II-13).

Le tableau II-4 illustre les résultats de comparaison des deux méthodes pour des dalles avec différents rapports de biaxialité. L'écart entre les moments calculés selon les deux méthodes peut atteindre 20%

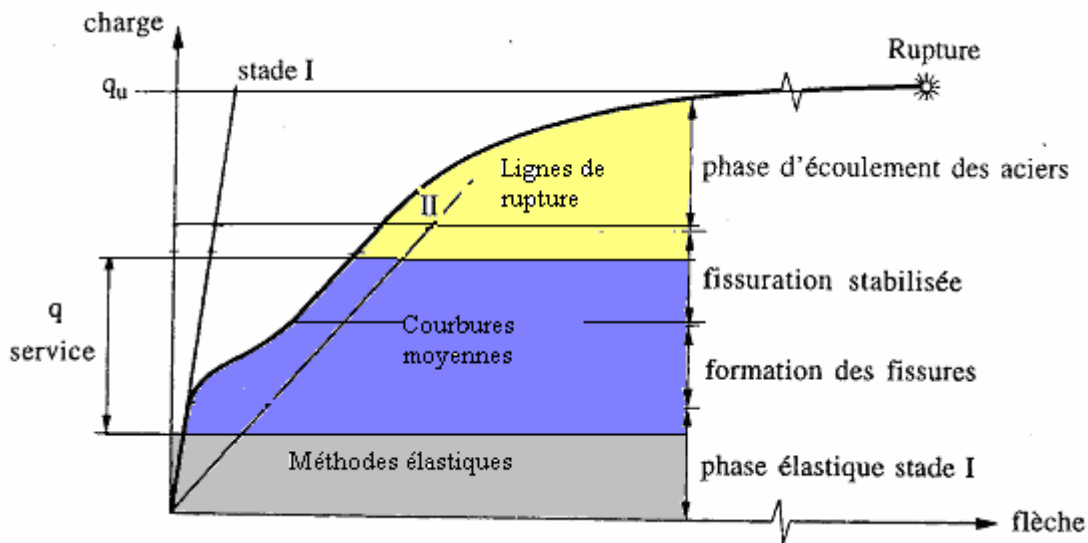


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-59 : Phases du comportement des dalles et méthodes de calcul correspondantes

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-4

Comparaison des résultats obtenus par la méthode élastique et la méthode des lignes de rupture

Dalle appuyée sur 4 côtés $\nu=0$	Méthode Navier élastique		Méthode des lignes de rupture (LDR)		LDR/Elastique
	$\mu_N=M_y/M_x$	M_x+M_y	$\mu=\mu_N$	$\mu=1$	
$\lambda=a/b$			M_x+M_y	$2M_x$	
0,0		0,156 q b ²	0,1560 q b ²	0,156 q b ²	0
0,4		0,139 q b ²	0,1241 q b ²	0,160 q b ²	-11% à +15%
0,6	0,305	0,106 q b ²	0,1116 q b ²	0,127 q b ²	+5% à +20%
0,8	0,595	0,089 q b ²	0,0992 q b ²	0,1024 q b ²	+11% à +15%
1,0	1,000	0,074 q b ²	0,0833q b ²	0,0834 q b ²	+13%

Bilan sur les travaux traitant les dalles renforcées par matériaux composites

Les études expérimentales conduites par [Erik M.A. 1995], [Shahwy M.A. 1996] et [Teng J.G. 2000] montrent l'avantage du renforcement des dalles par matériaux composites. Le renforcement des dalles se fait, généralement, par collage des composite sous forme de bandes dans les directions de chargement, ou sous forme de plaques fines obtenues à partir de préimprégnés ou des nappes tissées le plus souvent de fibre de carbone.

[Rabinovitch O., et Frostig Y. 2002] ont traité le problème d'une dalle BA renforcée par des plaques circulaires collées au centre de la dalle pour couvrir la zone du moment maximal. D'après les auteurs, la configuration circulaire du renfort en composite peut éviter la concentration de contraintes dans les coins rencontrée dans le cas des plaques rectangulaires. La modélisation réalisée prend en compte trois couches différentes avec une adhésion parfaite. La dalles en béton armé et le renfort en composite sont considérés comme des plaques minces, avec approximation en déplacement du modèle de Kirchhoff. La zone de l'adhésif est traitée avec une approche 3D. le modèle a été développé dans le cas d'une symétrie parfaite de la géométrie et du chargement. Les auteurs proposent une modélisation d'ordre supérieur pour les plaques multicouches. La théorie utilisée dans cette approche est basée sur l'équilibre et la compatibilité des déformations des différents constituants de la structure. Ce modèle divise l'état de la dalle en trois stades selon l'évolution du chargement, ceci inclut un stade de non-fissuration dans le béton, un stade de béton fissuré en traction et

un stade ultime qui correspond à un chargement de compression important dans le béton. Des rigidités globales sont calculées dans chaque stade et l'adhésif est modélisé en introduisant l'effort de cisaillement et l'effort de l'arrachement (figure II-14). L'analyse du problème aboutit à un système linéaire de dimension 14. Le modèle a été appliqué à des dalles avec cinq types de renfort : plaques d'acier, plaques composite en fibre de carbone avec et sans précontrainte et plaques composite en fibre de verre avec et sans précontrainte. Les résultats révèlent une augmentation de la charge ultime de 2 à 3 fois en comparaison avec la dalles non renforcées (figure II-15). L'auteur conclut à l'insuffisance de la prétension des plaques composites pour empêcher la rupture par décollement, un ancrage mécanique s'impose donc. Ces résultats montrent aussi la limite de la capacité flexionnelle de la dalle par le poinçonnement du fait que la charge soit concentrée au centre de la dalle.

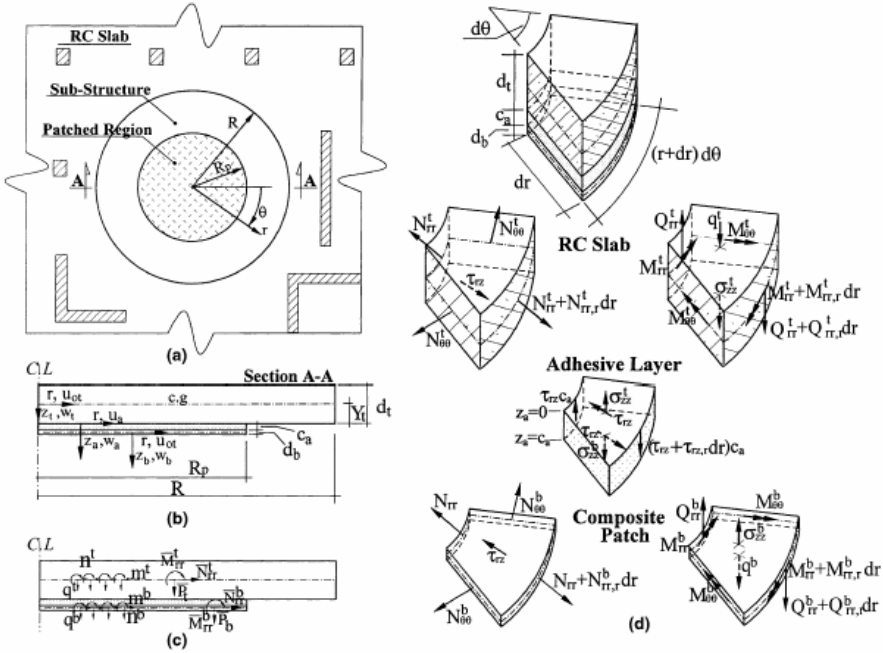


Figure **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-60 : Géométrie, charges et efforts généralisés selon le modèle multicouche de [Rabinovitch O., et Frostig Y. 2002]

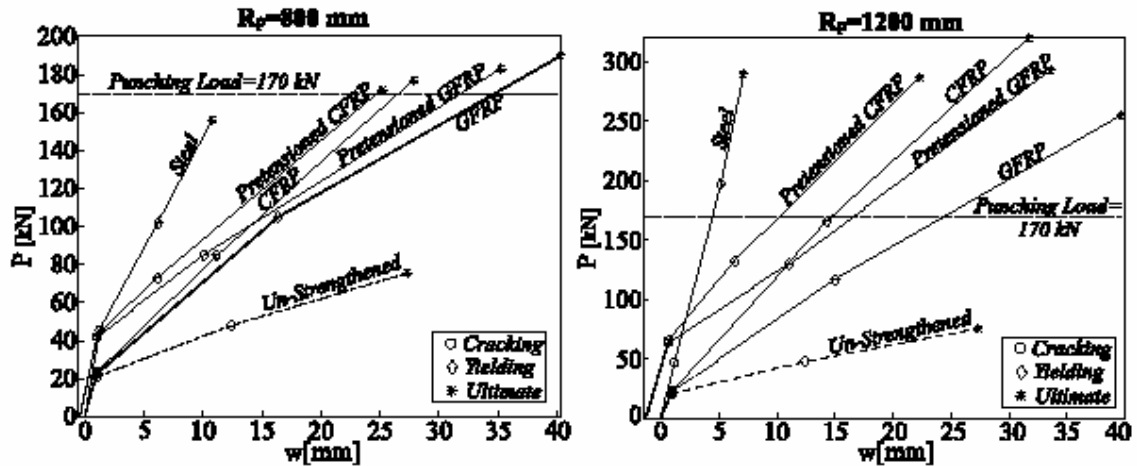


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-61 : Courbes charge-flèche pour divers systèmes de renforcement [Rabinovitch O., et Frostig Y. 2002]

[Mosallam A.S. *et al.* 2003] ont mené une étude expérimentale sur des dalles renforcées à échelle 1 (2670 × 2670 × 76 mm). Les renforts sont des bandes en composite carbone/époxy et verre/époxy de 0,46 m de largeur espacées de 0,46 m collées dans les deux directions, il en résulte un stratifié bidirectionnel (90°/0°/90°/0°) (figure II-16). Le chargement se fait sous forme de pression hydrostatique appliquée uniformément par le biais d'une membrane remplie d'eau et la pression augmente à une vitesse relativement faible (3,45 kPa/min) (figure II-17). La rupture commence par apparition des fissure dans la zone non renforcée et par la suite la rupture en compression du béton et plastification des aciers. Le composite atteint 43% de sa déformation ultime et la charge ultime des dalle renforcées était 200% celle des dalle non renforcées (figure II-18). Les résultats expérimentaux ont été confrontés aux résultats des calculs par éléments finis et la corrélation fut assez bonne (figure II-19).

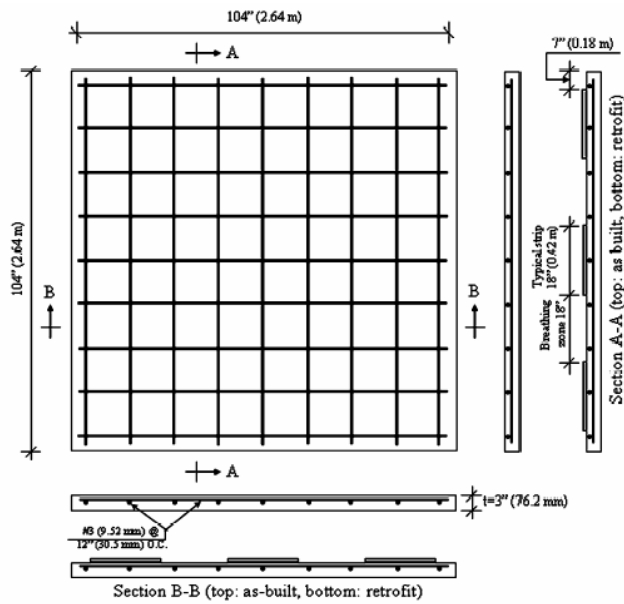


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-62 : Caractéristiques de la dalle en BA renforcées par des bandes en fibres de carbone [Mosallam A.S. et al. 2003]

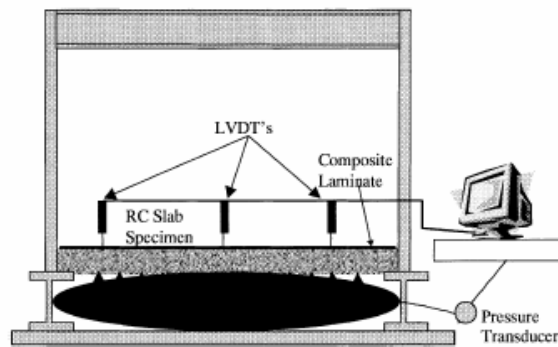


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-63 : Dispositif expérimental : chargement uniforme [Mosallam A.S. et al. 2003]

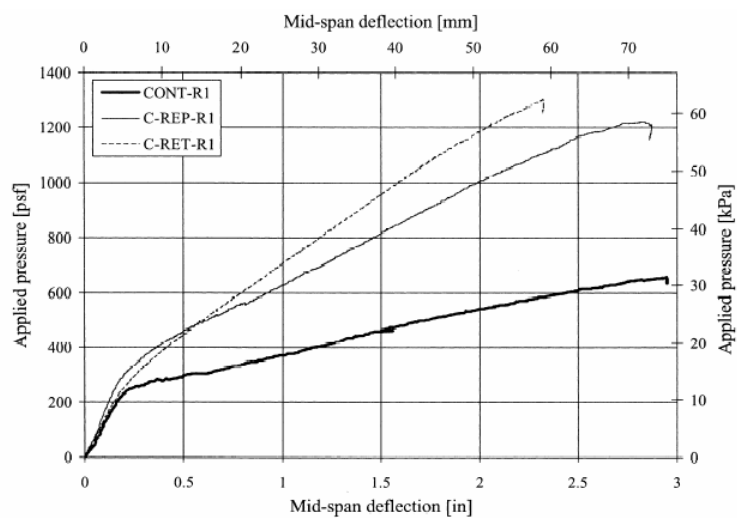


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-64 : Effet du renforcement sur la courbe charge –flèche [Mosallam A.S. et al. 2003]

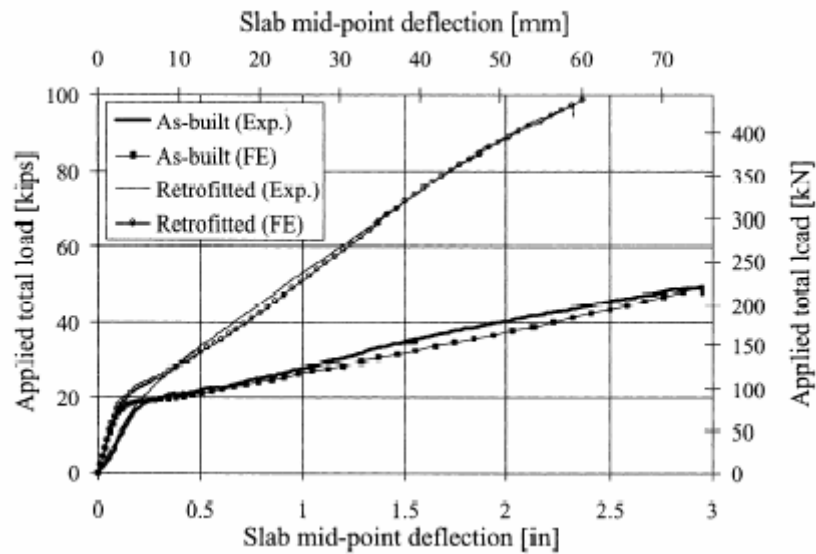


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-65 : Comparaison entre les résultats expérimentaux et ceux des calculs par EF

[Teng J.G. et al. 2001] ont réalisé une étude expérimentale sur dalle en BA en porte-à-faux renforcée par des bandes en fibres de verre. Les bandes composite sont ancrées dans le béton. Elles sont introduites dans des encoches remplies de mortier et d'époxy dans le mur d'ancrage (figure II-20). Les auteurs ont traité dix dalles décomposées en trois groupes A, B, et C pour étudier l'influence de différents paramètres tel que le degré de renforcement en acier et en composite (tableau II-5).

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-5: caractéristiques des dalles testées

Dalle	Largeur (mm)	Epaisseur (mm)	Enrobage (mm)	Résistance Béton (MPa)	Résistance Acier (MPa)	Acier	Bandes Composite (mm ²)
A1	500	104.0	27	41.2	335	5XHA8	0
A2	500	102.2	8	42.4	306	5XHA8	40X1.7X1
A3	501	101.0	15	41.2	360	5XHA8	80X1.6X1
A4	500	100.9	18	38.4	314	5XHA8	80X3X2
B1	500	101.9	11	36.6	455	5XHA6	0
B2	500	100.2	7	39.6	808	5XHA6	40X1.92

B3	502	102.1	14	29.5	400	5XHA6	80X1.49
C1	501	103.2	19	42.3	316	5XHA10	0
C2	500	102.5	19	42.5	354	5XHA10	40X1.67
C3	500	101.1	14	39.4	304	5XHA10	80X1.69

Deux modes de rupture ont été observés. D'une part, le décollement total des bandes composite dans le cas des dalles avec un degré de renforcement élevé (0.5%) (dalles A3, A4, B3, et C3). Pour ces dalles ni le béton, ni les bandes de matériaux composites n'ont atteint leur résistance ultime. D'autre part, les dalles moins renforcées (dalles A2, B2, et C2) ont présenté un mode de rupture mixte avec un décollement partiel du renfort et une rupture des fibres de verre en traction. Les figures II-21, II-22 et II-23 montrent les résultats de cette étude expérimentale, et comme on peut le constater, le composite a un effet plus important sur la résistance de la dalle que sur sa rigidité, cependant, le mode de rupture des dalles non renforcées et plus ductile que celui des dalles renforcées.

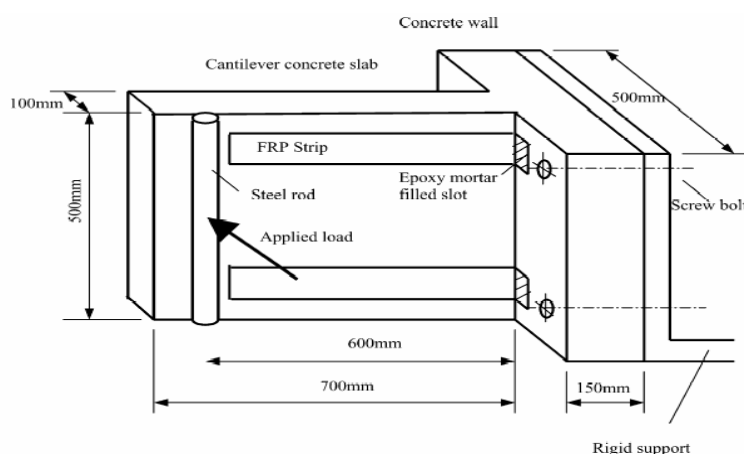


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-66 : Description de l'essai de dalle en porte à faux [Teng J.G. et al. 2001]

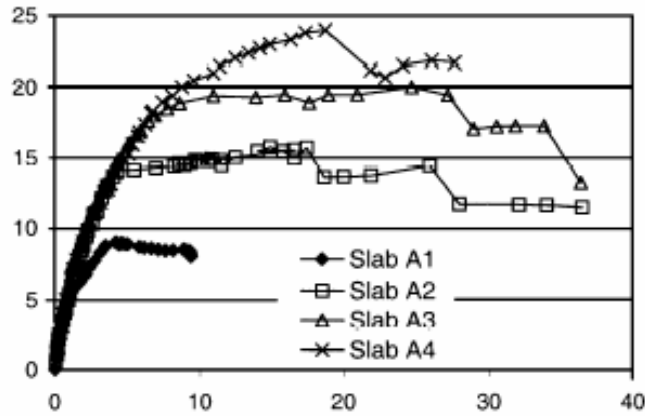


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-67 : Courbes charge-flèche du groupe A [Teng J.G. et al. 2001]

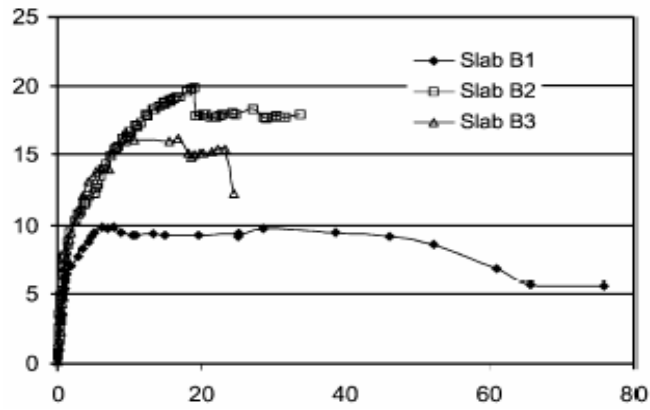


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-68 : Courbes charge-flèche du groupe B [Teng J.G. et al. 2001]

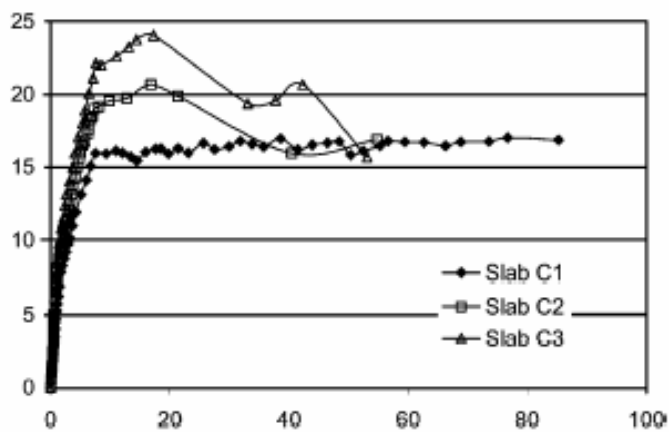
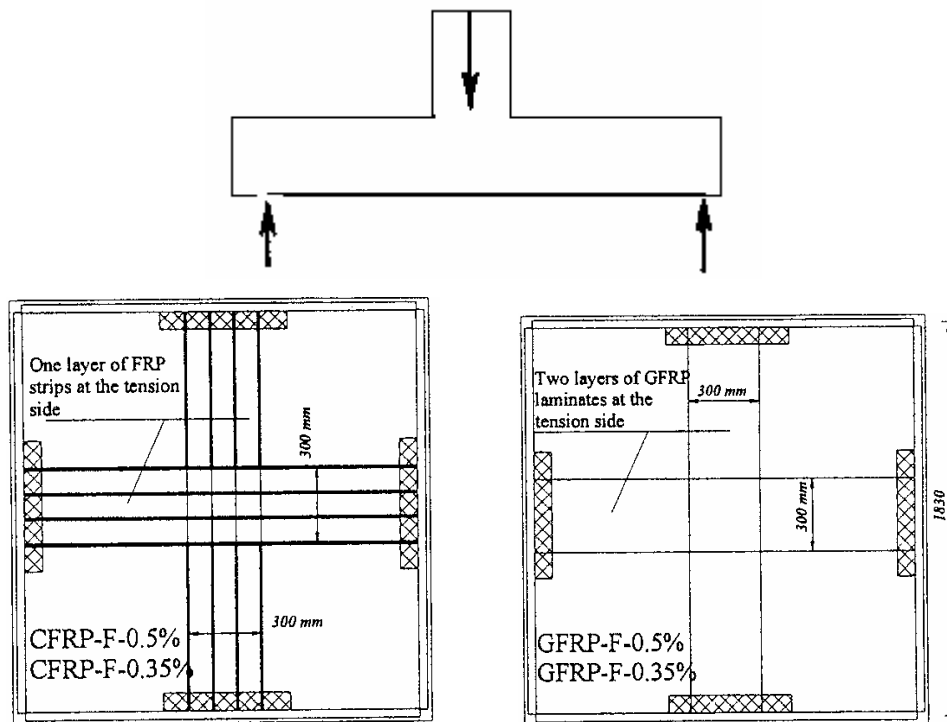


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-69 : Courbes charge-flèche du groupe C [Teng J.G. et al. 2001]

[Marzouk H. et al. 2003] ont mené une étude expérimentale sur des dalles carrées (1900×1900×150mm) avec deux pourcentages d'armature : 0.35% et 0.50%. Les dalles sont renforcées par des bandes en composite carbone/époxy et verre/époxy couvrant 30% de la face tendue de la dalle. Un seul pli en composite carbone/époxy haute résistance (2800 MPa) est collé dans chacune des deux directions, pour le renforcement en composite verre/époxy (600 MPa), deux plis sont collés dans chacune des deux directions. Le chargement est appliqué à l'aide d'une colonne implantée au centre de la dalle (figure II-24).

Les résultats expérimentaux ont montré une augmentation de la charge ultime de 36% avec un gain plus important dans le cas des dalles renforcées à l'aide du composite en fibres de carbone. L'ajout de plis supplémentaires sur les bords n'a pas empêché le décollement des bandes composites qui fut le mode de rupture prédominant et les essais ont été arrêtés avant l'effondrement total de la dalle pour éviter une rupture brutale par poinçonnement. Les auteurs présentent aussi les résultats de l'analyse par éléments finis de la dalle renforcée basé sur un modèle élasto-plastique du béton en supposant une adhérence parfaite entre le béton et le composite. Le modèle tient en compte du comportement de béton fissuré, la dégradation du module du cisaillement et le composite est pris en considération en augmentant la rigidité du béton dans la phase fissurée (*tension stiffening*).



[Limam O. 2003] s'est intéressé à la modélisation du mode de rupture par décollement du renfort composite en considérant la dalle renforcée comme un tri-couche, la couche inférieure représentant le matériaux composite, la couche intermédiaire le treillis d'acier et la couche supérieure le béton. Dans son travail, l'auteur a développé un modèle de calcul à la rupture à partir du modèle multiparticulaire des matériaux multicouches (M4). Le modèle utilisé est le modèle M4_2n+1 (2n+1 désignent le nombre de champs cinématiquement admissibles, n étant le nombre de couches du multicouche). Ce modèle permet l'analyse des efforts interlaminaires dans un multicouche.

Le développement consiste, d'abord, à écrire un critère de rupture portant sur les efforts généralisés du modèle M4_2n+1 à partir des critères de rupture portant sur les contraintes tridimensionnelles. Dans un deuxième temps, l'auteur défini, en plus des déplacements généralisés du modèle M4_2n+1 aux niveaux des interfaces et dans les couches (figure II-25). Enfin, deux approches sont présentées : une approche par l'intérieur par les efforts généralisés

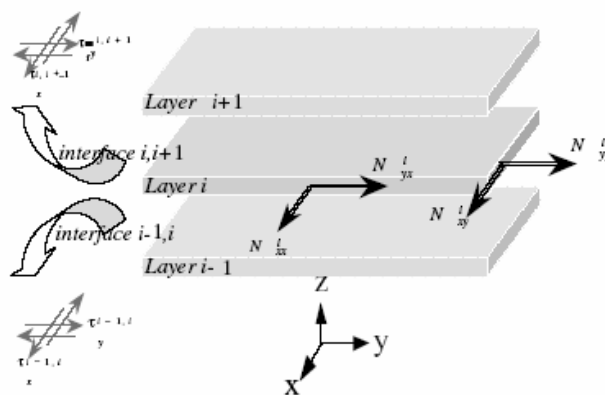


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-71 : Modèle multicouche M4-2n+1
[Limam O. 2003]

et une approche par l'extérieur par les vitesses généralisées. La théorie développée peut s'appliquer sur des plaques multicouches pour différentes conditions aux limites et différents cas de chargement.

Des essais sont réalisés sur des poutres et des dalles en béton armé réparées par des matériaux composites, le mode de rupture était le décollement des bandes composites (figure II-26), une comparaison est faite entre les résultats théoriques et expérimentaux montre une bonne corrélation de ce modèle avec les résultats des essais (figure II-27).

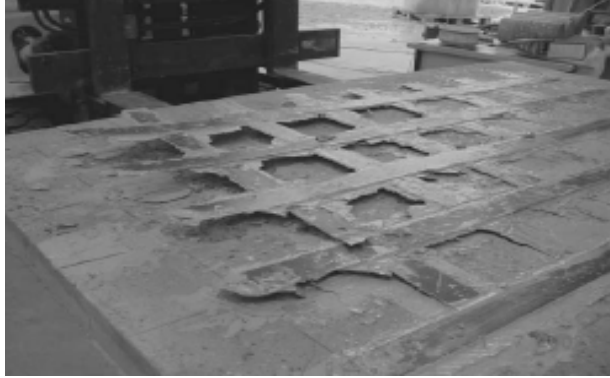


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-72: Mode de rupture relatif au décollement des bandes composite [Limam O. 2003]

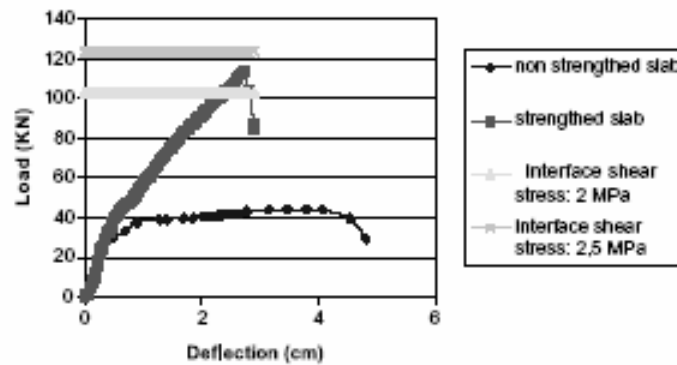


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-73: Comparaison des prédictions du modèle aux résultats expérimentaux [Limam O. 2003]

D'autres travaux ont été réalisés sur le renforcement des dalles portant dans une seule direction [Abdalla H.A. 2003], [Tan K.H. et al. 2003], [Van Den Einde L. et al. 2003] et [Tann D.B. 2003]. Cependant, ces dalles se comportent essentiellement comme des poutres et se dimensionnent selon les mêmes principes.

Conclusion

Le comportement des dalles en béton armé se distingue à deux niveaux : la bi-axialité du chargement et la faible épaisseur des éléments de structures.

Dans le premier cas, les armatures en acier sont disposées d'une façon orthogonale avec des ratios de renforcement qui dépend des rapports de portée. Le comportement des dalles

s'apparente alors à un comportement de poutre sollicitée bi-axialement avec un rapport de sollicitation (M_x/M_y) fonctions du ratio des portées (l_x/l_y). Le schéma de fissuration du béton est alors particulièrement modifié. Ce réseau est généralement très diffus du centre de la dalle vers les appuis.

Dans le deuxième cas, un nouveau type de rupture est à considérer. Il s'agit d'une rupture par poinçonnement. Ce mode de rupture se caractérise par un cisaillement du béton dans l'épaisseur de la dalle.

Comme le montre les études déjà effectuées, le collage de matériaux composites semble être une technique prometteuse pour le renforcement des structures en béton armé. Dans le cas des dalles, le composite peut être utilisé sous formes de bandes réparties sur la face tendue, en plaques collées au centre de la dalle pour couvrir la zone la plus sollicitée ou en stratifié réparti sur la totalité de la dalle. Parmi les modèles proposées pour décrire le comportement ultime des dalles renforcées, il y a ceux qui font appel aux éléments finis et ceux basés sur l'analyse des efforts généralisés en considérant la dalle et le renfort composite comme une plaque multicouches. Cependant, peu de travaux ont été effectués sur le renforcement des dalles soumise à un chargement centré, bien que cette forme de sollicitation soit souvent rencontrée en particulier dans les planchers-dalles ou lorsqu'une grande charge est transmise à une dalle par des appuis concentrés.

D'autre part, dans les considérations du calcul des dalles en béton armé, on a admis tacitement que les barres d'armature sont perpendiculaires aux lignes de rupture. En réalité, et d'après le schéma de fissuration des dalles, les lignes de rupture croisent les barres d'acier à un angle α (figure II-28). Cette constatation est particulièrement importante dans le cas des dalles renforcées par composite croisé. En effet, et contrairement aux barres d'acier, l'inclinaison de l'axe de sollicitation par rapport à la direction des fibres s'accompagne par une chute brutale de la résistance du composite et, par conséquent, des risques de rupture prématurée dans le composite.

Suite à ce bilan, il apparaît indispensable d'étudier le comportement spécifique des renforts externes par matériaux composites, ainsi que les modifications affectant le mode de rupture des dalles suite à l'application du renfort composite. C'est dans cette direction que nous projetons la suite de notre travail qui fera l'objet d'une étude théorico-expérimentale du

comportement des dalles renforcées sous chargement centré avec l'investigation du comportement biaxial du renfort composite.

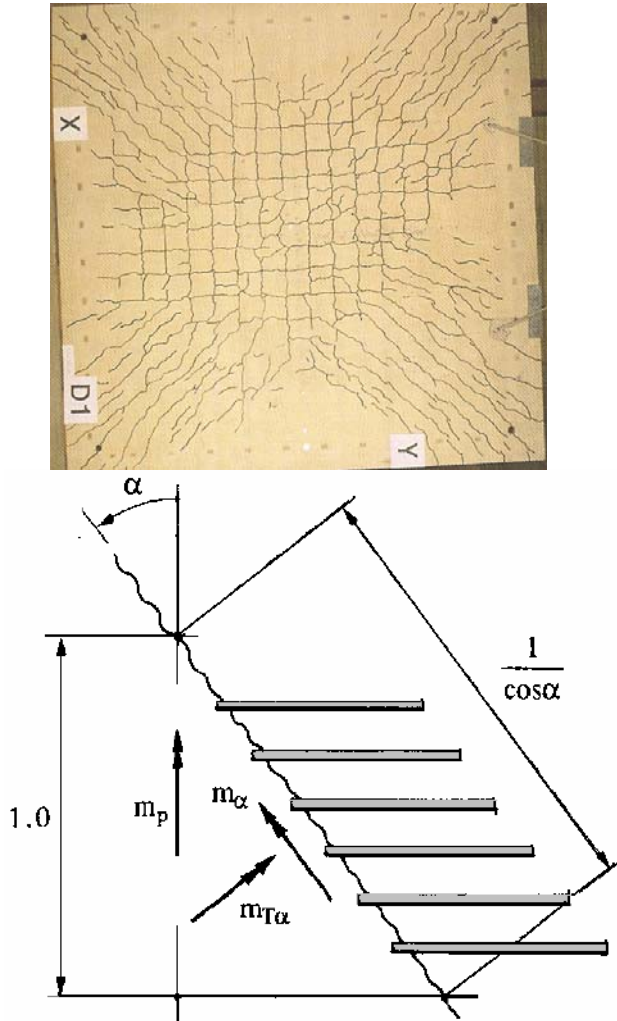


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-74 : Schéma de fissuration et condition de sollicitation réelles des acier d'armature

Critère de rupture des renforts composites sous sollicitations bi-axiale

Introduction

L'anisotropie des matériaux composites et la variation de leur résistance en fonction des directions et du signe des contraintes rendent complexe la prévision de leur rupture.

Généralement on distingue trois mécanismes élémentaires d'endommagement dans un composite : soit la rupture de la fibre, la fissuration de la matrice et la décohésion de l'interface fibre-matrice. La rupture finale du composite est le résultat de l'accumulation des divers mécanismes élémentaires. De façon plus exhaustive, les tableaux A-1 et A-2 de l'annexe A dressent des listes détaillées des modes de rupture susceptibles d'apparaître dans un composite monocouche et dans un composite stratifié respectivement [ASE, 1986]. Dans le premier tableau, on dénombre treize mécanismes d'endommagement tandis que le second n'en compte que six dont certains, tels que le délaminage à partir des bords libres et la tension et cisaillement interlaminaire, sont propres aux stratifiés et ne peuvent avoir lieu dans un composite monocouche. Le comportement d'un composite diffère donc selon que le composite soit isolé sous forme unidirectionnel ou incorporé dans un stratifié, notamment en matière de mécanisme de rupture et par conséquent de résistance.

Avec l'augmentation des applications des composites dans les différents domaines, le besoin d'un critère de rupture général applicable à ces matériaux sous différents états de chargement s'est fait sentir. Les critères développés sont principalement de deux sortes :

1. Critères à interaction où les différentes composantes de contraintes sont combinées dans une expression unique dont la valeur est comparée à une valeur critique pour indiquer si l'état de contrainte est sécuritaire pour le matériau ou s'il y a risque de rupture. L'enveloppe de rupture résultante pour un matériau transversalement isotrope (composites à renfort unidirectionnel) est une surface continue et fermée dans l'espace $\{\sigma_1, \sigma_2, \tau_{12}\}$ telle qu'une ellipsoïde

2. Des critères basés sur différents modes de rupture. Chaque mode de rupture est caractérisé par une expression. Ces expressions sont simples du type contrainte maximale si le mode de rupture est contrôlé par une seule composante de contrainte ou plus complexe du type à interaction si plusieurs composantes de contrainte contribuent à l'apparition de ce mode de rupture. L'enveloppe de rupture résultante est une surface fermée discontinue constituée de l'intersection de plusieurs surfaces.

Les critères de rupture à interaction ont suscité plus d'intérêt chez les chercheurs en raison de leur simplicité et de leur souplesse.

Dans cette revue bibliographique, les principaux critères de rupture classiques ainsi que d'autres critères formulés récemment seront présentés. Les techniques reliées à leur application aux composites stratifiés seront brièvement revues. Finalement, une étude comparative sera dressée via la superposition des enveloppes de rupture afin de montrer les différences entre ces théories.

Critères de rupture

Dans cette partie, un bilan bibliographique des critères de rupture des matériaux composites est effectué. Les critères représentatifs des différentes théories seront ensuite utilisés afin d'évaluer la résistance biaxiale des composites utilisés dans le cas du renforcement des dalles.

Critère de la contrainte maximale et de la déformation maximale

Les premiers critères de rupture appliqués aux matériaux composites sont des adaptations directes des critères les plus simples initialement développés pour les matériaux isotropes, soit le critère de la contrainte normale maximale de Rankine et celui de la déformation principale maximale de Saint-Venant. Les contraintes et les déformations sont exprimées dans les directions d'orthotropie du matériau. Il en a résulté les deux expressions suivantes [Berthelot J. M., 1998] :

Critère de la contrainte maximale :

$$\text{Max} \left\{ \frac{\sigma_1}{x^t}, \frac{\sigma_1}{-x^c}, \frac{\sigma_2}{y^t}, \frac{\sigma_2}{-y^c}, \left| \frac{\tau_{12}}{s} \right| \right\} = 1 \quad (\text{II-13})$$

Critère de la déformation maximale :

$$\text{Max} \left\{ \frac{\varepsilon_1}{\varepsilon_1^{ut}}, \frac{\varepsilon_1}{-\varepsilon_1^{uc}}, \frac{\varepsilon_2}{\varepsilon_2^{ut}}, \frac{\varepsilon_2}{-\varepsilon_2^{uc}}, \left| \frac{\gamma_{12}}{\gamma_{12}^u} \right| \right\} = 1 \quad (\text{II-14})$$

Où

x^t et x^c sont les résistances en tension et en compression longitudinale ;

y^t et y^c sont les résistances en tension et en compression transversale ;

S est la résistance en cisaillement ;

ε_1^{ut} et ε_1^{uc} sont les déformations à la rupture en traction et en compression longitudinale ;

ε_2^{ut} et ε_2^{uc} sont les déformations à la rupture en traction et en compression transversale ;

Les deux critères comparent les composantes de contrainte ou de déformation à une des valeurs critiques déterminées expérimentalement par des essais uniaxiaux et aucune interaction entre ces composantes n'est considérée.

La figure II-29 illustre les enveloppes de rupture correspondant à ces deux critères pour un composite donné dans le plan $\{\sigma_1, \sigma_2\}$.

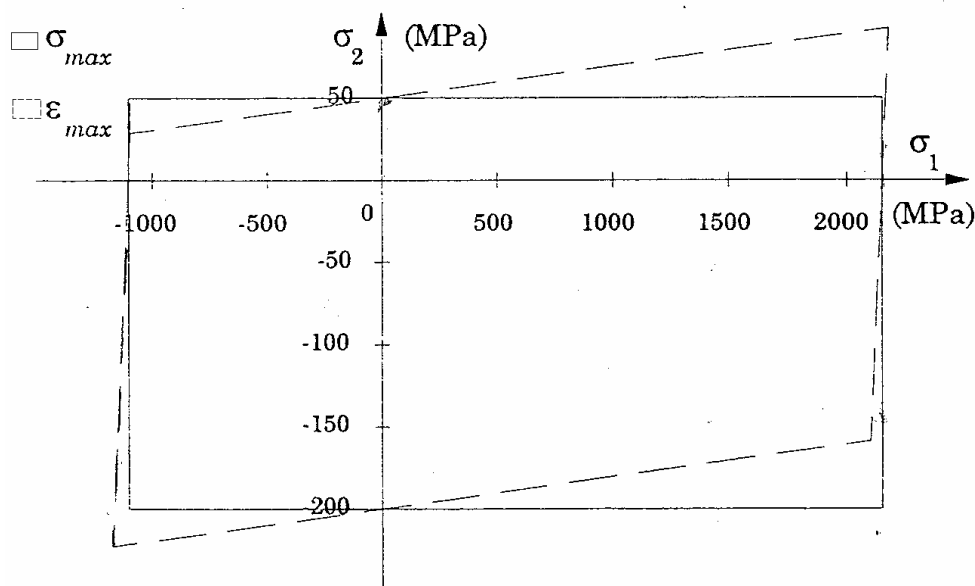


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-75: Enveloppe de rupture selon le critère de la contrainte maximale et la déformation maximale pour un composite unidirectionnel en carbone/époxy [Berthelot J.M. 1992]

Certains chercheurs ont modifié le critère de la contrainte maximale en y introduisant les propriétés des constituants. Stowell et Liu (1961) ont remplacé la résistance longitudinale du pli par celle de la fibre et les résistances transversales et en cisaillement par celle de la matrice. L'expression de leur critère est alors la suivante [Nahas M. N., 1986] :

$$\text{Max} \left\{ \frac{\sigma_1}{x_f}, \frac{\sigma_2}{y_m}, \frac{\tau_{12}}{s_m} \right\} = 1 \quad (\text{II-15})$$

Ce critère a été appliqué uniquement à des cas de chargement unidirectionnel hors axe. Pour tenir compte de l'interaction fibre-matrice, Kelley et Davis ont introduit des coefficients arbitraires pour corriger les résistances transversales et en cisaillement. Leur critère s'exprime alors ainsi [Nahas M. N., 1986] :

$$\text{Max} \left\{ \frac{\sigma_1}{x_f}, \frac{\sigma_2}{1.15y_m}, \frac{\tau_{12}}{1.5s_m} \right\} = 1 \quad (\text{II-16})$$

Dans le même but, Prager (1965) a utilisé des approximations des résistances du pli par des fonctions des résistances de la matrice, c'est à dire [Nahas M. N., 1986] :

$$\text{Max} \left\{ \frac{\sigma_1}{x_f}, \frac{\sigma_2}{f_1(y_m, s_m)}, \frac{\tau_{12}}{f_2(y_m, s_m)} \right\} = 1 \quad (\text{II-17})$$

Critères à interaction

Les critères de la contrainte maximale et de la déformation maximale ont été prouvés inefficaces dans des conditions autres que le chargements uniaxiaux simples. Les chercheurs se sont alors tournés vers des critères faisant intervenir toutes les composantes de contraintes dans une équation unique.

En 1948, Hill a développé un critère de rupture pour les matériaux laminés, matériaux anisotropes à 10%. Son critère est basé sur le principe de l'énergie de distorsion tel que le critère de Von Mises pour les matériaux isotropes. Pour un état plan de contrainte, le critère de Hill s'écrit comme suit [Rowlands R. E., 1985] :

$$\left(\frac{\sigma_1}{X} \right)^2 - \left(\frac{1}{X^2} + \frac{1}{Y^2} - \frac{1}{Z^2} \right) \sigma_1 \sigma_2 + \left(\frac{\sigma_2}{Y} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{12}}{S} \right)^2 = 1 \quad (\text{II-18})$$

Avec X ; Y et Z sont les résistances principales du matériau selon les directions des fibres, transversale et normale au plan respectivement S étant la résistance du matériau en cisaillement.

Hill a considéré des résistances en tension et en compression identiques. Pour un matériau isotrope, pour lequel X=Y=Z=SY (SY est la limite d'écoulement), le critère de Hill se réduit à celui de Von Mises. La théorie de Hill n'a pas été prouvée efficace pour prédire la rupture des matériaux composites, cependant elle a été l'origine de plusieurs théories ultérieures développant les critères à interaction.

Ashkenazi a formulé un critère de rupture pour les matériaux faiblement anisotropes. Cette formule se voulait une autre extension de celle de Von-Mises. Son expression est la suivante [Rowlands R. E., 1985] :

$$\left(\frac{\sigma_1}{X}\right)^2 + \left(\frac{4}{(X_{45})^2} - \frac{1}{X^2} - \frac{1}{Y^2} - \frac{1}{S^2}\right) \sigma_1 \sigma_2 + \left(\frac{\sigma_2}{Y}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{12}}{S}\right)^2 = 1 \quad (\text{II-19})$$

X_{45} est la contrainte à la rupture d'un coupon chargé en tension selon un angle de 45° par rapport à la direction des fibres.

Azzi et Tsai ont modifié le critère de Hill. Ils ont considéré les composites renforcés de fibres transversalement isotropes, donc $Y=Z$, et ont utilisé des résistances différentes en tension et en compression. Le critère de Azzi-Tsai, plus communément appelé critère de Tsai-Hill, s'écrit comme suit [Rowlands R. E., 1985] :

$$\left(\frac{\sigma_1}{X^{1/c}}\right)^2 - \frac{\sigma_1 \sigma_2}{X^{1/c} X^{1/c}} + \left(\frac{\sigma_2}{Y^{1/c}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{12}}{S}\right)^2 = 1 \quad (\text{II-20})$$

Où l'exposant $1/c$ indique une résistance en tension et en compression en fonction du signe de la contrainte correspondante. C'est le critère le plus populaire de sa catégorie, il tient compte des résistances distinctes en tension et en compression et il est très simple à utiliser. La figure II-30 illustre l'enveloppe de rupture correspondante au critère de Tsai-Hill pour un composite unidirectionnel dans le plan $\{\sigma_1, \sigma_2\}$

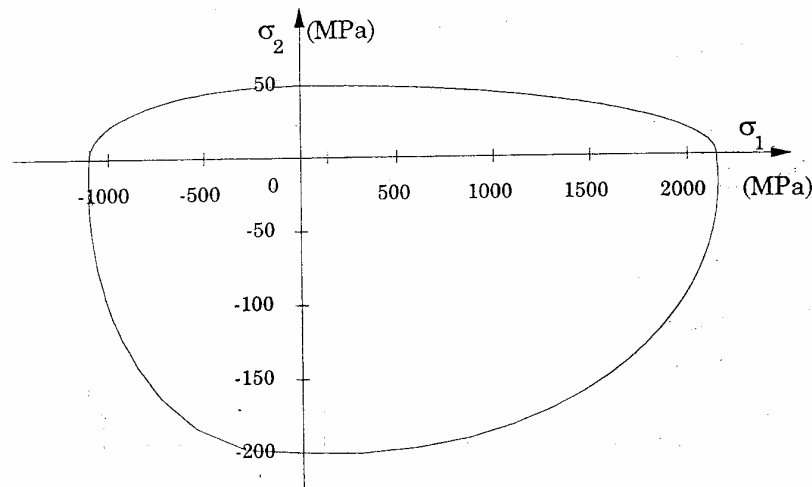


Figure **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-76: Enveloppe de rupture selon le critère de Tsai-Hill pour un composite unidirectionnel en carbone/époxy [Rowlands R. E., 1985]

Fisher a proposé une autre forme du critère de rupture de type Hill dont l'expression est la suivante [Rowlands R. E., 1985] :

$$\left(\frac{\sigma_1}{X^{1/c}}\right)^2 - K \frac{\sigma_1 \sigma_2}{X^{1/c} Y^{1/c}} + \left(\frac{\sigma_2}{Y^{1/c}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{12}}{S}\right)^2 = 1 \quad (\text{II-21})$$

Avec

$$K = \frac{E_1(1+\nu_{21}) + E_2(1+\nu_{12})}{2\sqrt{E_1 E_2 (1+\nu_{12})(1+\nu_{21})}} \quad (\text{II-22})$$

Cette théorie suppose qu'un pli est transversalement isotrope. Si les constantes élastiques sont inconnues, le paramètre K , qui tient compte des interactions entre les contraintes, peut être déterminé expérimentalement par différents essais biaxiaux selon le cas de chargement.

Afin de prendre en compte des conditions et des défauts de fabrication telles que les porosités et l'adhésion fibre-matrice dans le critère Hill, Chamis a proposé une expression qui introduit deux coefficients K_{12} et K'_{12} . Le critère de Chamis s'énonce comme suit [Rowlands R. E., 1985] :

$$\left(\frac{\sigma_1}{X_c}\right)^2 - K_{12} K'_{12} \frac{\sigma_1 \sigma_2}{X_c Y_c} + \left(\frac{\sigma_2}{Y_c}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{12}}{S}\right)^2 = 1 \quad (\text{II-23})$$

Où

$$K_{12} = - \frac{E_1(1+\nu_{23}) + E_2(1+4\nu_{12}-\nu_{13})}{\sqrt{E_1 E_2 (2+\nu_{12}+\nu_{13})(2+\nu_{12}+\nu_{23})}} \quad (\text{II-24})$$

exprime l'interaction des contraintes via les constantes élastiques directionnelles.

K'_{12} est un facteur de corrélation théorie-expérience déterminé par des essais biaxiaux et qui présente différentes valeurs selon le quadrants du plan $\{\sigma_1, \sigma_2\}$ et les interactions sont linéaires.

Critères tensoriels

Les critères tensoriels sont des critères à interaction dont la formulation sous forme de tenseur polynomial les rend indépendants du système d'axes dans lequel ils sont exprimés. Leur forme matricielle les rend aussi faciles à manipuler que les tenseurs de contraintes et de déformations.

En 1965, Gol'denblat et Kopnov ont été les premiers à stipuler qu'un critère de rupture doit être indépendant du système d'axes dans lequel il est exprimé. Pour un état plan de contrainte, ils ont développé l'expression suivante [Benzeggagh M. L. *et al.* 1995] :

$$f_1 \sigma_1 + f_2 \sigma_2 + \sqrt{f_{11} \sigma_1^2 + 2f_{12} \sigma_1 \sigma_2 + f_{22} \sigma_2^2 + f_{66} \tau_{12}^2} = 1 \quad (\text{II-25})$$

Où

$$f_1 = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{X^t} - \frac{1}{X^c} \right); f_2 = \frac{1}{2} \left(\frac{1}{Y^t} - \frac{1}{Y^c} \right) \quad (\text{II-26})$$

$$f_{12} = \frac{1}{8} \left\{ \left(\frac{1}{X^t} - \frac{1}{X^c} \right)^2 + \left(\frac{1}{Y^t} - \frac{1}{Y^c} \right)^2 - \left(\frac{1}{S_{45}} - \frac{1}{S_{-45}} \right)^2 \right\}$$

$$f_{11} = \frac{1}{4} \left(\frac{1}{X^t} - \frac{1}{X^c} \right)^2; f_{22} = \frac{1}{4} \left(\frac{1}{Y^t} - \frac{1}{Y^c} \right)^2; f_{66} = \left(\frac{1}{S} \right)^2$$

S_{45} et S_{-45} sont les résistances en cisaillement à $\pm 45^\circ$ par rapport aux axes de symétrie du matériau et doivent être déterminées expérimentalement. Cette théorie tient compte de l'interaction entre les contraintes et elle considère les différentes résistances en tension et en compression ainsi que le signe du cisaillement.

La première formulation d'un critère de rupture sous forme de tenseur polynomial de contrainte a été proposée par Malmeister. L'expression générale du tenseur est la suivante [Youssef Y. 1995] :

$$F_i \sigma_i + F_{ij} \sigma_i \sigma_j + F_{ijk} \sigma_i \sigma_j \sigma_k + \dots = 1 \quad (\text{II-27})$$

Pour un matériau transversalement isotrope sous état plan de contrainte, Malmeister a arrêté cette expression aux termes du second degré, c'est à dire :

$$F_{11} \sigma_1^2 + F_1 \sigma_1 + 2F_{12} \sigma_1 \sigma_2 + F_2 \sigma_2 + F_{22} \sigma_2^2 + F_{66} \tau_{12}^2 = 1 \quad (\text{II-28})$$

Où

$$F_{11} = \frac{1}{X^t X^c}; F_{22} = \frac{1}{Y^t Y^c}; F_{66} = \frac{1}{S^2} \quad (\text{II-29})$$

$$F_1 = \frac{1}{X^t} - \frac{1}{X^c}; F_2 = \frac{1}{Y^t} - \frac{1}{Y^c}$$

Pour déterminer F_{12} , Malmeister a proposé un test où le chargement se fait selon les directions principales ($\tau_{12} = 0$) et tel que les contraintes ultimes se réduisent à du cisaillement pur par une rotation du système d'axes de 45° , c'est à dire $\sigma_1 = -\sigma_2 = S_{-45}$ et F_{12} pourrait être calculé par la relation suivante [Youssef Y. 1995] :

$$2F_{12} = \frac{F_1 - F_2}{S_{-45}} + F_{11} + F_{22} - \frac{1}{(S_{-45})^2} \quad (\text{II-30})$$

Hoffman a adopté la forme de tenseur polynomial de Malmeister comme critère de rupture pour prédire la rupture fragile des matériaux orthotropes. Cependant, il a proposé une relation plus simple pour déterminer le coefficient d'interaction F_{12} [Youssef Y. 1995] :

$$2F_{12} = \frac{1}{X^t X^c} \quad (\text{II-31})$$

Cette forme du critère est similaire à celle de Malmeister sans toutefois nécessiter des essais biaxiaux pour déterminer le coefficient d'interaction.

Le critère tensoriel le plus populaire est sans doute celui de Tsai et Wu (1971) qui est le même que celui de Malmeister, proposé cinq ans plus tôt. En effet, l'expression du critère de Tsai-Wu ainsi que les coefficients F_{11} , F_1 , F_{22} et F_{66} qui apparaissent dans le critère de Tsai-Wu sont les mêmes que celles de Malmeister (équations II-28 et II-29). Cependant, Tsai et Wu ont proposé de déterminer le coefficient d'interaction F_{12} par des essais biaxiaux. Il arrive d'utiliser le critère de Tsai-Wu en supposant que $F_{12}=0$. Une expression approximative suggérée par les mêmes auteurs et largement utilisée est [Tsai W. S. 1998] :

$$F_{12} = -\frac{1}{2}\sqrt{F_{11}F_{22}} \quad (\text{II-32})$$

Le tableau II-6 donne des expressions du facteur d'interaction F_{12} selon différents critères interactifs [Tsai W. S. 1998]

L'utilisation massive du critère de Tsai-Wu est due à ses avantages parmi lesquels, on peut citer :

- Le critère est invariant par rapport au changement d'axes ;
- La symétrie des résistances est similaire à celles des contraintes ;
- Le critère considère les interactions entre les contraintes.

Cependant, le critère ne prédit pas le mode de rupture, et son inconvénient majeur est la détermination expérimentale du coefficient d'interaction F_{12} .

Les enveloppes de rupture selon le critère de Tsai-Wu, avec deux valeurs différentes du coefficient F_{12} , sont tracées à la figure II-31 pour un matériau donnée dans le plan $\{\sigma_1, \sigma_2\}$.

L'écart entre les deux courbes est considérable et démontre la sensibilité du critère de Tsai-Wu à la valeur du coefficient d'interaction F_{12} .

Tableau **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-6: Coefficient d'interaction F_{12} selon différentes théories [TSAI (1998)]

Critères	Résistance uniaxiale	F_{12}
Tsai-Hill	$X^t = X^c, Y^c = Y^t$	$\frac{1}{2x^2}$
Hoffman	$X^t \neq X^c, Y^c \neq Y^t$	$\frac{1}{2x^t x^c}$
Von Mises	$X^t \neq X^c, Y^c \neq Y^t$	$\frac{f_{xy}^*}{\sqrt{x^t x^c y^t y^c}}$
Tsai-Wu	$X^t \neq X^c, Y^c \neq Y^t$	$-\frac{1}{2}\sqrt{F_{11}F_{22}}$

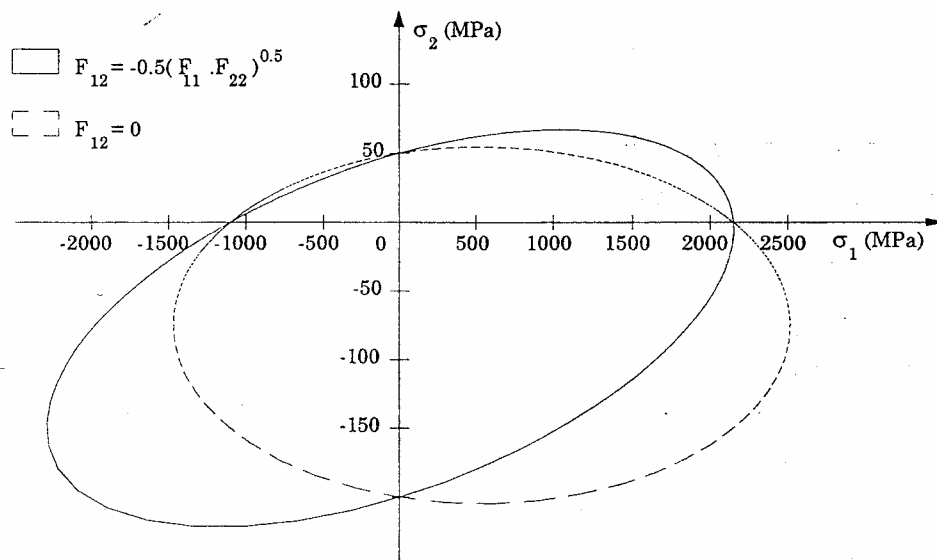


Figure **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-77 : Enveloppe de rupture selon le critère de Tsai-Wu pour un pli Unidirectionnel en carbone/époxy

Bowman et collaborateurs ont appliqué le critère de Tsai-Wu pour prédire la rupture des os comme matériau spécialement orthotrope tout en proposant une expression différente pour le coefficient d'interaction F_{12} [Yousse Y. 1995] :

$$F_{12} = \sqrt{F_{11}F_{22}} - \frac{1}{2S^2} \quad (\text{II-33})$$

Hahn, Erickson et Tsai ont proposé une forme réduite du même critère que celui de Bowman pour la caractérisation de la rupture contrôlée par la matrice, soit : [Youssef Y. 1995]

$$F_2\sigma_2 + F_{22}\sigma_2^2 + F_{66}\tau_{12}^2 = 1 \quad (\text{II-34})$$

Critères considérant différents modes de rupture

Cette catégorie regroupe les critères qui s'expriment par plus d'une équation. En effet, chaque théorie propose plusieurs sous-critères (équations) correspondant à plusieurs modes de rupture susceptibles d'apparaître dans le composite. Certains critères utilisés dans cette catégorie sont des formes dégénérées de certains critères discutés dans les paragraphes précédents tels que le critère de la contrainte maximale et les critères à interaction.

Puck et Shneider ont identifié trois modes de rupture d'un composite unidirectionnel : soit la rupture de la fibre, l'écoulement plastique de la matrice et la décohésion de l'interface fibre-matrice. Ils ont alors développé un critère en trois termes qui s'écrit comme suit [Nahas M. N., 1986] :

$$\max \left\{ \frac{\sigma_1}{X_f}; \left(\frac{\sigma_1}{X_m} \right)^2 - \frac{1}{3} \frac{\sigma_1 \sigma_2}{X_m Y_m} + \left(\frac{\sigma_2}{Y_m} \right)^2; \frac{\sigma_2}{Y_i} + \left(\frac{\tau_{12}}{S_i} \right)^2 \right\} = 1 \quad (\text{II-35})$$

où les indices f, m et i réfèrent respectivement à la fibre, à la matrice et à l'interface .

Les résistances des constituants (fibre et matrice) sont utilisées dans ce critère. Il a été démontré par Hütter et collaborateurs que ce critère était inefficace lorsqu'il est appliqué à des stratifiés [Nahas M. N. 1986]

[ASE, 1986] rapporte deux autres critères de Puck :

Soit le critère de Puck simple :

$$\max \left\{ \frac{\sigma_1}{X^t/c}; \left(\frac{\sigma_2}{Y^t/c} \right)^2; \left(\frac{\tau_{12}}{S} \right)^2 \right\} = 1 \quad (\text{II-36})$$

et le critère de Puck modifié :

$$\max \left\{ \frac{\sigma_1}{X^t/c}; \frac{\sigma_2^2}{Y^t Y^c} + \left(\frac{1}{Y^t} - \frac{1}{Y^c} \right) \sigma_2; \left(\frac{\tau_{12}}{S} \right)^2 \right\} = 1 \quad (\text{II-37})$$

Considérant les composites unidirectionnels isotropes dans le plan {2, 3}, Hashin et Rotem ont stipulé qu'un critère de rupture doit être fonction des invariants de contrainte dans ce plan. Ils ont également distingué quatre modes de rupture possibles, soit la rupture des fibres en tension ou en compression ainsi que la rupture de la matrice en tension ou en compression.

Leur critère est une combinaison de quatre sous-critères correspondant, dans l'ordre, aux quatre modes de rupture énumérés ci-dessus [Hashin et Rotem 1995] :

$$\max \left\{ \left(\frac{\sigma_1}{X^t} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{12}}{S} \right)^2; \frac{\sigma_1}{X^t}; \left(\frac{\sigma_2}{X^c} \right)^2 + \left(\frac{\tau_{12}}{S} \right)^2; \left(\frac{\sigma_2}{2S} \right)^2 + \left[\left(\frac{Y^c}{2S} \right)^2 - 1 \right] \frac{\sigma_2}{Y^c} + \left(\frac{\tau_{12}}{S} \right)^2 \right\} = 1 \quad (\text{II-38})$$

Le quatrième sous-critère est rarement impliqué puisque la matrice atteint rarement la rupture en compression. Pour le cas de chargement sans cisaillement (dans la plan $\{\sigma_1; \sigma_1\}$), le critère de Hashin-Rotem est équivalent au critère de la contrainte maximale avec une résistance transversale identique en tension et en compression. La figure II-32 trace l'enveloppe de rupture correspondante à ce cas-ci pour un composite donné.

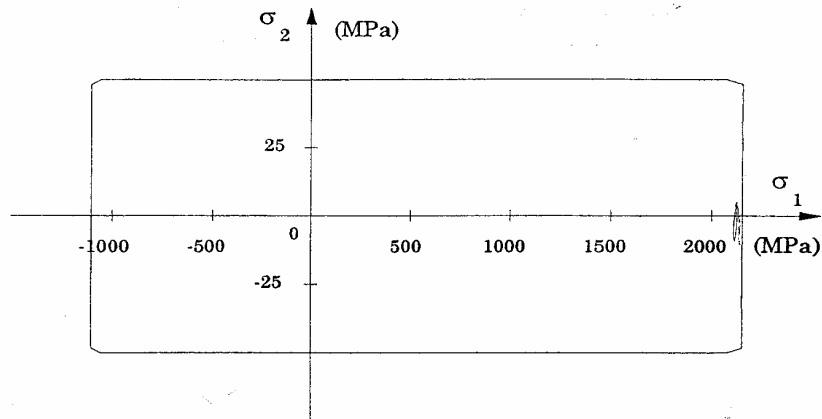


Figure **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-78 : Enveloppe de rupture selon le critère Hashin-Rotem pour un pli Unidirectionnel [Hashin et Rotem 1995]

[Zhang et al. 1991] ont préconisé une approche micro-mécanique en identifiant les modes de rupture susceptibles d'apparaître dans le composite et en les modélisant par des équations différentes. Pour un composite à renfort unidirectionnel, trois modes de rupture sont possibles : la rupture de la fibre en tension, la rupture de la fibre en compression par flambage et la rupture de la matrice. Les deux derniers modes dépendent de la nature de la matrice et on a distingué deux cas, soit les matrices fragiles obéissant au critère de la contrainte maximale et les matrices ductiles obéissant au critère de Von Mises. Pour un composite unidirectionnel dont la matrice est fragile, son critère est [Zhang et al. 1991]

$$\max \left\{ \frac{\sigma_1}{X^t}; \frac{\sigma_1}{X^c}; \frac{1}{2S_{\text{um}}^{t/c}} \left[\left(\frac{\sigma_1 + \sigma_2}{\gamma_1 \gamma_2} \right) + \sqrt{\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\gamma_1 \gamma_2} \right)^2 + 4 \left(\frac{\tau_{12}}{\gamma_{12}} \right)^2} \right] \right\} = 1 \quad (\text{II-39})$$

où $\gamma_{12}=E_l/E_m$ est le rapport du module d'élasticité du composite par celui de la matrice et est introduit pour corriger le module longitudinal in-situ de la matrice tandis que γ sont des correctifs pour les propriétés transversales et en cisaillement de la matrice in-situ et sont déterminés par des essais de traction transversale et de cisaillement plan. $S_{um}^{t/c}$ est la contrainte ultime de la matrice en tension ou en compression.

Hart-Smith propose un critère de rupture des matériaux composites dérivé du critère de la contrainte de cisaillement maximum de Tresca pour les matériaux isotropes. Ce critère considère uniquement la rupture de la fibre comme mécanisme de ruine du composite.

Le paramètre contrôlant ce mode unique de rupture est la déformation de cisaillement critique dans la fibre de la même façon que pour le critère de Tresca. Dans le cas d'un composite unidirectionnel sous état plan de contraintes et sans cisaillement ($\sigma_3 = \tau_{12} = \tau_{23} = \tau_{13} = 0$), ce critère peut s'énoncer en termes de différences critiques entre les déformations normales [Hart-Smith L. J., 1998] :

$$\max \left\{ \left| \varepsilon_{1f} - \varepsilon_{2f} \right| ; \left| \varepsilon_{2f} - \varepsilon_{3f} \right| ; \left| \varepsilon_{3f} - \varepsilon_{1f} \right| \right\} = \gamma_{crit} \quad (II-40)$$

où ε_{1f} , ε_{2f} et ε_{3f} réfèrent aux déformations normales de la fibre dans les directions d'orthotropie du pli composite.

Or, la déformation longitudinale de la fibre est égale à celle du composite, donc $\varepsilon_{1f} = \varepsilon_1$.

D'autre part, les composites unidirectionnels sont transversalement isotropes, donc $\varepsilon_{2f} = \varepsilon_{3f}$.

Les déformations transversales de la fibre peuvent être différentes de celles de la matrice et du composite en raison de la différence des coefficients de Poisson de la fibre et de la matrice. Pour les matériaux à fibres rigides et matrice ductile tels que le carbone/époxyde, la similarité entre les coefficients ν_{12} du composite et ν de la résine suggère que les fibres ont un coefficient de Poisson du même ordre de grandeur. On peut alors estimer que les déformations transversales des fibres sont les mêmes que celles de la mono couche ($\varepsilon_{2f} = \varepsilon_2$).

Etant donné ces hypothèses, l'enveloppe de rupture d'un composite unidirectionnel selon Hart-Smith est similaire à celle décrite par Tresca pour les matériaux isotropes sauf que le composite possède deux coefficients de Poisson différents ν_{12} et ν_{21} .

Pour un composite ayant la même résistance en tension et en compression, l'enveloppe de rupture est telle qu'illustrée à la figure II-33.

Seule la connaissance du paramètre γ_{crit} est nécessaire pour la construction de cette enveloppe. Ce paramètre peut être déterminé par un essai uniaxial simple.

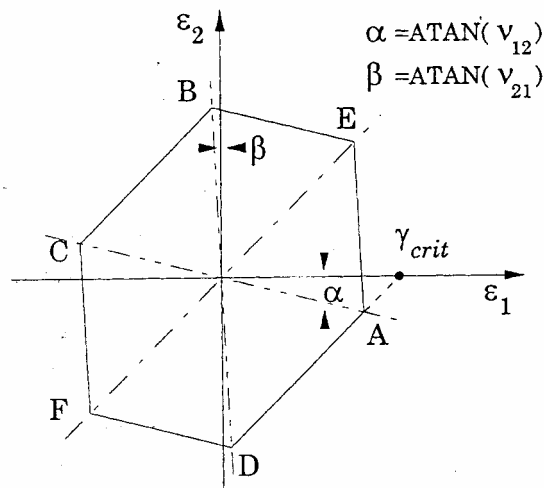


Figure **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-79 : Enveloppe de rupture selon le critère de Hart-Smith pour un pli Unidirectionnel en carbone/époxy [HART-SMITH L. J., 1998]

Critère de rupture d'un composite stratifié

Les critères de rupture décrits aux paragraphes précédents prédisent uniquement la rupture du composite monocouche. L'enveloppe de rupture d'un stratifié selon un critère donné peut être obtenue par superposition des enveloppes de rupture correspondant aux plis individuels. Or la rupture correspondant aux plis dans un stratifié ne signifie pas l'effondrement de la structure totale. Par exemple, dans un stratifié croisé, la fissuration de la matrice apparaît à des niveaux de contrainte beaucoup plus faible que la résistance du stratifié.

Cette constatation a conduit à distinguer la rupture d'un pli de celle du stratifié et a donné naissance à la notion de rupture progressive. La rupture prédite par les différentes théories est communément appelée rupture du premier pli et on présume que le composite continue à supporter des charges. Plusieurs théories de dégradation ont été avancées pour poursuivre l'analyse d'un stratifié une fois la rupture s'est initiée. Les théories de dégradations les plus connues sont listées dans le tableau A-3 de l'annexe A.

La méthodologie des théories de dégradation est schématisée à la figure 1-34. elle consiste à augmenter les charges graduellement jusqu'à la détection de la rupture d'un pli. Chaque rupture détectée engendre une réduction de la rigidité du pli rompu. La rigidité du stratifié est

alors recalculée et les contraintes sont redistribuées. Le processus est ainsi répété jusqu'à la rupture finale du stratifié.

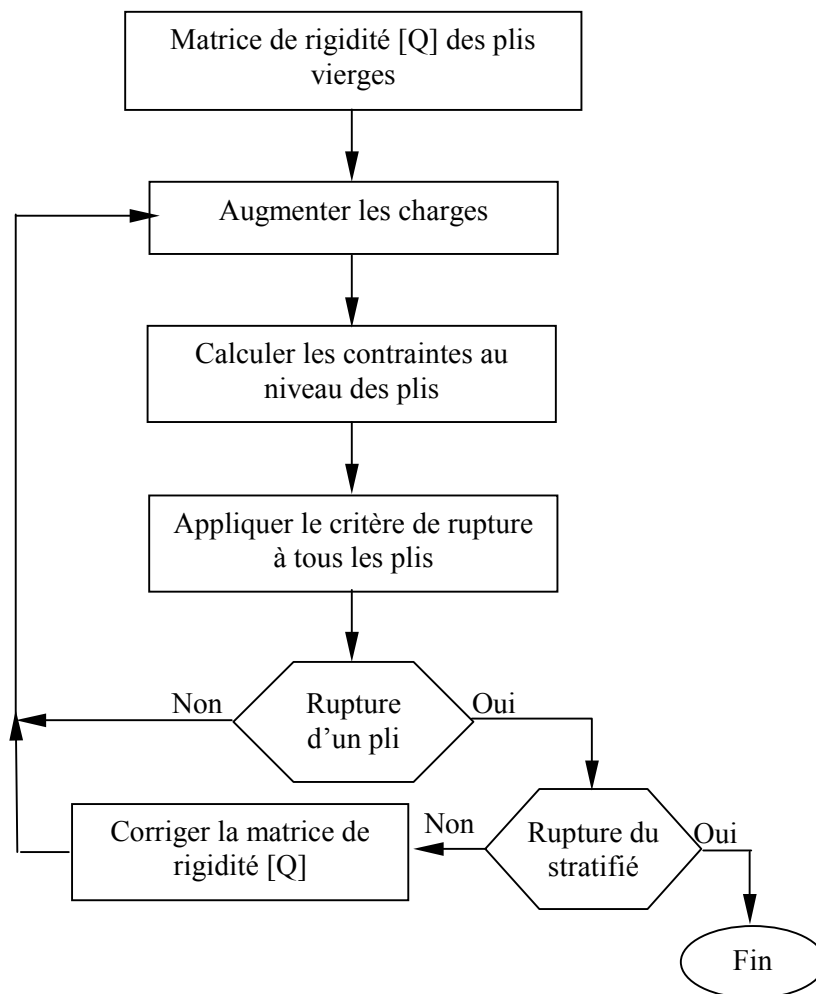


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-80 : Méthodologie de prédiction de la rupture d'un stratifié par les théories de dégradation

Comparaison des différentes théories de rupture des composites

La revue bibliographique nous a montré que les critères de rupture des matériaux composites sont nombreux et divers en raison, notamment, de la diversité des approches utilisées dans la formulations des critères. Ceci confirme que le problème de la rupture des composites demeure un problème posé. Afin de visualiser les différences entre les théories exposées dans le paragraphe précédent, nous présentons une comparaison des critères représentatif des différentes théories et utilisant les différentes approches exposées ci-dessus. Le tableau II-7 récapitule les critères étudiés ainsi que les théories sur les quelles se sont basés les auteurs.

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-7: Sommaire des théories étudiées

Auteur	Théorie utilisée
Chamis	Micromécanique
Edge	Méthode dite Grant-Sanders
Hart-Smith 1	Généralisation du critère de Tresca
Hart-Smith 2	Théorie de la contrainte maximale
Rotem	Théorie de Hashin-Rotem
Sun	Théorie de la contrainte maximale
Wolfe	Modèle numérique basé sur l'énergie de déformation
Tsai	Théorie quadratique de Tsai-Wu
Zinoviev	Théorie de la contrainte maximale

Matériaux composites étudiés

La première étape consiste à sélectionner les constituants (combinaison fibre/matrice) et la configuration (séquence d'empilement des plis) à étudier.

Trois matériaux ont été choisis, un à fibres de verre et deux à fibres de carbone pour lesquels des résultats expérimentaux à la rupture sont disponibles dans la littérature [Soden P. D. 2004].

- ASA /3501-6 époxy ;
- T300 /BSL 914 C époxy ;
- E-glass 21x K43 Gevetex /LY556/HT907/DY063 époxy ;

Les propriétés de ces matériaux sont reportés au tableau II-8

La plupart des critères de rupture ont été formulés pour prédire uniquement la résistance d'un composite monocouche. L'enveloppe de rupture d'un stratifié selon un critère donné peut être obtenue par superposition des enveloppes de rupture correspondant aux plis individuels. L'objectif est de générer les hypothèses utilisées par les différents auteurs sur des cas simples pour permettre de visualiser les différences entre les critères au niveau de la forme de

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-8 : Propriétés des composites étudiés

Fibre	AS4	T300	E-verre Gevetex
Matrice	3501-6 epoxy	BSL914C epoxy	LY556/HT907/DY063epoxy
V_f	0.6	0.6	0.62
E_1 (Gpa)	126	138	53.48
E_2 (Gpa)	11	11	17.7
G_{12} (Gpa)	6.6	5.5	5.83
ν_{12}	0.28	0.28	0.278
X_T (Mpa)	1950	1500	1140
X_c (Mpa)	1480	900	570
Y_T (Mpa)	48	27	35
Y_c (Mpa)	200	200	114
S_{12} (Mpa)	79	80	72
ε_{1T} (%)	1.38	1.087	2.132
ε_{1C} (%)	1.175	0.652	1.065
ε_{2T} (%)	0.436	0.245	0.197
ε_{2c} (%)	2.0	1.81	0.644

l'enveloppe de rupture ainsi qu'au niveau de la résistance prédite pour des rapport de biaxialité précis.

La figure II-35 schématise les combinaisons de chargement utilisées dans cette étude comparative permettant de construire les enveloppes de rupture sous différents états de contrainte [SODEN et al (1998)]

Comparaison des critères de rupture

Les critères vus aux paragraphes précédents sont d'abord appliqués aux plis unidirectionnels. Les figures II-36 a, II-37a, II-38a et II-38 b comparent les enveloppes de rupture de trois types de composites selon les différents critères. L'examen de ces figures montre qu'à l'exception de la théorie d'Eckold, toutes les théories passent par les trois ou quatre points correspondant à la résistance du pli sous chargement uniaxial. Quelques théories estiment que la résistance dans une direction est indépendante de la contrainte appliquée dans l'autre direction (Zinoviev, Eckold). Ces théories présentent généralement des enveloppes de rupture rectangulaires. D'autres théories estiment que la résistance dans une direction est affectée par les contraintes appliquées dans l'autre direction comme le critère de Tsai qui présente une enveloppe de rupture elliptique avec un allongement en compression longitudinale (figure II-38 b).

Les figures II-36b, II-37b, et II-38c donnent les valeurs des résistances des plis unidirectionnels étudiés selon les différentes théories pour différents rapports de biaxialité. La plus grande différence s'observe dans le quadrant traction-traction où la résistance du pli selon Hart-Smith (2) est 5.70 fois supérieure à celle prédite par Eckold.

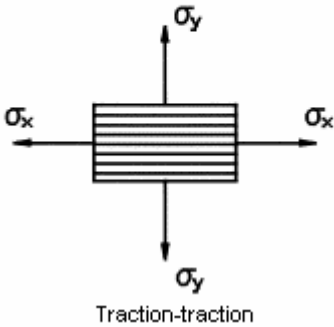
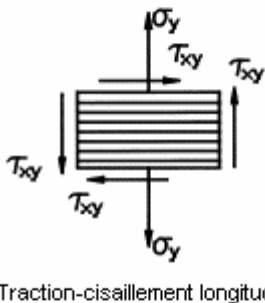
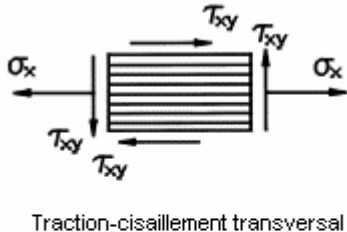


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-81* : Combinaisons de sollicitations biaxiales utilisées pour l'étude du pli unidirectionnel

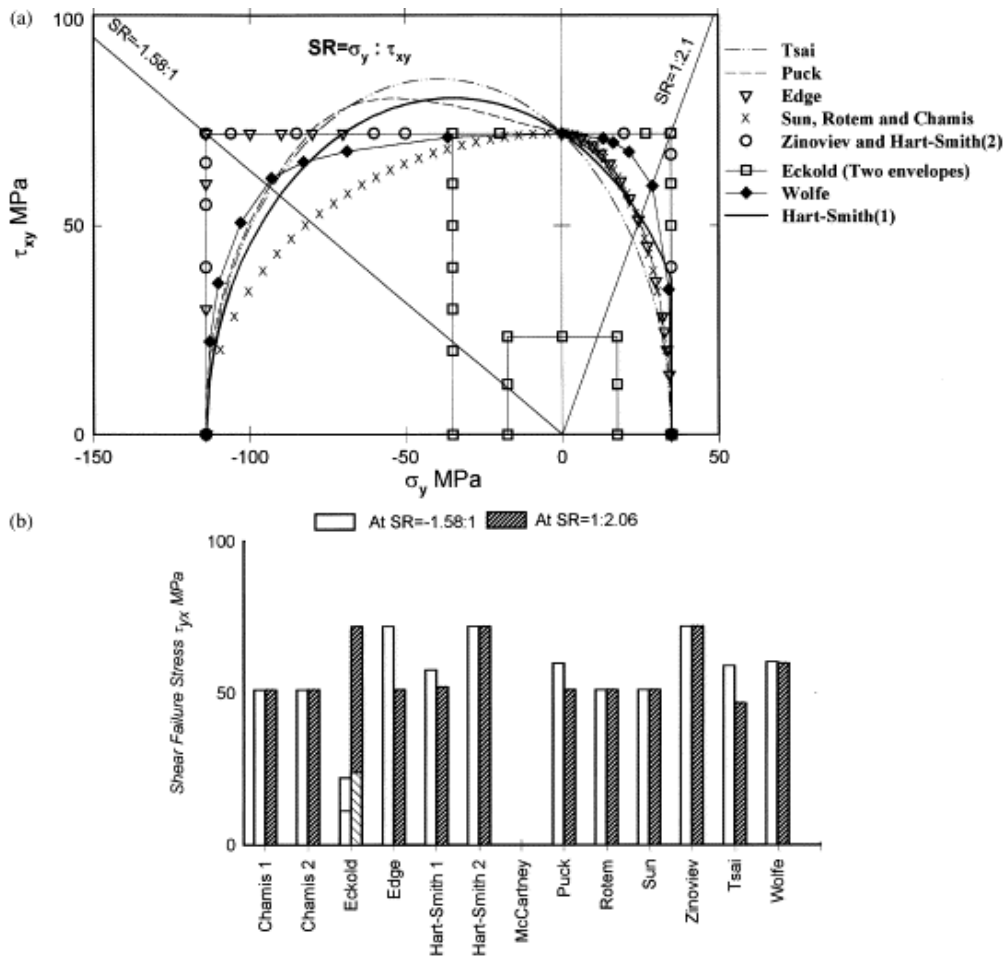


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-82 (a) Enveloppes de rupture d'un pli U.D. verre/époxy (b) Graphe comparatif des σ_{rup}

Le point commun entre toutes les théories est la réduction des résistances sous l'effet de contraintes combinées à des valeurs inférieures à celle de la résistance sous chargement uniaxial.

Les figures II-36 à II-38 montrent que malgré quelques similarités, aucun des critères ne donne des enveloppes de rupture identiques.

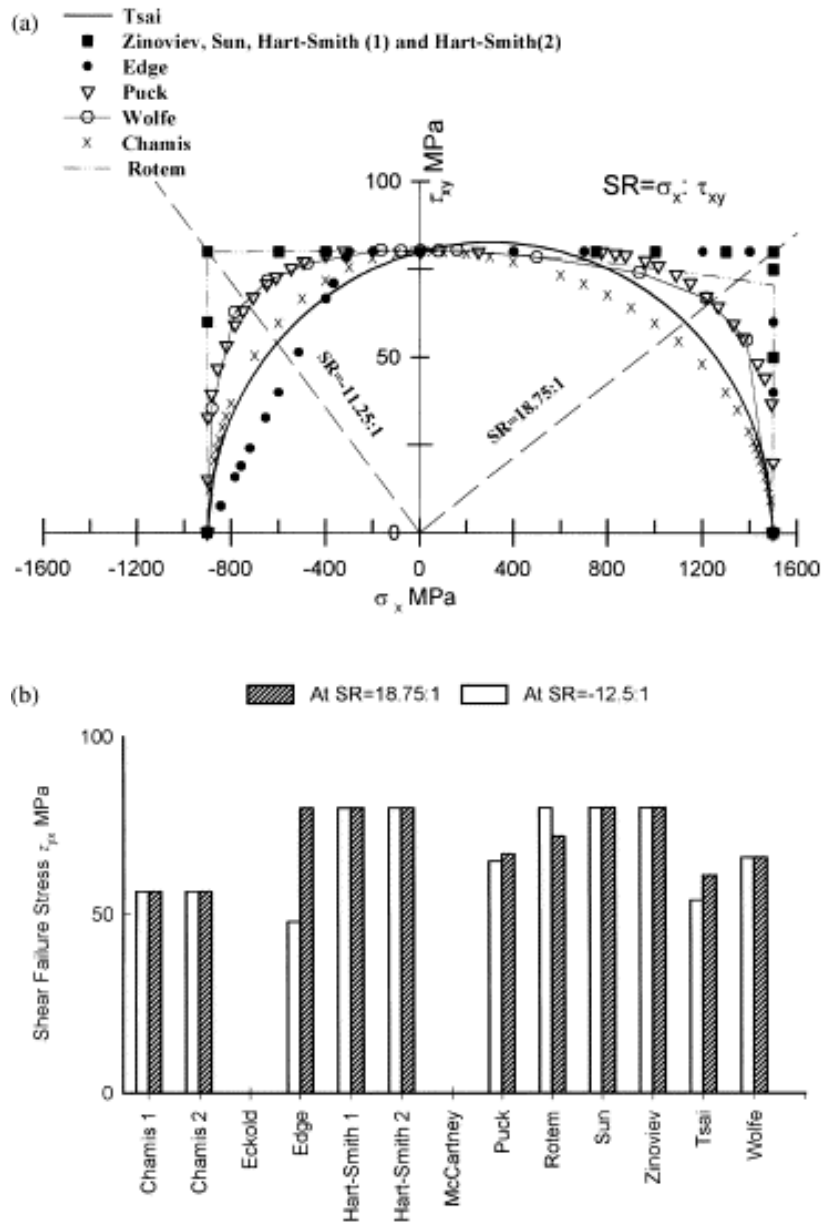


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-83 (a) Enveloppes de rupture d'un pli U.D. carbone/époxy (b) Graphe comparatif des σ_{rup}

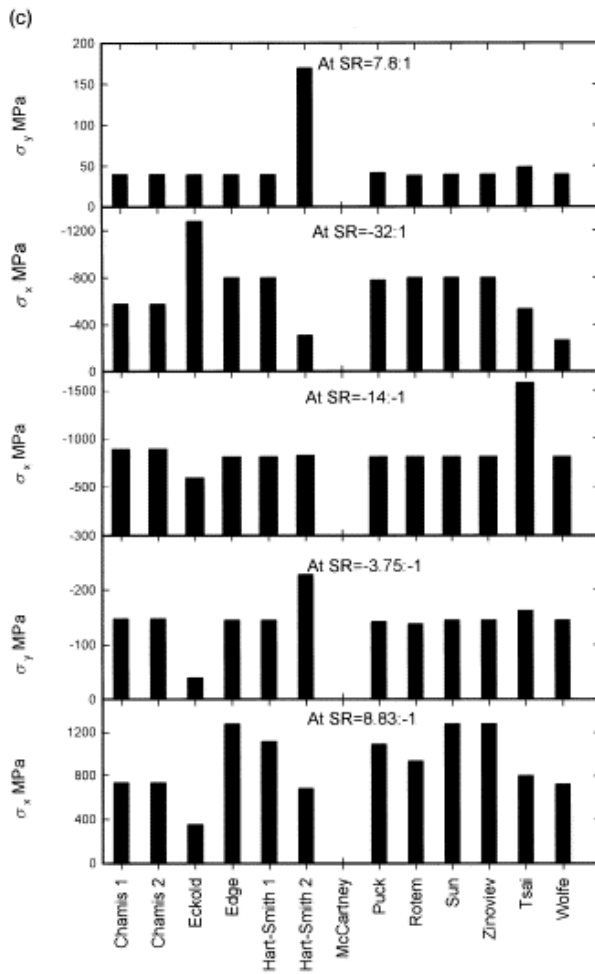
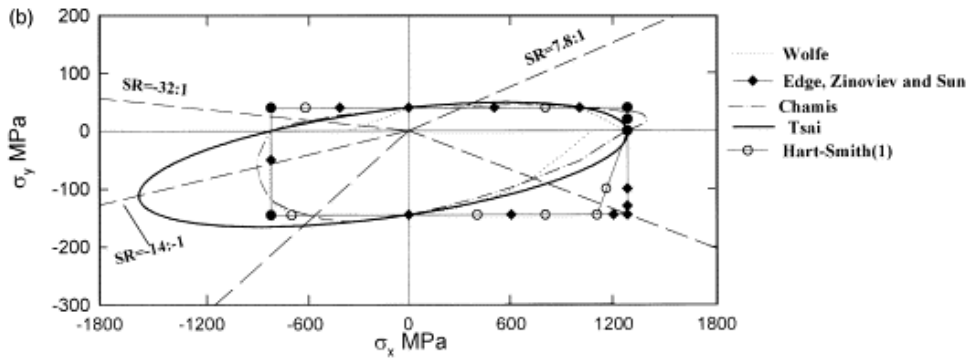
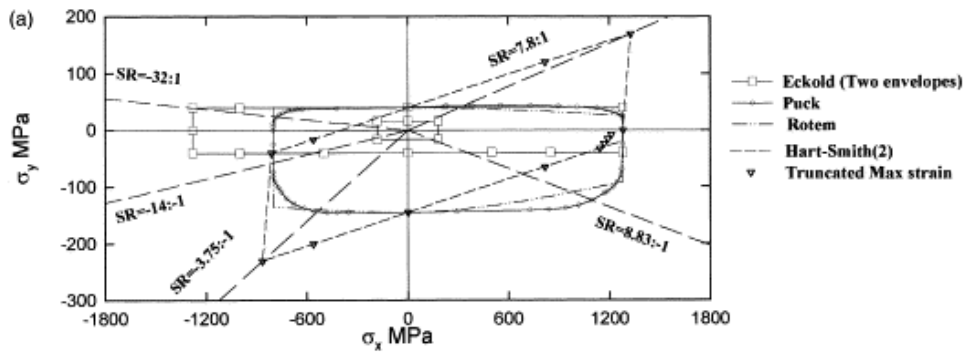


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-84 (a) et (b) Enveloppes de rupture d'un pli U.D. verre/époxy chargé biaxialement.

(c) Graphe comparatif des σ_{rup} pour différents rapports de biaxialité

Validation expérimentale

Introduction

Les critères de rupture présentés dans le chapitre précédent nécessitent une validation expérimentales. Ces données proviennent de trois types d'essais, soit des essais uniaxiaux sur des éprouvettes en composite unidirectionnel chargé hors axes ou des essais biaxiaux sur des éprouvettes tubulaires ou cruciformes.

Les données obtenues par des essais uniaxiaux sont peu significatives en raison de l'inclinaison des fibres par rapport à l'axe de sollicitation qui provoque des torsions et donc du cisaillement excessif aux extrémités de l'éprouvette, ce qui cause la réduction de la largeur utile de l'éprouvette et par conséquent la chute brutale de la résistance du composite pour des petites valeurs de l'angle de l'inclinaison des fibres par rapport à l'axe de sollicitation.

Les essais biaxiaux sur éprouvettes tubulaires permettent de développer des états de contraintes variés dans le composite étudié. Cependant, le concept de telles éprouvettes et la mise en œuvre des essais sont délicats et coûteux.

La seconde configuration de l'éprouvette biaxiale est celle de l'éprouvette plane cruciforme qui a suscité plus d'intérêt chez les chercheurs en raison de la simplicité de sa géométrie, donc de sa fabrication et de sa mise en œuvre.

Cette dernière configuration est celle qui a été retenue pour valider les critères présentés dans ce travail.

Optimisation d'une éprouvette cruciforme

La géométrie fondamentale d'une éprouvette cruciforme est illustrée à la figure II-39. Une plaque carrée du matériau sous essai est connectée à deux paires de coupons (bras) sur deux directions perpendiculaires dessinant une forme de croix. L'éprouvette est soumise à des charges F_x et F_y selon ses axes de symétrie et la combinaison des charges imposées entraîne un état biaxial de contrainte et de déformation dans le matériau de la zone d'essai.

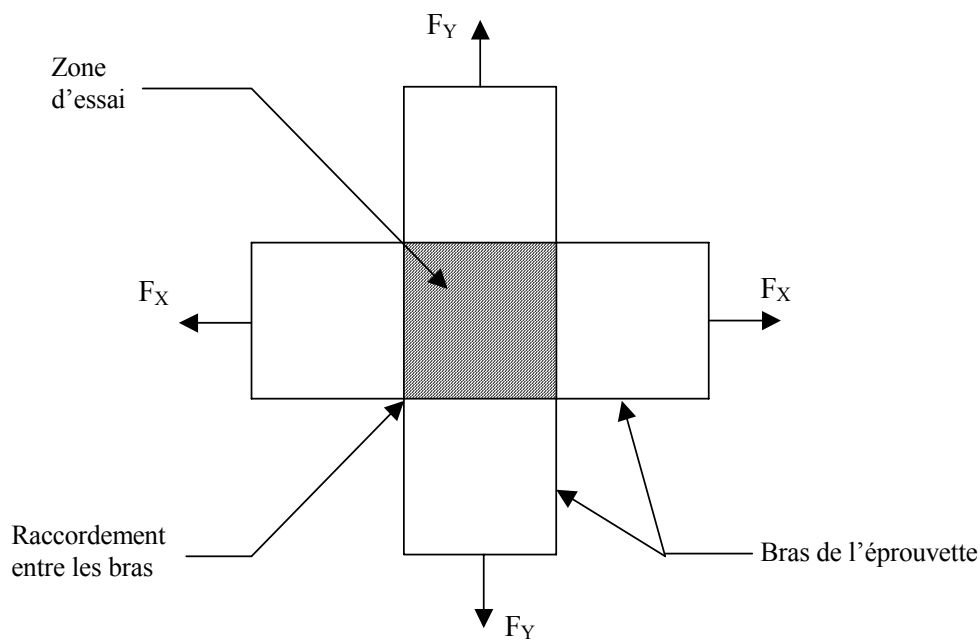


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-85: Géométrie fondamentale d'une éprouvette cruciforme

Une éprouvette cruciforme valable pour effectuer des essais biaxiaux sur des matériaux composites doit remplir les conditions suivantes :

- La rupture doit se produire au centre de l'éprouvette ;
- L'état de contrainte/déformation dans la zone d'essai doit être biaxial ;
- Le champ de contrainte/déformation dans la zone d'essai doit être uniforme et sans concentration de contrainte ;
- Les bras doivent être suffisamment rigides pour transmettre les charges vers la zone d'essai sans subir de dommage significatif jusqu'à la rupture de l'éprouvette.

L'optimisation de l'éprouvette consiste à déterminer la combinaison de ces différents paramètres permettant de localiser la rupture au centre de l'éprouvette sous état de contrainte et de déformation biaxial.

La stratégie de l'optimisation consiste en deux étapes. D'abord une phase d'exploration numérique où les essais biaxiaux seront simulés afin d'évaluer les effets des différents paramètres sur les performances de l'éprouvette. En suite, une phase expérimentale durant

laquelle les derniers ajustements seront effectués sur la configuration jugée valable numériquement.

Procédure numérique

Pour la partie numérique de ce travail, le code d'éléments finis ANSYS a été utilisé. ANSYS offre un large choix d'éléments plaques pour modéliser les structures planes. L'élément choisi pour modéliser l'éprouvette est l'élément quadratique à 8 nœuds PLAN82. Le maillage et les conditions aux limites utilisés sont illustrés à la figure II-40.

Les éprouvettes simulées sont en composite stratifié carbone/époxy T700. Les plis constituant le stratifié de renfort sont les mêmes que ceux du matériau sous essais. Les plis du stratifié de la zone d'essai sont empilés à 0/90. Sur chaque côté de ce stratifié sont empilés quatre plis croisés à 0/90. Le stratifié global résultant est un stratifié équilibré $[0/90]^3$.

Le tableau II-9 dresse les propriétés des matériaux utilisés. Les caractéristiques du stratifié croisé peuvent être évaluées moyennant la théorie des plaques stratifiées [Gay D.1997]:

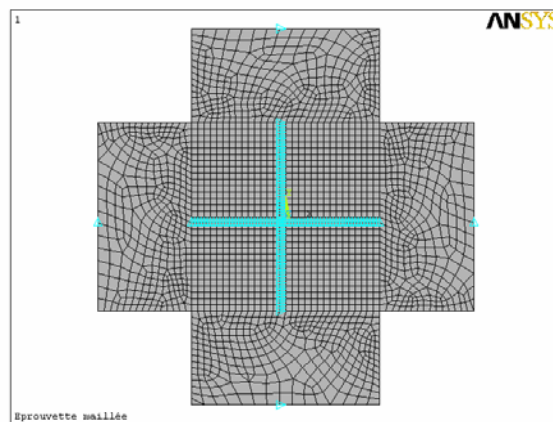


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-86 : Maillage et condition aux limites utilisés pour le calcul par E.F

Une pareille configuration d'éprouvette cruciforme telle qu'illustrée à la figure II-39 est loin d'être optimale comme le montre les résultats de calculs par éléments finis. En effet, la concentration des contraintes dans les jonctions entre les bras conduit vers la rupture prématurée en dehors de la zone d'essai comme le montre la figure II-41.

Les paramètres contrôlant les conditions de validité sont liés, principalement, à la géométrie de l'éprouvette et en particulier

- La géométrie et les dimensions de la zone d'essai ;
- Le rayon de raccordement entre les bras ;
- La nature et l'épaisseur du renfort ;
- Le rapport des épaisseurs entre le renfort et la zone d'essai.

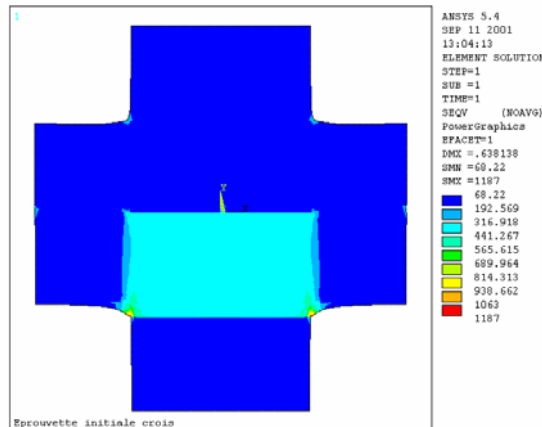


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-87* : Concentration de contraintes dans la jonction entre les bras

Tableau *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-9* : Propriétés des matériaux composites utilisés

Propriété	Valeur
E_1 (MPa)	120 000
E_2 (MPa)	9 000
G_{12} (MPa)	5 200
ν_{12}	0.3
Epaisseur (mm)	0.14
X^t (MPa)	1500
X^c (MPa)	900
Y^t (MPa)	40
Y^c (MPa)	200
S (MPa)	80

Les modifications à introduire sur la configuration initiale consistent en :

- L'arrondissement des intersections entre les bras afin de réduire le cisaillement développé dans les congés de raccordement ;
- La réduction de la largeur des bras pour améliorer le transfert des charges vers la zone d'essai ;
- L'arrondissement de la géométrie de la zone d'essai afin d'éviter les concentrations de contraintes dans les coins rencontrés dans le cas d'une zone d'essai carrée.

Afin de trouver les grandeurs des paramètres cités ci-dessus, une série de simulations a été effectuée en changeant chaque fois l'ordre de grandeurs de différents paramètres et en comparant les contraintes dans la zone d'essai et dans le renfort. Le tableau II-10 résume les caractéristiques des éprouvettes simulées ainsi que les contraintes à l'intérieur et en dehors de la zone d'essai. Les figures II-42 à II-47 illustrent les principaux résultats de cette étape d'optimisation.

Tableau *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-10: Caractéristiques des éprouvettes simulées

N° éprouvette	Rayon du raccordement (mm)	Largeur des bras (mm)	Ø zone d'essai (mm)	Contraintes dans la zone d'essai (Mpa)	Contraintes dans le renfort (MPa)
1	37.5	75	60	1640	930
2	24.044	75	50	2500	3600
3	45	60	60	1480	830
4	50	50	50	1440	814
5	50	50	40	1430	650

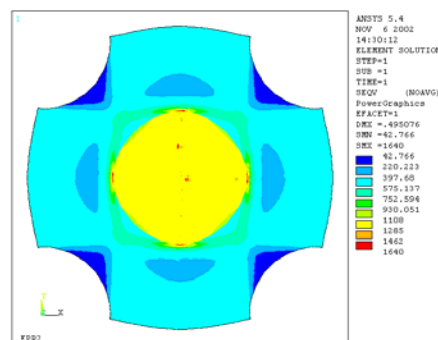


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-88 : Distribution des contraintes pour l'éprouvette 1 sous tension équibiaxiale

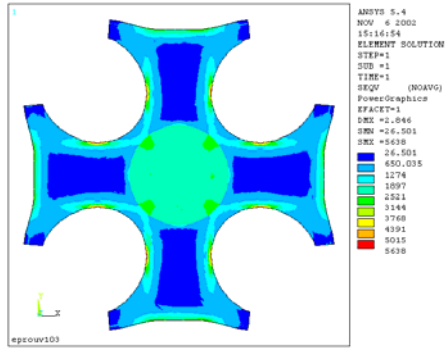


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-89 : Distribution des contraintes pour l'éprouvette 2 sous tension équilibrée

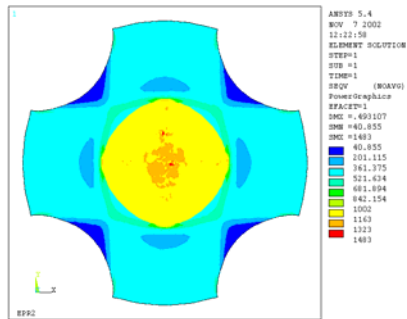


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-90 : Distribution des contraintes pour l'éprouvette 3 sous tension équilibrée

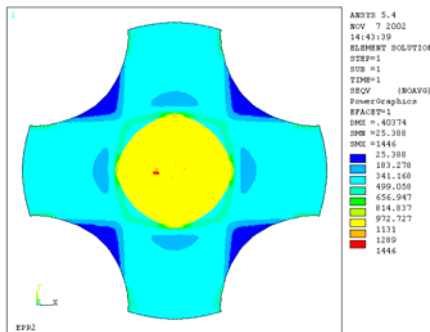


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-91 : Distribution des contraintes pour l'éprouvette 4 sous tension équilibrée

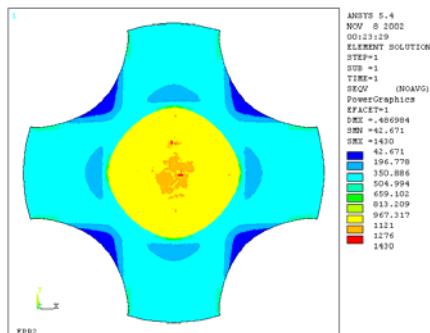


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-92 : Distribution des contraintes pour l'éprouvette 5 sous tension équi-biaxiale

Les modifications dictées par les simulations numériques ont été apportées à la configuration initiale de l'éprouvette cruciforme. La configuration optimale présente les caractéristiques suivantes (figure II-47) :

- La zone d'essai est circulaire et de diamètre 40mm,
- Le rayon des congés de raccordement entre les bras est de 50mm,
- La largeur des bras est de 40mm,
 - Le renfort est constitué de quatre plis à 0/90° en carbone/époxy sur chaque côté du stratifié central.

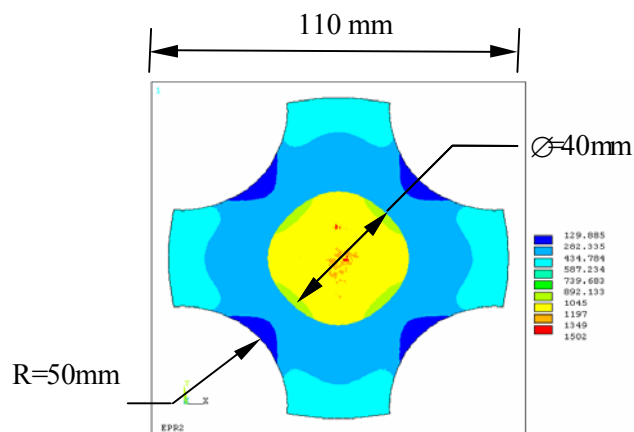


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-93 : Configuration optimale de l'éprouvette cruciforme

Procédure expérimentale

Cette phase consiste à fabriquer une éprouvette selon la configuration jugée numériquement valable et à confirmer sa validité expérimentalement. D'après l'analyse par éléments finis, les trois configurations d'éprouvettes (éprouvettes 3, 4 et 5) seraient valables. La réalité expérimentale étant ce qu'elle est par rapport aux calculs numériques, des ajustements et des correctifs sont inévitables pour aboutir à une configuration valable d'une éprouvette cruciforme.

Une éprouvette est conçue selon la configuration optimale (éprouvette 5) et est fabriquée à partir d'une plaque carrée de 400mm×400mm. Le stratifié constituant l'éprouvette est formé de trois sous-stratifiés superposés. Le sous-stratifié du centre est le matériau à tester. Dans la présente étude, c'est un stratifié croisé carbone/époxy. Sur chaque côté de ce sous-stratifié est

superposé un sous-stratifié constituant le matériau de renfort. Ce sous-stratifié est composé de quatre plis du même matériau que celui de la zone d'essai empilés à $0^{\circ}/90^{\circ}$.

L'usinage de l'éprouvette cruciforme à partir d'une plaque composite commence par la coupe du contour de l'éprouvette, en suite l'amincissement de la zone centrale par fraisage en utilisant des outils au carbure de fer.

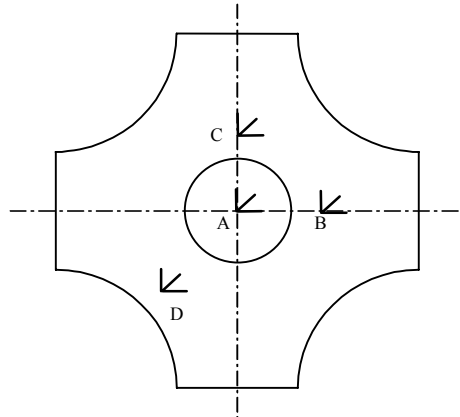


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-94 : Schéma de l'instrumentation de l'éprouvette cruciforme

La méthode de mesure des déformations employée consistait à utiliser des jauges électriques. Les jauges permettent de mesurer les déformations normales et de cisaillement à plusieurs endroits de la surface de l'éprouvette durant chaque essai. Chaque éprouvette est instrumentée de trois rosettes à trois éléments à 45° disposées tel qu'illustré à la figure II-48. La rosette A mesure les déformations développées dans la majeure partie de la zone d'essai. Les rosettes B et C indiquent essentiellement les déformations dans chaque bras et permettent de comparer l'intensité des déformations dans la zone d'essai à celles dans le renfort. La rosette D fournit une lecture du cisaillement dans la région du congé de raccordement entre les bras. Ce cisaillement a été identifié comme paramètre critique et déterminant dans la performance d'une éprouvette.

Les essais sont effectués sur la machine biaxiale développée au laboratoire L2MS. Cette machine est constituée de quatre vérins hydrauliques indépendants montés horizontalement sur deux axes perpendiculaires. Les forces sont mesurées à l'aide de deux capteurs de force montés sur les deux axes. Il est possible d'effectuer des essais en contrôle de force ou en contrôle de déplacement avec une vitesse maximale de 2mm/s. L'ensemble du système est relié à une chaîne d'acquisition de signale permettant d'enregistrer les forces et les déformations et les mémoriser pour traitement ultérieur. La figure II-49 montre une vue d'ensemble de la machine biaxiale et de son système de contrôle.



Figure : *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-95 : Photo de la machine biaxiale L2MS

Déroulement d'un essai

Les essais effectués étaient quasi-statique et se sont déroulés en contrôle de déplacement. La procédure expérimentale consiste en une série d'essais à faible charges suivie d'un essai à la rupture. Les essais à faible charges consistent à appliquer des forces de faible intensité de façon à ne pas endommager l'éprouvette. Le niveau de déformation atteint au centre de l'éprouvette durant ces essais est de l'ordre de 0.4 à 0.5%. le rapport de biaxialité appliqué ($R_F = F_y / F_x$) est égale à 1 (tension équibiaxiale).

Les figures II-50 et II-51 illustrent un résultat type des essais à faible charge. La figure II-50 représente les déformations au centre de la zone d'essai (point A) et la figure II-51 représente les déformations au niveau de la jonction entre les bras de l'éprouvette (point D).

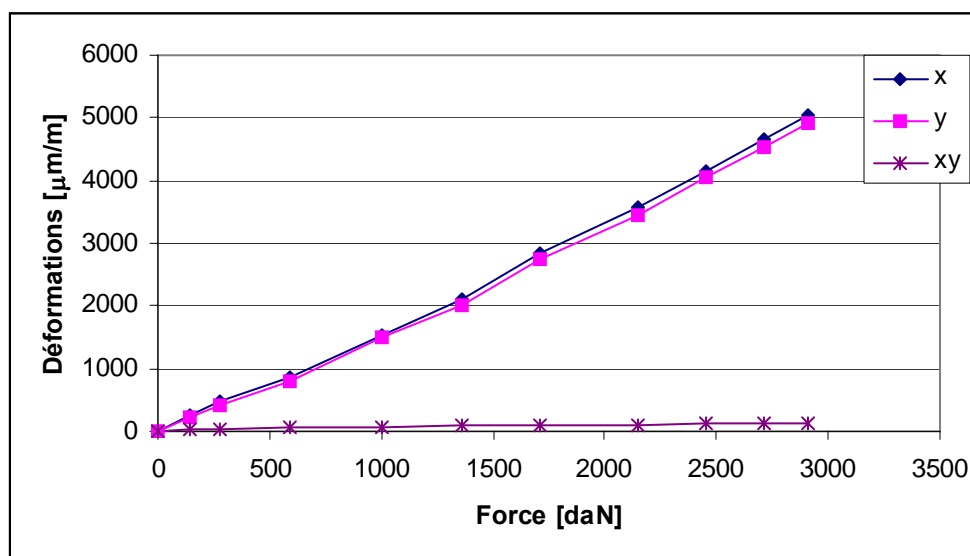


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-96 : Déformations mesurées au point A sous chargement équibiaxial

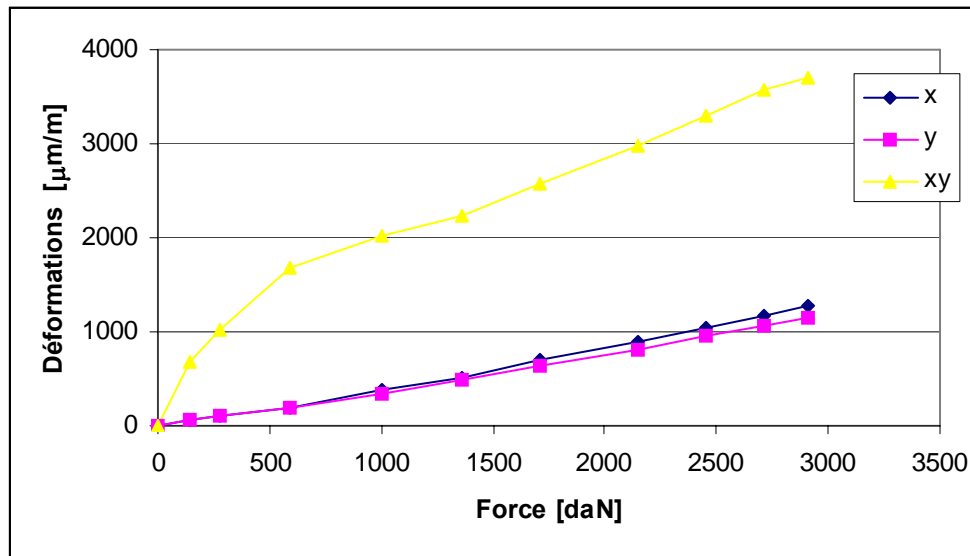


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-97 : Déformations mesurées au point D sous chargement équibiaxial

L'analyse des résultats montre la relation linéaire entre la force et les déformations dans tous les points de mesures. La comparaison des deux courbes montre que les composantes de déformations sont maximales au centre de l'éprouvette et, par conséquent, la rupture doit avoir lieu dans le matériau sous essai.

Après l'étape de caractérisation par les essais à faible charges, l'éprouvette conçue a été chargée en tension équibiaxiale jusqu'à la rupture. L'essai a été arrêté à une charge de 39,5kN en raison d'une rupture locale dans les mors.

Suite à cet essai, la configuration de l'éprouvette a été modifiée par ajout de plis aux quatre extrémités de l'éprouvette au niveau des mors. Cette modification vise à éviter les risques de rupture prématurée de la partie de l'éprouvette serrée dans les mors (figure II-52).

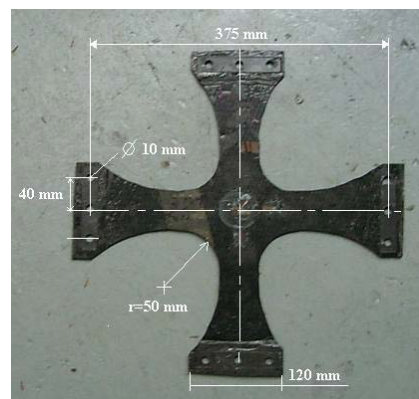


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-98 : Photo de l'éprouvette cruciforme optimisée

Résultats des essais à la rupture

Au total, sept éprouvettes ont été fabriquées selon la configuration optimale. Cinq parmi les sept éprouvettes testées ont été menées à la rupture sous tension biaxiale avec des rapports de biaxialité variant entre 0,3 et 1,00. La figure II-53 illustre un résultat type d'essais à la rupture pour un rapport de biaxialité de 0,6. Les déformations normales (ϵ_x et ϵ_y) mesurées dans la zone d'essai varient linéairement en fonction des charges appliquées. La rupture des éprouvettes sous tension biaxiale a été dans tous les cas soudaine et instantanée.

Le tableau II.11 résume les conditions de sollicitation et les résultats de ces essais à la rupture.

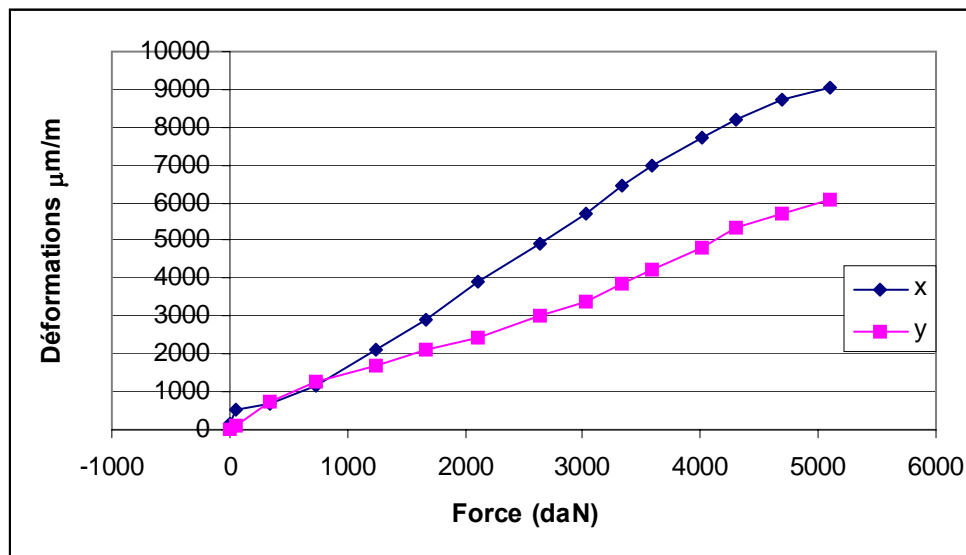


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-99 : Déformations mesurées au point A lors d'un essai à la rupture sous chargement biaxial (rapport de biaxialité =0,6)

Tableau *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-11 : Données expérimentales à la rupture biaxiale des éprouvettes en carbone/époxy

Eprouvette	Rapport des charges $R_F = F_y / F_x$	Charge ultime F_X (kN)	Déformation ultime ϵ_X (%)	Déformation ultime ϵ_Y (%)
1	1.0	48.2	0.87	0.91
2	0.8	49.8	1.04	0.52

3	0.6	51.1	0.91	0.62
4	0.3	52.5	1.21	0.32
5	1.0	49.1	0.80	0.78

Comparaison avec les prédictions des critères de rupture

Une revue des diverses théories avancées pour prédire la rupture des matériaux composites a été présentée dans les chapitres précédents. Les similitudes entre plusieurs d'entre elles permet de retenir un groupe représentatif des tendances de tous les critères. Les critères retenus pour la comparaison sont :

- Le critère de la contrainte maximale qui est à la base de plusieurs théories (Zinoviev, Sun, Edge...);
- Le critère de Tsai-Wu qui représente la catégorie des critères tensoriels ;
- Le critère de Tsai-Hill qui est à la base de plusieurs critères à interaction ;
- Le critère de Hart-Smith qui est une généralisation du critère de Tresca.

Pour simplifier la comparaison des différentes théories entre elles et avec les données expérimentales, le choix d'un système d'axes de références s'impose. C'est le système des déformations par rapport aux axes de référence $\{\varepsilon_x, \varepsilon_y\}$ qui est favorisé. Ce choix est dû au fait que les données expérimentales consistent en des mesures des déformations par rapport au système d'axes de référence $\{\varepsilon_x, \varepsilon_y\}$, en conséquence, chaque donnée expérimentale est représentée par un point unique dans ce système. Les enveloppes de rupture dans l'espace des déformations sont obtenues à partir des enveloppes de rupture dans l'espace des contraintes par substitution directe des contraintes par les déformations dans l'expression du critère de rupture. Les enveloppes de rupture du stratifié croisé $[0^\circ/90^\circ]$ sont obtenues par superposition des enveloppes correspondants aux plis à 0° et 90° . L'enveloppe ainsi construite définit la surface de rupture du premier pli (intersection des deux enveloppes) et la surface de rupture du dernier pli (union des deux enveloppes).

En général, l'application des critères aux stratifiés suggère généralement une procédure en plusieurs étapes correspondant à la rupture des plis individuels suivant un scénario de dégradation. Les théories de dégradations étant purement hypothétiques, aucune d'entre elles ne sera adoptée.

Les figures II-54 à, II-57 montrent la comparaison de ces quatre critères aux résultats expérimentaux. L'examen des courbes montre que selon les critères de la contrainte maximale, de Tsai-Hill et Tsai-Wu la rupture du stratifié se produit dans la matrice en tension transversale. Cependant, la rupture selon les critères de la contrainte maximale et Tsai-Hill aurait lieu à des niveaux de chargement considérablement inférieurs aux résultats expérimentaux. L'écart est d'autant plus important lorsque le rapport de biaxialité est proche de 1 (chargement équi-biaxial). Les prédictions du critère de Hart-Smith sont supérieures aux résultats expérimentaux. Ceci s'explique, d'une part, par le fait que le critère de Hart-Smith considère la condition de la rupture de la fibre comme mécanisme d'endommagement, d'autre part, par la valeur de la déformation longitudinale à la rupture pour laquelle l'enveloppe est tracée (1.2%) ce qui explique sa position comme limite supérieure aux valeurs mesurées. L'enveloppe de rupture décrite par le critère de Tsai-Wu est celle qui suit au mieux les résultats expérimentaux dans le domaine couvert par ces données. Toutefois, le niveau de déformation prédit par le critère est inférieure à celui mesuré sous chargement équi-biaxial. La variation de cette déformation peut être attribuée à la variabilité des propriétés des composites en général et surtout la sensibilité du critère de Tsai-Wu par rapport paramètre d'interaction F_{12} pris égal à -0.5 dans cette étude.

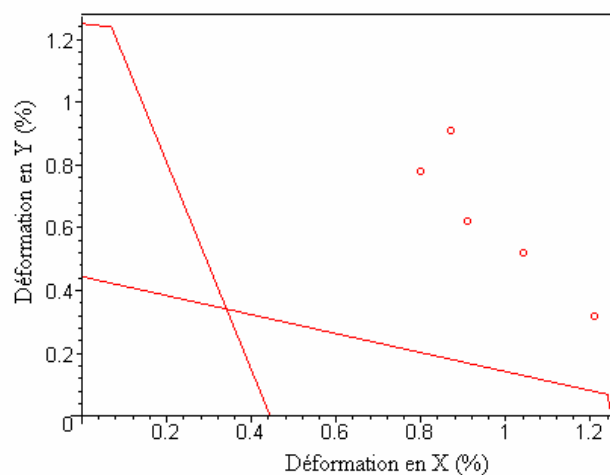


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-100 : Comparaison des prédictions du critère de la contrainte maximale aux résultats expérimentaux

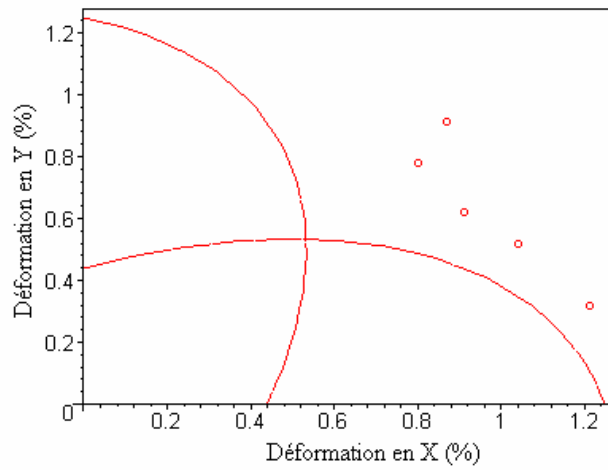


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-101 : Comparaison des prédictions du critère de Tsai-Wu aux résultats expérimentaux

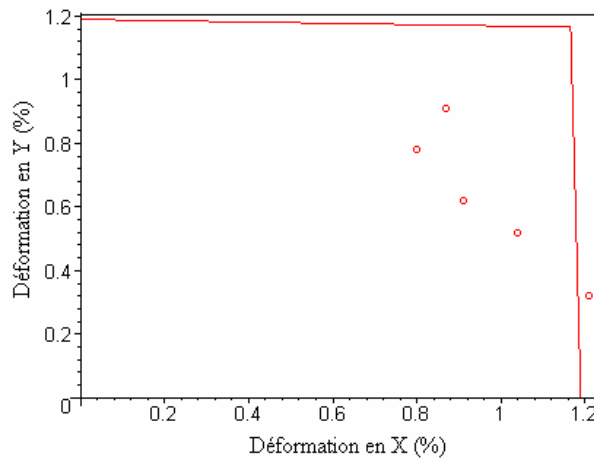


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-102 : Comparaison des prédictions du critère de Hart-Smith aux résultats expérimentaux

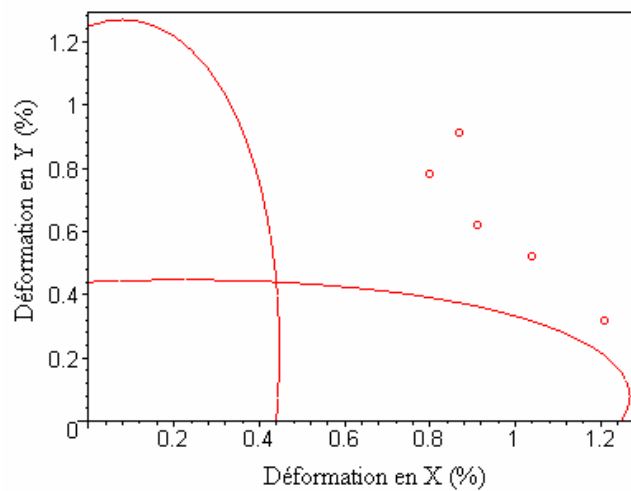


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-103 : Comparaison des prédictions du critère de Tsai-Hill aux résultats expérimentaux

La revue bibliographique vue dans ce travail a montré la multitude des critères et la diversité des approches utilisées pour formuler les critères. Bien qu'intéressants, les résultats obtenus lors de l'étude expérimentale restent insuffisants pour porter un jugement définitif sur la performance des diverses théories de rupture. En effet, dans nos essais on s'est particulièrement intéressé à l'état de chargement de traction-traction avec des rapports de biaxialité proches de l'état de traction équi-biaxial qui seront nécessaires par la suite de notre travail pour évaluer le taux de travail du composite de renforcement. Des résultats récentes sont illustrés sur la figure II-58 et couvrant un domaine plus large de l'enveloppe de rupture. ces résultats expérimentaux, obtenus sur des éprouvettes tubulaires, confirment la validité du critère de Tsai-Wu [Soden et al. 2004].

Entre temps, plusieurs travaux portant sur les critères de rupture continuent à être développés et proposés [Soden et al. 2004]. Ces études devraient viser à identifier les mécanismes d'endommagement et les modes de rupture susceptibles d'apparaître dans les différents plis d'un stratifié non seulement en fonction de l'état de chargement mais aussi en fonction du nombre et de l'orientation de tous les plis constituant le stratifié.

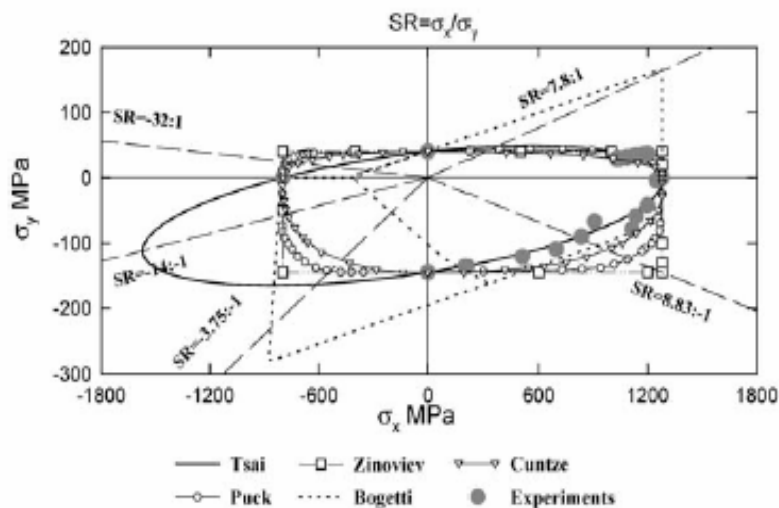


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-104 : Superposition des enveloppes de rupture selon les différentes théories et résultats expérimentaux

Par rapport aux applications de renforcement par composite, les dalles sont en générale renforcées par des plis orientés à 0/90, tandis que les fissures sont orientées à ± 45 en cas de

rupture par flexion et circulaires lors de la rupture par poinçonnement. Dans les deux cas le composite est sollicité biaxialement avec un rapport de biaxialité qui dépend de la géométrie de la dalle ainsi que du mode de chargement.

Comportement en rigidité de dalle BA renforcée et non renforcée

Etude expérimentale du comportement de dalle renforcée par composite

Introduction

L'objectif de ce chapitre est d'identifier expérimentalement, d'abord, l'influence des différents paramètres influençant le renforcement des dalles tels que le taux de renforcement, les propriétés du composite ou la gamme de résistance du béton, sur le comportement de l'ensemble du système de dalle renforcée. Dans un deuxième temps, notre étude examinera l'influence de ces paramètres sur la rigidité de flexion des dalles renforcées. Dans sa finalité, et à partir des résultats et conclusions dégagés à partir de l'étude expérimentale, ce travail visera à développer des critères de rupture spécifiques aux dalles renforcées sous chargement centré afin de générer des outils de calcul permettant le dimensionnement du renfort et de prévoir la résistance des dalles renforcées.

Le plan d'expérience sera défini de manière à répondre aux principales interrogations qui ressortent du bilan bibliographique et à étudier les points peu ou pas abordés dans la littérature. On rappellera brièvement les principaux aspects à éclaircir, dont :

L'influence des propriétés du béton, et notamment de sa classe de résistance. Dans le cas des dalles sous chargement concentré, une forte concentration des efforts de cisaillement est observée à proximité de la surface chargée, et la classe du béton peut donc affecter le mode de rupture des dalles.

L'influence du pourcentage d'armature en allant d'une dalle non armée jusqu'aux pourcentages habituels.

L'influence des propriétés du composite sur le comportement des dalles renforcées et notamment de la rigidité et de la résistance ultime. Dans cette étude, nous ferons varier le niveau de renforcement en variant le grammage du composite en fibre et la surface renforcée.

Proposition d'une méthode d'ancrage mécanique pour éviter une éventuelle rupture prématurée par décollement du renfort.

L'ensemble du travail expérimental sera réalisé sur deux phases, la première servant à étudier l'effet des différents paramètres, en particulier le renfort composite et nous permettra, par la

suite, de sélectionner la configuration optimale en vue d'atteindre différents modes de rupture des dalles sous chargement centré.

Définition des échelles dimensionnelles des corps d'épreuves

La rupture de matériaux quasi-fragiles tels que le béton, certaines céramiques, les roches ou les matériaux composites est caractérisée par un effet de dimension de la structure sur sa résistance. L'effet d'échelle peut donc être vu comme une dépendance de la résistance nominale σ_{nu} de la structure et d'une dimension caractéristique de la structure.

Plusieurs théories ont été développées pour décrire l'effet d'échelle, la plus connue est celle de [Bazant 1987]. Cette théorie, qui dérive de considérations énergétiques, décrit la transition entre deux états limites :

Du point de vue de l'analyse limite plastique et dans toute théorie où les critères de rupture des matériaux sont exprimés en fonction des contraintes et des déformations (viscoélasticité, viscoplasticité, ...) indépendamment de la taille de la structure, il ne peut y avoir d'effet d'échelle. La résistance nominale σ_{nu} est constante, quelle que soit la taille et la géométrie de la structure. Si on trace $\log \sigma_{nu}$ en fonction de $\log d$, on obtient une droite horizontale (en pointillé sur la figure (II-59 b)).

D'un autre côté, la théorie de la rupture linéaire élastique, met en évidence un important effet d'échelle. La courbe $\log \sigma_{nu}$ en fonction de $\log d$ est une droite de pente $-1/2$.

Les structures en béton ont un comportement intermédiaire illustré par la courbe en trait plein de la figure (II-59 b).

De plus, si le comportement de la structure est ductile, des structures géométriquement similaires mais de tailles différentes vont rompre au même niveau de contrainte: il n'y aura pas d'effet d'échelle.

Si le comportement est fragile, l'effet d'échelle peut être important, la résistance nominale décroît lorsque la taille augmente.

- Dans notre étude, l'échelle de réduction va être fonction :

des moyens de manutentions disponibles au laboratoire : Bâti rigide permettant l'expérimentation des dalles de 60cm × 60cm et un vérin hydraulique de capacité de 100 kN.

- De la représentativité de l'essai : représentativité des dimensions, du ferrailage,...

Le facteur qui peut générer des effets d'échelle dans notre étude est l'épaisseur de la dalle. Le rapport l/h doit rester dans les intervalles décrits par la théorie des plaques.

A cet effet, la solution retenue est d'utiliser un microbéton avec des dosages permettant d'avoir des résistances similaires au béton habituel.

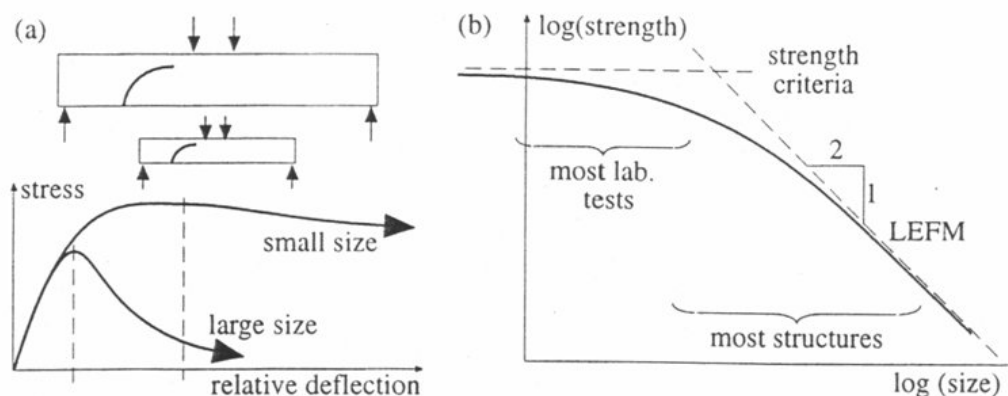


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-105 : Effet d'échelle, loi de Bazant
Paramètres d'essais

Les essais seront menés à l'aide d'un bâti rigide conçu au laboratoire L2MS. les dimensions des dalles testées sont 60 cm × 60 × 5 cm. Les paramètres à étudier sont liés, principalement, aux matériaux constituant la dalle en béton et le renfort en composite.

Béton

Etant donné que les dimensions de la dalle sont assez faibles, nous proposons d'utiliser un micro-béton en ne prenant que du sable comme granulat, cela permet de couler des dalles de faible épaisseur et par conséquent, de réduire l'effet d'échelle. Lors de cette étude expérimentale, deux gammes de béton ont été utilisées pour la fabrication des dalles. La première est de dosage habituel et la deuxième est de haute performance. Les proportions du mélange de la première gamme du béton sont : 1 : 5,48 : 0,5 et pour la deuxième gamme sont : 1 : 4,52 : 0,35 (ciment : sable : rapport E/C). Nous avons coulé trois éprouvettes 16x32 pour chaque gamme de béton. Les valeurs données par les essais de compression à 28 jours indiquent pour le premier béton : 23 MPa, 28 MPa et 29 MPa, pour le second 57 MPa, 64MPa et 67 MPa. Les granulats sont dans la plage 0 mm à 2 mm.

Armatures

Un treillis soudé est utilisé pour le renforcement interne de la dalle. Les armatures constituant le treillis sont de diamètre 2 mm espacées de 55 mm dans les deux directions avec une distance moyenne entre le coffrage et les armatures de 25 mm (figure II-60). Nous avons réalisé trois essais de traction simple sur des échantillons de 10 cm de longueur. Le module

d'Young retenue est $E_a=200$ GPa et la contrainte limite en traction $\sigma_a=700$ MPa. Lors des essais sur dalles, deux pourcentages d'armature ont été utilisés, des dalles faiblement armées avec un pourcentage de 0.12% et d'autres armées à 0.33%.

Composite

Nous avons fabriqué des plaques multicouches de carbone à fibres longues. Chaque couche comporte des fibres parallèles entre elles, solidarisées par de la résine époxy. Le multicouche résulte de la stratification des couches orientées selon le besoin. La stratification des plaques consiste à réaliser la découpe des plis unidirectionnels et à les empiler l'une après l'autre pour constituer une plaque multicouche qui est ensuite polymérisée à température ambiante sous pression.

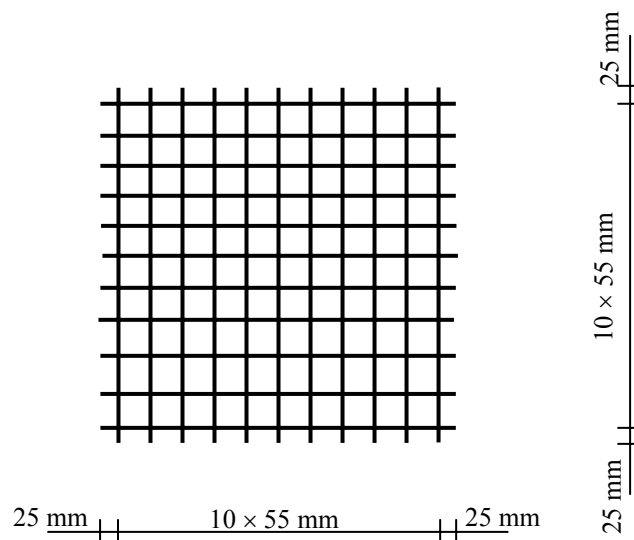


Figure **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-106: Treillis soudé d'armature de renforcement interne

La découpe des plis à partir du rouleau et leur assemblage demande un soin particulier pour garder l'orientation et la répartition des fibres. Une fois la plaque est polymérisée, on découpe des éprouvettes selon la géométrie requise pour l'essai. Le premier type d'essai consiste à déterminer la résistance en traction uniaxiale du composite. Une éprouvette de 20 cm de longueur et de 1 cm de largeur à base de plis unidirectionnels à été testée en traction dans le sens des fibres, cet essai nous a révélé un comportement élastique et fragile en traction avec un module d'Young longitudinal $E_c=100$ GPa et une résistance en traction $\sigma_c=1000$ MPa.

Contrairement aux poutres renforcées où le composite est sollicité en traction uniaxiale, dans le cas des dalles, et en raison du mécanisme de flexion dans les deux directions, la plaque composite subit des sollicitations de traction biaxial.

Préparation de surface et collage

La préparation de la surface du béton avant le collage de la plaque composite est de grande importance puisqu'elle assure une bonne adhérence entre le béton et le composite. La surface est préparée par sablage projeté à haute pression. On obtient ainsi une rugosité de surface facilitant le collage et un support propre sans toutefois fragiliser le béton. Le procédé retenu pour la mise en œuvre du composite est la stratification directe en utilisant un mélange de résine et du durcisseur qui polymérisent à température ambiante. L'application se fait par encollage d'une première couche de polymère, application d'une première feuille fibre et l'application de la seconde couche de polymère. Au bout d'une semaine, le renforcement acquiert sa résistance totale.

Plan expérimental

L'objectif de cette première étude expérimentale est d'observer le comportement d'une dalle renforcée par matériaux composites sous chargement centré, et d'évaluer l'effet des différents paramètres du renforcement et notamment l'augmentation de la charge ultime et le mode de rupture.

Huit dalles ont été fabriquées dont six renforcées, cette première série des essais sert de comparaison entre le comportement des dalles renforcées et non renforcées, ainsi que l'évaluation de l'effet du taux de renforcement sur le comportement des dalles renforcées. Le tableau II-12 résume les caractéristiques des dalles testées et la figure II-61 illustre les dimensions et le schéma de renforcement.

Description de l'essai

Lors de l'essai, la dalle est retournée telle que la face renforcée se trouve en position supérieure, cette disposition permet de visualiser plus aisément la face tendue lors de l'essai. La dalle est en appui sur un cadre rectangulaire supposé infiniment rigide et servant d'appui simple, les dimensions du cadre sont de 560 × 560 mm et se seront les dimensions considérées

dans la modélisation. La force est appliquée sur la face inférieure de la dalle sur une surface de 10 cm × 10 cm au moyen d'un vérin hydraulique d'une capacité de 100 kN équipé d'un capteur de force. Un capteur de déplacement est placé au milieu de la dalle pour le suivi de la flèche au centre et des jauges de déformation sont collées sur le composite pour permettre le suivi des déformations dans les coins sensibles de la dalles, à savoir, au centre où le composite subit le plus d'efforts de traction et dans les extrémités où il peut y avoir lieu le décollement du renfort. Tout le système est relié à une chaîne de mesure équipée d'un logiciel permettant d'acquérir et de tracer la flèche et la déformation en fonction de la charge appliquée. (figure II-62).

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-12 : Caractéristiques des dalles testées

Dalle	Dimensions (mm ³)	Béton (MPa)	Armature (%)	Composite	
				Surface (%)	Epaisseur (mm)
D11	600×600×50	25	0.12	—	—
D12	600×600×50	25	0.33	—	—
D13	600×600×50	25	0.12	65	1
D14	600×600×50	25	0.12	65	1.6
D15	600×600×50	25	0.12	65	2.0
D16	600×600×50	25	0.12	38	0.8
D17	600×600×50	25	0.33	38	1.2
D18	600×600×50	25	0.33	38	1

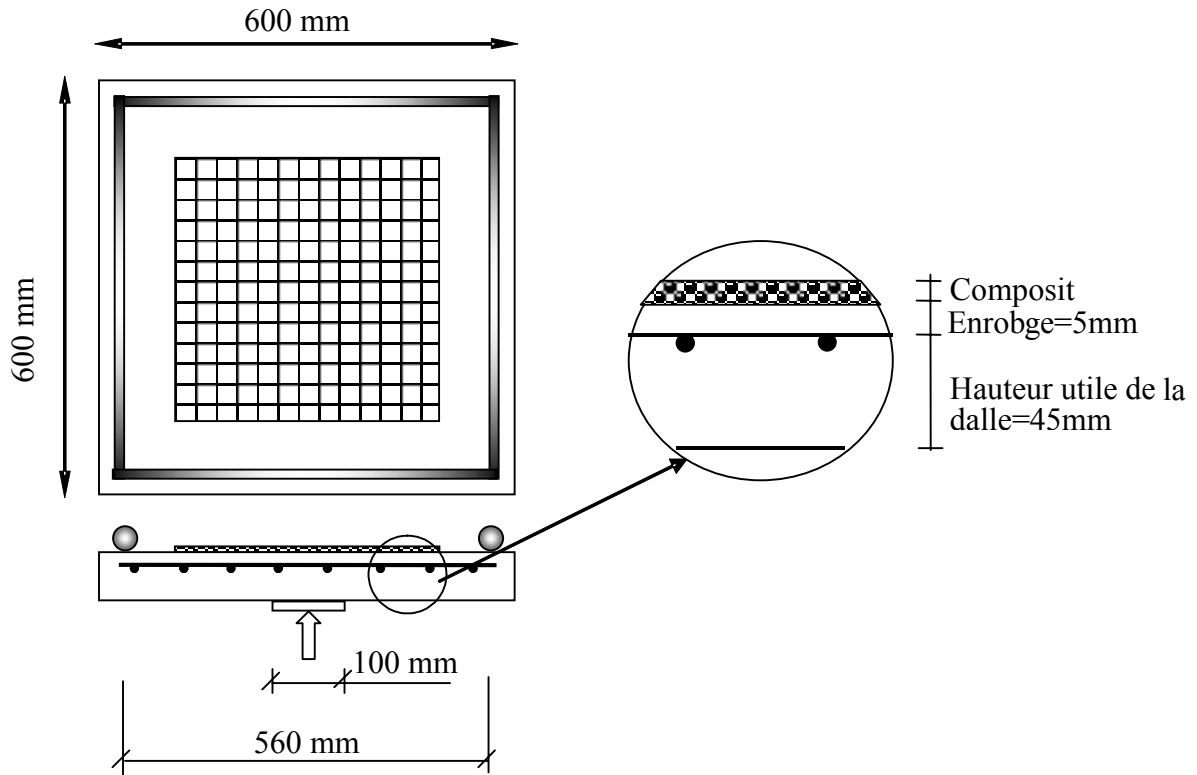


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-107 : Dimensions de la dalle et schéma de renforcement



Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-108 : Dispositif expérimental

Résultats expérimentaux

Essais sur dalles non renforcées (Dalles D11-D12)

Cet essai concerne les deux dalles en BA notées respectivement D11 et D12 et se distinguant par leur pourcentage d'armature (tableau II-12). La dalle D11 présentait un comportement ductile caractérisé par trois phases, la première correspond au comportement élastique du béton non fissuré se caractérisant par une augmentation rapide de la charge tandis que la flèche reste limitée (1mm à 2 mm). Lors de la deuxième phase, des fissurations apparaissent sur la face tendue et la dalle continue à supporter des charges et la flèche augmente plus rapidement. On augmentant la charge, des charnières plastiques apparaissent sur les diagonales et la rupture se produit d'une manière assez ductile, ce qui est compatible avec un mécanisme de plastification des aciers. Lorsque la rupture est atteinte, les quatre zones entre les diagonales restent rigides. Ces observations sont conformes au mécanisme de rupture d'enveloppe.

La dalle D12 présentait un comportement plus rigide, l'apparition des fissures diagonales n'a pas trop affecté le comportement en rigidité de la dalle qui continuait à supporter des charges sans subir de grands déplacements. A l'approche de la rupture, des fissures importantes sont observées sur la face tendue et la dalle s'effondre suivant un mode de rupture ductile correspondant à la plastification des aciers.

Les résultats des deux essais sont illustrés sur la figure II-63, les deux dalles ont un comportement assez proche (la charge ultime qui est plus importantes pour la dalle D12 en raison d'un taux d'armature plus élevé).

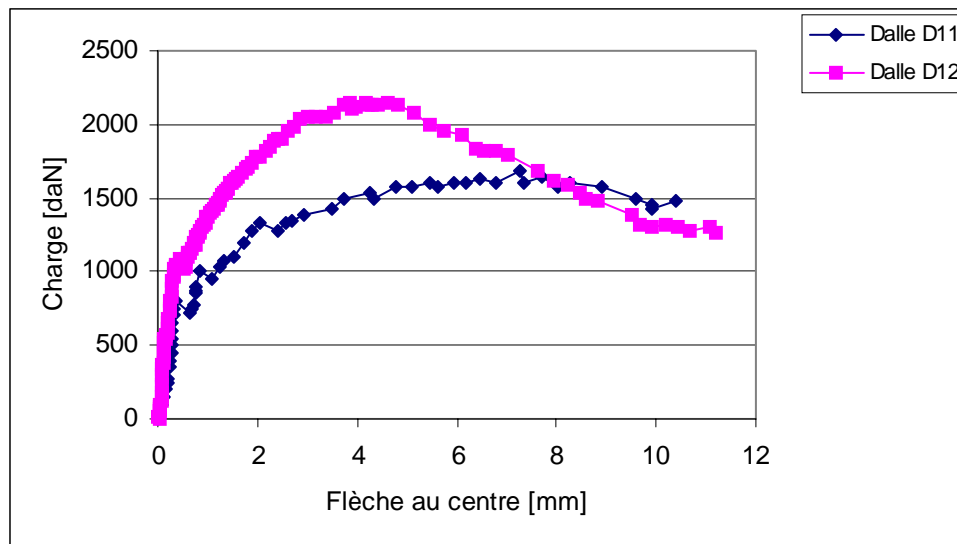


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-109 : Courbes charge-flèche pour les dalles non renforcées

Essais sur dalles renforcées

Ces essais concernent six dalles renforcées qu'on peut grouper en deux groupes en fonction du taux de renforcement. Les dalles D13, D14 et D15 se caractérisent par un faible pourcentage d'armature (0.12%), en revanche, le renfort composite couvre une partie importante de la surface tendue de la dalle (65%). Le pourcentage d'armature des trois autres dalles (D16, D17, et D18) est de 0.33% et sont renforcées en bandes qui se croisent au centre couvrant ainsi 38% de la face supérieure de la dalle (figure II-64a et II-64b). L'épaisseur du renfort dépend essentiellement du grammage de composite en fibre et varie de 0.8 à 2.0 mm.

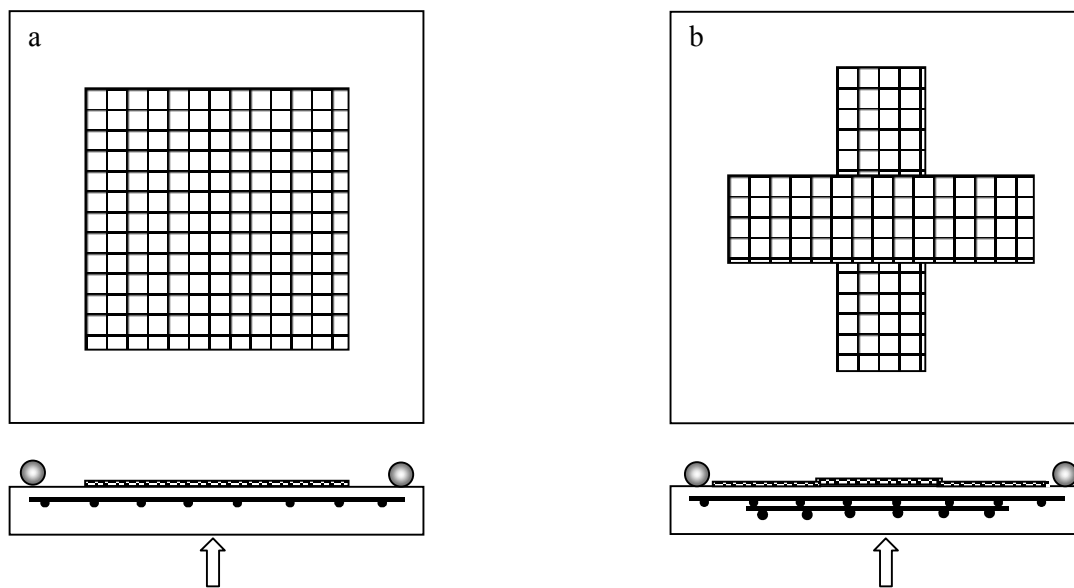


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-110 : Schéma de renforcement. a) dalles D13, D14 et D15, b) D16, D17 et D18

- Dalles D13, D14, D15

Ces dalles sont renforcées par des plaques composites d'épaisseur 1.0 mm, 1.6 mm et 2.0 mm respectivement. En comparaison avec la dalle de référence D11, on remarque que l'ajout d'une plaque composite de 1 mm d'épaisseur permet d'augmenter la capacité ultime de la dalle de 280% (figure II-65). Ce gain au niveau de la charge ultime n'est pas proportionnel à l'épaisseur du composite, du fait que la capacité ultime de la dalle est limitée par le phénomène du poinçonnement qui dépend plus des caractéristiques du béton. Aussi, cette augmentation de la charge ultime est accompagnée par une réduction en ductilité du comportement qui se traduit par une diminution de la flèche au moment de la rupture (figure II-66).

Avec l'augmentation de la charge, le composite commence à se détacher à partir des coins et la rupture finale s'est produite par poinçonnement. Dans le cas de la dalle D15, le

poinçonnement s'est produit sans qu'il ait rupture de l'interface entre le béton et le composite (figure II-67).

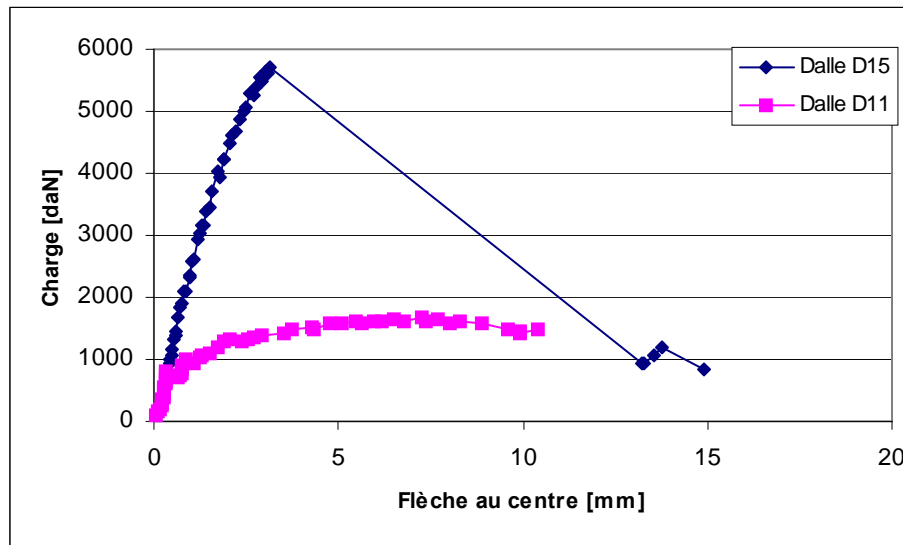


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-111 : Courbe charge-flèche de dalle renforcée et non renforcée

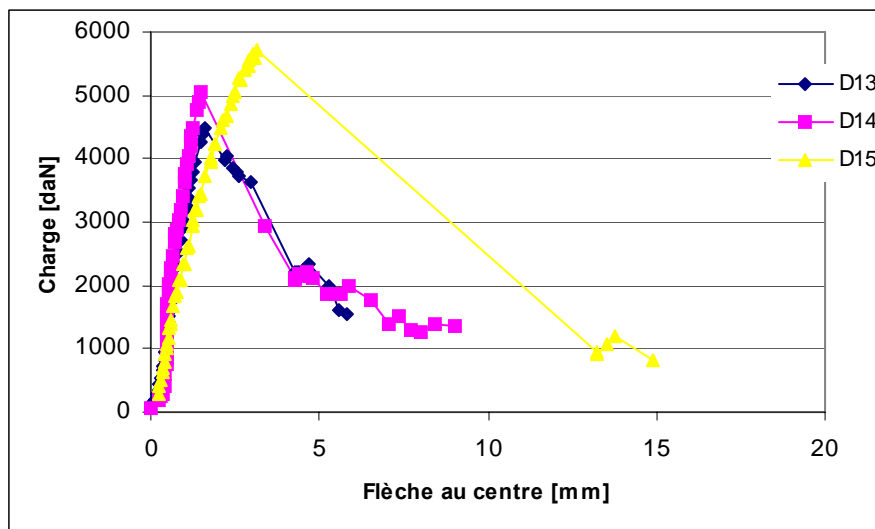


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-112 : Comparaison des courbes charge-flèche en fonction du taux du renfort

- Dalles D16, D17 D18

Ces dalles présentaient un pourcentage d'armature plus important (0.33%). L'épaisseur du renfort composite variait de 0.8 mm à 1.2 mm répartie sur 38% de la face tendue de la dalle. La dalle de référence de ces trois dalles est celle noté D12.

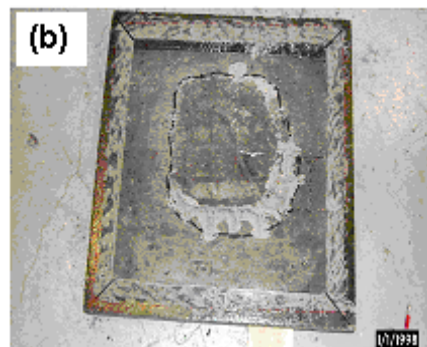
Contrairement aux dalles du premier groupe (D13, D14, D15) ces dalles présentaient un comportement flexionnel caractérisé par l'apparition de fissures "diagonale" qui se propagent

vers les coins (figure II-68a) ces fissures apparaissent à une charge de l'ordre de la charge ultime de la dalle de référence (D12) provoquant une première chute de rigidité. On augmentant la charge, l'ouverture des fissures augmente et le composite commence à se décoller. Le mode de rupture de la dalle D16 a été classé comme rupture par décollement du fait que la plaque composite a été totalement décollée en arrachant une partie du béton d'enrobage (figure II-68b). Dans le cas des dalles D17 et D18, le décollement du composite a été suivi par le poinçonnement qui fut le mode de rupture finale.

La figure II-69 illustre les phases du comportement de la dalle D16 caractérisés par une phase du comportement flexionnel suivi par le décollement du composite.



a) initiation de la rupture par décollement



b) rupture finale par poinçonnement

Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-113 : Modes de rupture des dalles testées.,



a) fissures de flexion



b) décollement du renfort avec le béton d'enrobage

Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-114 : Mode de rupture de la dalle D16

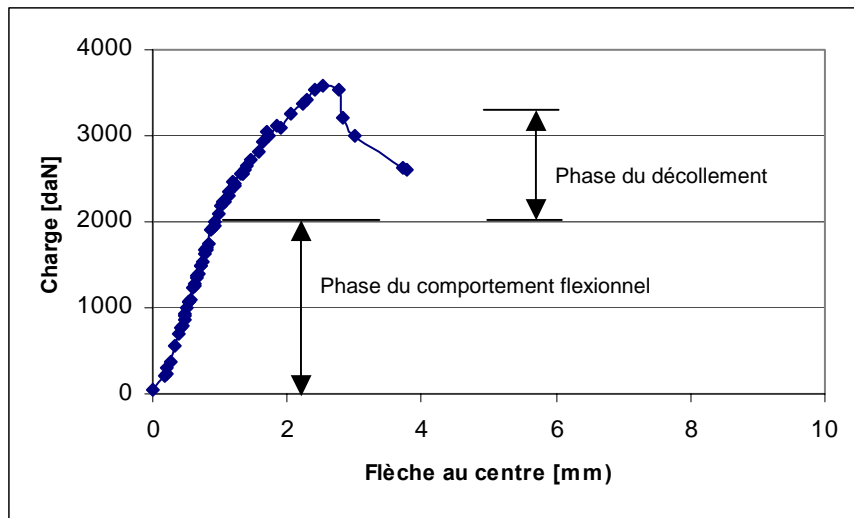


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-115 : Courbe charge-flèche de la dalle D16

La comparaison des résultats de cette première série des essais montre que pour le renforcement des dalles en flexion, il est suffisant de coller le composite sur la partie centrale de la dalle où se concentrent les efforts de traction. On augmentant l'épaisseur du renfort la charge ultime augmente, cependant le comportement de la dalle devient moins ductile ce qui conduit à une rupture par poinçonnement après épuisement de la capacité du béton en cisaillement. La figure II-70 illustre la superposition des charges courbe-flèche des dalles testées dans cette première étude expérimentale.

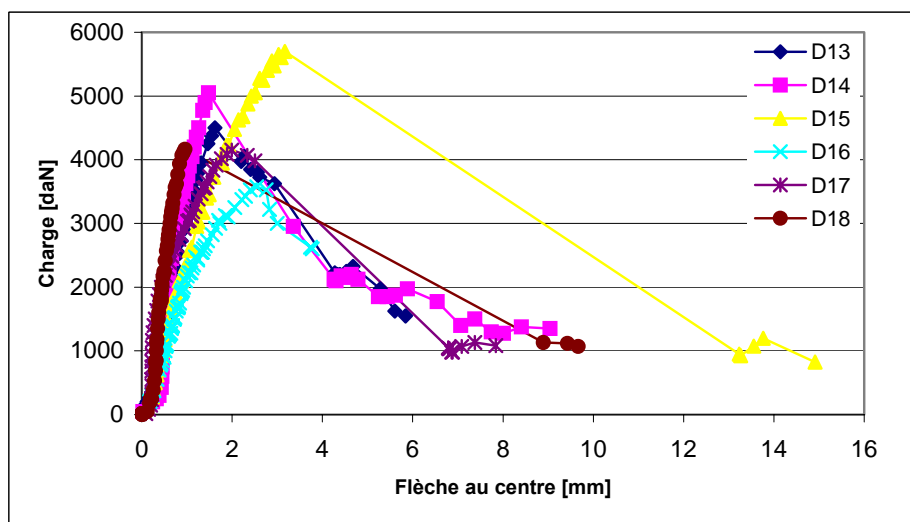


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-116 : Courbe charge flèche de la même dalle avec et sans renforcement

Analyse du comportement d'une dalle

Dans le paragraphe précédent, il a été vérifié expérimentalement, que le comportement réel des dalles en béton se caractérise d'une part par la fissuration progressive des diverses parties de la dalle et d'autre part par plusieurs mécanismes de résistance aux divers efforts de flexion, et de poinçonnement, plus le décollement qui est spécifique aux dalles renforcées. Dans ce paragraphe, les résultats expérimentaux seront confrontés aux prédictions des diverses théories des dalles en béton armé en vue de vérifier la validité de nos essais. En suite, nous menons une étude paramétrique basée sur les calculs réglementaires (Eurocode 2) dans l'objectif de conclure l'influence des différents paramètres géométriques et matériels sur le comportement des dalles en flexion et en poinçonnement. Les conclusions de cette étude seront alors exploitées pour la réalisation de la deuxième série de l'étude expérimentale.

Phases successives du comportement d'une dalle en flexion

Les différents aspects caractérisant le comportement flexionnel des dalles BA ont été observés sur la dalle D11. Ce comportement est caractérisé par quatre phases (figure II-71) :

Phase élastique linéaire

Dans cette première phase de chargement, la dalle se comporte pratiquement comme un matériau élastique linéaire, homogène et isotrope. N'étant pas fissurée, on dit qu'elle se trouve en stade I

Phase de fissuration

La fissuration du béton apparaît dans les zones tendues en commençant par les zones les plus sollicitées (centre de la dalle) pour s'étendre sous charge croissante aux autres zones où le moment de fissuration est dépassé. La rigidité des sections fissurées est réduite, ce qui conduit à une modification de la répartition des moments de flexion qui augmentent plus, pour un même accroissement de charge, que dans la phase élastique mais l'ouverture des fissures reste limitée (stade II).

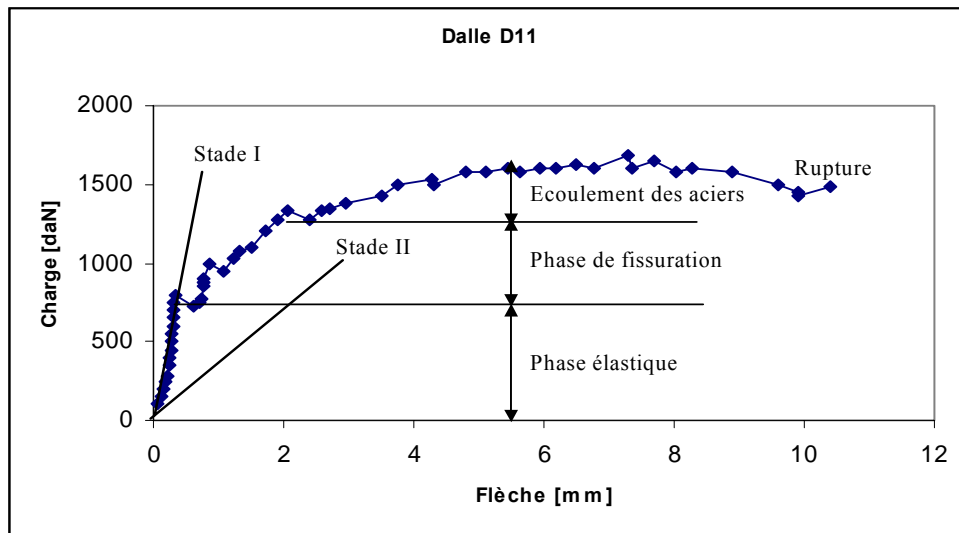


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-117 : Phases successives du comportement d'une dalle en flexion

Phase d'écoulement

On augmentant la charge, l'armature s'écoule progressivement dans les zones où les moments sont plus élevés. Les sections où l'acier d'armature atteint sa limite d'écoulement continuent de se déformer, mais le moment de flexion n'y augmente plus. Les zones d'écoulement de l'acier s'étendent progressivement et se concentrent le long des diagonales qui peuvent être assimilées à des lignes d'articulation le long desquelles se produisent les fissures les plus ouvertes.

Phase de rupture

Lorsque les lignes d'articulations ont atteint un stade de développement tel que la dalle est transformée en mécanisme, une très légère augmentation des charges conduit à des rotations importantes autour des lignes d'articulation conduisant ainsi à l'effondrement de la dalle.

Ces différentes phases ont été observées lors de l'essai sur la dalle non renforcée D11 (figure II-71) ce qui prouve que l'essai mené à l'aide du bâti rigide est assez représentatif du comportement réel des dalles.

Les principaux résultats de cette première série des essais sont résumés au tableau II-14

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-13: Résultats des essais à la rupture de la première série expérimentale

Dalle	Composite		Charge ultime (daN)	Déformation du composite ($\mu\text{m}/\text{m}.$)	Mode de rupture
	Epaisseur (mm)	Surface (%)			
D11	—	—	1600	—	Flexion
D12	—	—	2170	—	Flexion
D13	1	65	4500	4520	Décollement+poinçonnement
D14	1.6	65	5050	2270	Décollement+poinçonnement
D15	2.0	65	5700	5316	Poinçonnement
D16	0.8	38	3580	3445	Décollement
D17	1.2	38	4170	3772	Décollement
D18	1	38	4150	3540	Décollement+poinçonnement

Identification des paramètres influençant le comportement en rigidité des dalles renforcées

Ce chapitre concerne l'analyse et la modélisation du comportement flexionnel des dalles renforcées dans la phase élastique. Dans cette approche, le système dalle en béton et le renfort en composite peuvent être assimilés à une plaque d'épaisseur modérée avec l'hypothèse de l'adhérence parfaite entre les deux couches. Dans cette étude, nous considérons le cas d'une dalle renforcée au centre pour couvrir la zone la plus sollicitée, ce qui conduit à une plaque en multimatériaux d'épaisseur variable dans les deux directions.

Dans la formulation analytique, les deux plaques et la couche d'adhésif sont modélisées comme des plaques d'épaisseur modérée en utilisant la théorie des plaques de Reissner-Mindlin qui prend en compte les déformations dues au cisaillement transverse. Les déplacements (flèche et rotations) sont approchés par des séries trigonométriques et la méthode de Ritz est utilisée pour la résolution du problème.

Une étude paramétrique sera présentée dans le but d'évaluer l'influence des différents paramètres, géométriques et matériels, sur la réponse mécanique de la structure renforcée. Nous traitons le cas particulier d'une dalle carrée simplement appuyée sur les quatre côtés.

Equations de base

Nous considérons une dalle en BA de longueur a , de largeur b et d'épaisseur h_1 . l'adhésif consiste en une couche mince isotrope d'épaisseur h_2 . La couche inférieure d'épaisseur h_2 représente le composite du renfort collé sur une surface $a_1 \times b_1$ (figure II-72). Le système est soumis à un chargement q uniformément réparti sur la face supérieure de la dalle en béton et on suppose qu'il y a une adhérence parfaite entre le béton et le composite. Dans la suite de notre étude, les plaques obéissent aux hypothèses de Reissner-Mindlin.

Soit W la flèche de la dalle, ψ_x et ψ_y , sont les rotations des normales au plan moyen autour des axes Y et X respectivement.

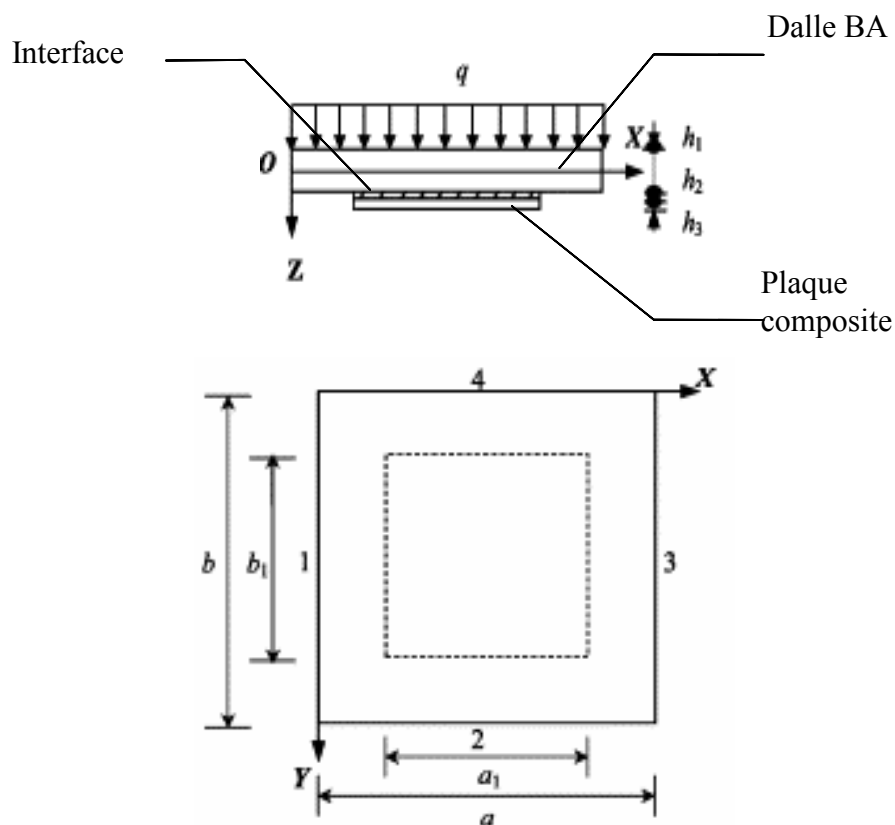


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-118: Géométrie et conditions de chargement de la dalle renforcée

D'après la théorie de Reissner-Mindlin, l'énergie potentielle totale de la dalle renforcée due aux déformations de flexion et de cisaillement peut être écrite sous la forme :

$$\begin{aligned}
\Pi = & \frac{1}{2} \int_0^b \int_0^a \left\{ D_{11}^{(1)} \left(\frac{\partial \psi_x}{\partial X} \right)^2 + D_{22}^{(1)} \left(\frac{\partial \psi_y}{\partial Y} \right)^2 + D_{66}^{(1)} \left(\frac{\partial \psi_x}{\partial Y} + \frac{\partial \psi_y}{\partial X} \right)^2 + 2D_{12}^{(1)} \frac{\partial \psi_x}{\partial X} \frac{\partial \psi_y}{\partial Y} \right. \\
& \left. + k_A^{(1)} \left(\psi_x + \frac{\partial W}{\partial X} \right)^2 + k_A^{(1)} \left(\psi_y + \frac{\partial W}{\partial Y} \right)^2 - 2qW \right\} dXdY \\
& + \frac{1}{2} \sum_{i=2}^3 \iint_{S_i} \left\{ D_{11}^{(i)} \left(\frac{\partial \psi_x}{\partial X} \right)^2 + D_{22}^{(i)} \left(\frac{\partial \psi_y}{\partial Y} \right)^2 + D_{66}^{(i)} \left(\frac{\partial \psi_x}{\partial Y} + \frac{\partial \psi_y}{\partial X} \right)^2 + 2D_{12}^{(i)} \frac{\partial \psi_x}{\partial X} \frac{\partial \psi_y}{\partial Y} \right. \\
& \left. + k_A^{(i)} \left(\psi_x + \frac{\partial W}{\partial X} \right)^2 + k_A^{(i)} \left(\psi_y + \frac{\partial W}{\partial Y} \right)^2 \right\} dXdY
\end{aligned} \tag{II-41}$$

où $S_i = a_1 \times b_1$ représente la surface de la dalle renforcée.

Dans l'expression (II-41) les termes D_{11} , D_{22} et D_{66} représentent les rigidités en flexion et en cisaillement plan et $A^{(i)}$ représentent la rigidité en cisaillement transversale. Ces termes sont données par les expressions suivantes :

$$D_{11}^{(i)} = \frac{E_{11}^{(i)} h_0^{(i)}}{(1 - \nu_{12}^{(i)} \nu_{21}^{(i)})},$$

$$D_{22}^{(i)} = \frac{E_{22}^{(i)} h_0^{(i)}}{(1 - \nu_{12}^{(i)} \nu_{21}^{(i)})},$$

$$D_{66}^{(i)} = G_{12}^{(i)} h_0^{(i)},$$

$$D_{12}^{(i)} = \nu_{12}^{(i)} D_{22}^{(i)} = \nu_{21}^{(i)} D_{11}^{(i)}$$

$$A^{(i)} = G_{12}^{(i)} h_i$$

avec

$$h_0^{(1)} = \frac{h_1^3}{12},$$

$$h_0^{(2)} = \frac{4h_2^3 + 6h_2^2 h_1 + 3h_2 h_1^2}{12},$$

$$h_0^{(3)} = \frac{4h_3^3 + 12h_3^2 h_2 + 6h_3^2 h_1 + 12h_3 h_2^2 + 12h_3 h_2 h_1 + 3h_3 h_1^2}{12}$$

où $E_{11}^{(i)}$, $E_{22}^{(i)}$, $G_{12}^{(i)}$ et $\nu_{12}^{(i)}$ ($i=1,2,3$) sont le module de Young dans les directions X et Y, le module de cisaillement et le coefficient de Poisson, respectivement, de la dalle BA, de la couche d'interface et de la plaque composite. k est le coefficient de correction de cisaillement transversal, il permet de la prise en compte la non-uniformité de la répartition des contraintes de cisaillement dans l'épaisseur de la dalle.

Dans le cas d'une dalle simplement appuyée sur les quatre côtés, les conditions aux limites se traduisent par :

Dans la direction X :

$$W = 0, \psi_x = 0 \text{ et } M_y = 0 \quad (\text{II-42a})$$

Et dans la direction Y :

$$W = 0, \psi_y = 0 \text{ et } M_x = 0 \quad (\text{II-42b})$$

M_x et M_y étant les moments suivant les axes X et Y respectivement.

Outil de calcul

Dans la théorie de Reissner-Mindlin, le champ des déplacements (flèche et rotations) s'expriment sous la forme:

$$\blacksquare \quad w(x, y) = \sum_{m=1} \sum_{n=1} A_{mn} \phi_{mn}(x, y) \quad (\text{II-43a})$$

$$\blacksquare \quad \psi_x(x, y) = \sum_{m=1} \sum_{n=1} B_{mn} \theta_{xmn}(x, y) \quad (\text{II-43b})$$

$$\blacksquare \quad \psi_y(x, y) = \sum_{m=1} \sum_{n=1} C_{mn} \theta_{ymn}(x, y) \quad (\text{II-43c})$$

où A_{mn} , B_{mn} et C_{mn} sont les inconnues du problème.

Les fonctions de base ϕ_{mn} , θ_{xmn} et θ_{ymn} peuvent être approchées par des séries trigonométriques qui satisfassent les conditions aux limites, dans le cas d'une dalle simplement appuyée, ces fonctions de base sont données par :

$$\blacksquare \quad \phi_{mn} = \sin mx \sin ny \quad (\text{II-44a})$$

$$\blacksquare \quad \theta_{xmn} = \cos mx \sin ny \quad (\text{II-44b})$$

$$\blacksquare \quad \theta_{ymn} = \sin mx \cos ny \quad (\text{II-44c})$$

Pour trouver les constantes A_{mn} , B_{mn} et C_{mn} , on remplace les équations (II-43) dans l'expression de l'énergie potentielle (II-41). Les valeurs des constantes A_{mn} , B_{mn} et C_{mn} , minimisant l'énergie potentielle, annulent les dérivées partielles.

$$\frac{\partial \Pi}{\partial A_{mn}} = 0, \frac{\partial \Pi}{\partial B_{mn}} = 0, \frac{\partial \Pi}{\partial C_{mn}} = 0 \quad (\text{II-45})$$

ce qui revient à résoudre un système d'équations linéaires qui s'écrit sous la forme matricielle suivante :

$$[K] \begin{Bmatrix} \{A_{mn}\} \\ \{B_{mn}\} \\ \{C_{mn}\} \end{Bmatrix} = \{Q\} \quad (\text{II-46})$$

$[K]$ est la matrice de rigidité définie par

$$[K] = \begin{bmatrix} [K^{AA}] & [K^{AB}] & [K^{AC}] \\ & [K^{BB}] & [K^{BC}] \\ sym & & [K^{CC}] \end{bmatrix} \quad (\text{II-47})$$

dont les termes sont donnés par

$$K^{AA} = \sum_{k=1}^3 k A^{(k)} \iint_{S_k} \left(\frac{\partial \phi_{ij}}{\partial x} \frac{\partial \phi_{mn}}{\partial x} + \frac{\partial \phi_{ij}}{\partial y} \frac{\partial \phi_{mn}}{\partial y} \right) dx dy \quad (\text{II-48})$$

$$K^{AB} = \sum_{k=1}^3 k A^{(k)} \iint_{S_k} \frac{\partial \phi_{ij}}{\partial x} \theta_{xmn} dx dy \quad (\text{II-49})$$

$$K^{AC} = \sum_{k=1}^3 k A^{(k)} \iint_{S_k} \frac{\partial \phi_{ij}}{\partial y} \theta_{ymn} dx dy \quad (\text{II-50})$$

$$K^{BB} = \sum_{k=1}^3 \left(D_{11}^{(k)} \iint_{S_k} \frac{\partial \theta_{xij}}{\partial x} \frac{\partial \theta_{xmn}}{\partial x} dx dy + D_{66}^{(k)} \iint_{S_k} \frac{\partial \theta_{xij}}{\partial y} \frac{\partial \theta_{xmn}}{\partial y} dx dy + k A^{(k)} \iint_{S_k} \theta_{xij} \theta_{xmn} dx dy \right) \quad (\text{II-51})$$

$$K^{BC} = \sum_{k=1}^3 \left(D_{12}^{(k)} \iint_{S_k} \frac{\partial \theta_{xij}}{\partial x} \frac{\partial \theta_{ymn}}{\partial y} dx dy + D_{66}^{(k)} \iint_{S_k} \frac{\partial \theta_{xij}}{\partial y} \frac{\partial \theta_{ymn}}{\partial x} dx dy \right) \quad (\text{II-52})$$

$$K^{CC} = \sum_{k=1}^3 \left(D_{22}^{(k)} \iint_{S_k} \frac{\partial \theta_{yij}}{\partial y} \frac{\partial \theta_{ymn}}{\partial y} dx dy + D_{66}^{(k)} \iint_{S_k} \frac{\partial \theta_{yij}}{\partial x} \frac{\partial \theta_{ymn}}{\partial x} dx dy + k A^{(k)} \iint_{S_k} \theta_{yij} \theta_{ymn} dx dy \right) \quad (\text{II-53})$$

et le vecteur de force $\{Q\}$ est donné par

$$Q = q \int_0^b \int_0^a \phi_{mn} dx dy \quad (\text{II-54})$$

La résolution du système (II-47) donne les inconnues A_{mn} , B_{mn} et C_{mn} . En remplaçant les valeurs de A_{mn} , B_{mn} et C_{mn} dans les équations (II-43a), (II-43b) et (II-43c) on trouve les relations charge-flèche ou charge-moment.

Exemple d'application

Caractéristiques mécaniques et géométriques

Nous considérons deux dalles, l'une non renforcée et l'autre renforcée par une plaque composite collée sur une partie de la face tendue. La dalle est simplement appuyée sur les quatre côtés et soumise à un chargement uniformément réparti sur sa face supérieure. Cette dalle peut être modélisée comme la dalle indiquée sur la figure II-72 avec les dimensions suivantes :

$a=b=560$ mm et $h=50$ mm.

Pour la dalle renforcée, le renfort a les dimensions suivantes :

$a_1=b_1=420$ mm ce qui correspond à 56% de la surface de la dalle,

l'épaisseur de la couche d'adhésif est $h_2=1$ mm, et nous considérons un renfort en carbone/époxy d'épaisseur $h_3=2$ mm.

Les propriétés mécaniques des matériaux constituant la dalle en BA, la couche d'adhésif et la plaque en carbone/époxy considérés sont les suivants :

Pour le béton armé : module d'Young $E_{11}^{(1)} = E_{22}^{(1)} = 30.0$ GPa, et coefficient de Poisson $\nu_{12}^{(1)}=0.18$,

la couche d'adhésif : $E_{11}^{(2)} = E_{22}^{(2)} = 3.0$ GPa, et $\nu_{12}^{(2)}=0.38$,

le composite carbone/époxy : $E_{11}^{(3)} = 140.0$ GPa, $E_{22}^{(3)} = 10.0$ GPa, et $\nu_{12}^{(3)}=0.3$.

Résultats numériques

La figure II-73 illustre une représentation tridimensionnelle de la flèche des dalles renforcée et non renforcée, et pour illustrer l'effet du renforcement, les figures II-74 et II-75 montrent la superposition des courbes charge-flèche et charge-moment respectivement, de la dalle renforcée et non renforcée. Le collage d'une plaque carbone/époxy, d'épaisseur de 2mm, sur 50% de la dalle en BA conduit ainsi à une réduction de la flèche d'environ 22%.

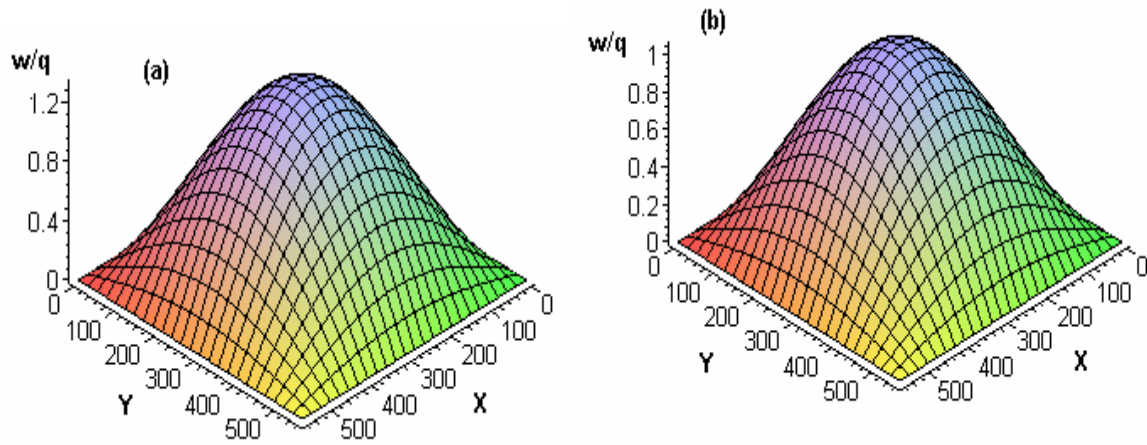


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-119 : Représentation tridimensionnelle de la flèche : (a) dalle non renforcée, (b) dalle renforcée

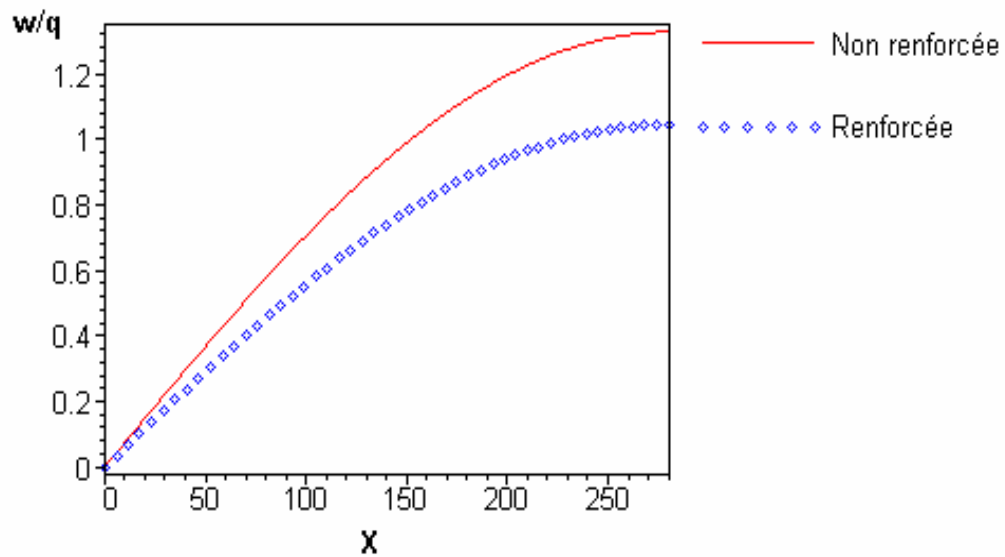


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-120 : Comparaison des courbes charge-flèche des dalles renforcée et non renforcée

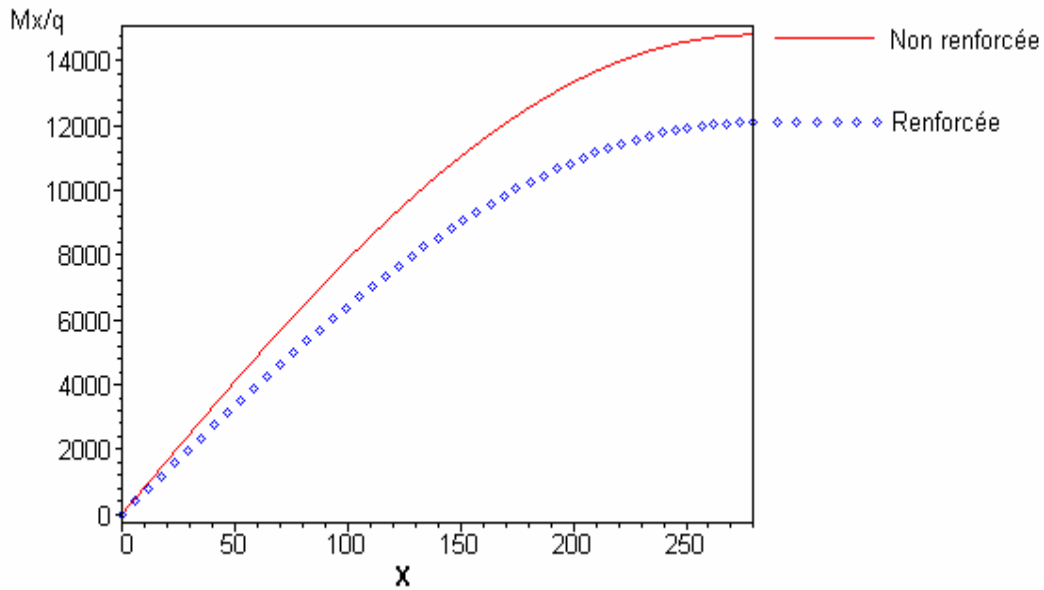


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-121* : Comparaison des courbes charge-moment des dalles renforcée et non renforcée

Etude paramétrique

Dans le but d'évaluer le degré d'influence des différents paramètres influençant le comportement flexionnel des dalles, nous menons dans ce paragraphe une étude paramétrique qui consiste en le suivi de l'évolution de la réponse mécanique de la dalle renforcée en fonction de la surface renforcée « s », le module d'Young du renfort composite « E » et son épaisseur « h ». Pour évaluer l'effet de la surface renforcée s, on fixe les deux autres paramètres (E et h) et on varie le pourcentage de la surface renforcée de 0.25% à 85% et ainsi de suite pour les autres paramètres comme l'illustre le tableau II-13

Tableau *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-14*: Paramètres géométriques et matériels utilisés dans l'étude paramétrique

Dalles / Paramètres	S(%)	E(Gpa)	h(mm)
D1	46	70	2
D2	86	70	2
D3	25	70	2
D4	46	100	2
D5	46	140	2
D6	46	70	1
D7	46	70	4

Les résultats sont illustrés sur les figures II-76, II-77 et II-78 en terme de courbes charge-flèche. D'après ces résultats, on remarque que les dimensions de la surface renforcée n'affectent pas trop la flèche (figure II-76) du fait que la cette dernière est contrôlée plutôt par

les déformations de la flexion au centre de la dalle. En revanche, l'effet de l'épaisseur et du module du renfort sont plus évidents (figures II-77 et II-78).

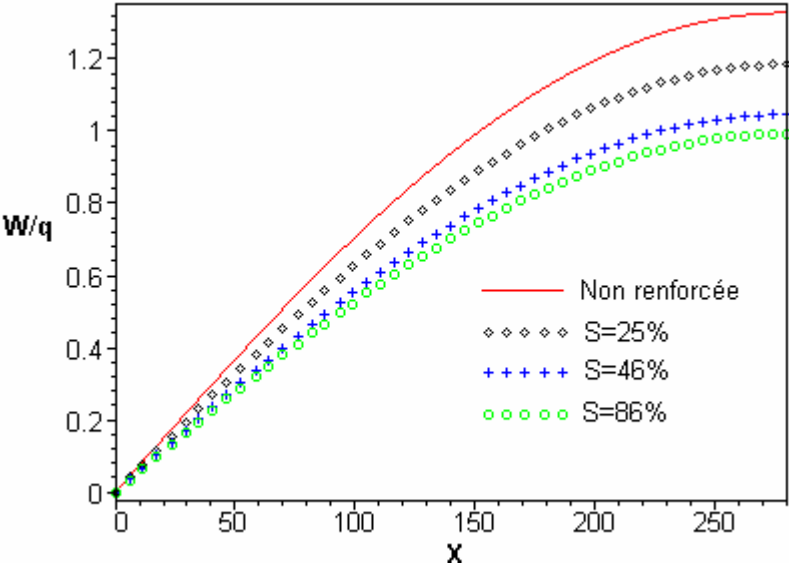


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-122 : Evolution de la flèche en fonction de la surface renforcée

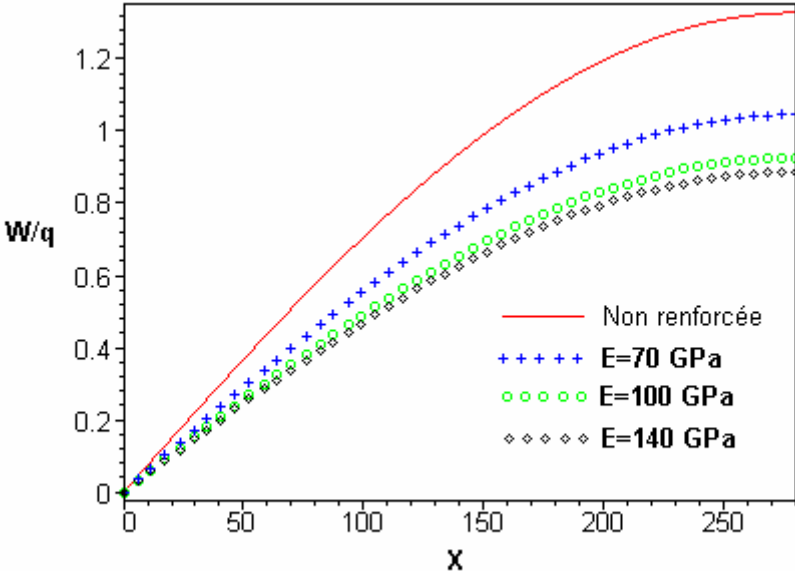


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-123 : Evolution de la flèche en fonction du module d'Young du composite

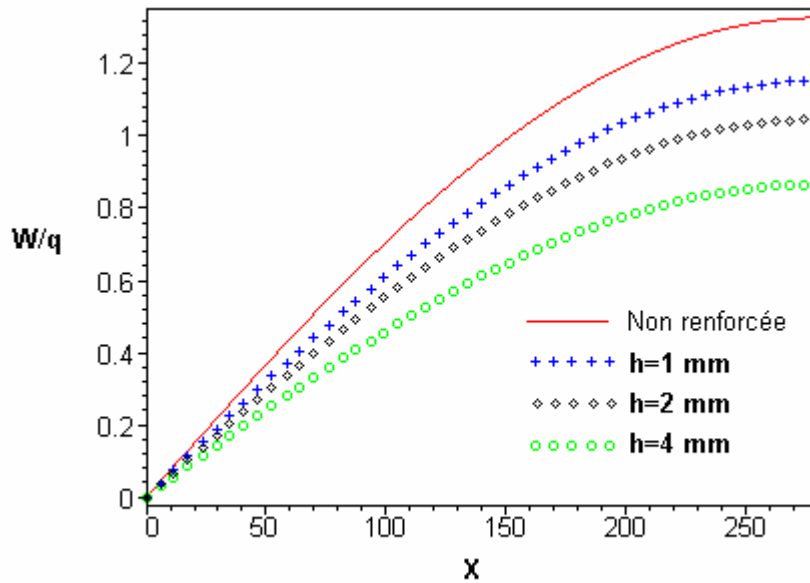


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-124 : Evolution de la flèche en fonction du module de l'épaisseur du composite

Conclusion

Dans ce paragraphe, nous avons appliqué la théorie classique des plaques de Reissner-Mindlin pour modéliser le comportement d'une dalle simplement appuyée sur les quatre côtés et renforcée par matériaux composites. Hormis les hypothèses de bases de la théorie de Reissner-Mindlin, l'hypothèse de l'adhérence parfaite à l'interface béton-composite a été adoptée et la méthode de Ritz a été appliquée pour la résolution du problème.

L'application numérique a montré l'effet des propriétés mécaniques de la plaque du renfort sur le comportement de la dalle renforcée. Dans cette étude, il a été considéré que la charge était répartie sur la surface de la dalle en raison, notamment, de la difficulté de sélectionner des fonctions d'approximation qui satisfassent les conditions aux limites dans le cas d'un chargement ponctuel. Cependant, cette modélisation nous a permis d'établir les paramètres influençant le comportement en rigidité des plaques renforcées. Les champs de déplacements d'un élément de plaque renforcée par matériaux composites sont particulièrement sensibles à l'épaisseur du renfort appliquée et à son module. La modélisation confirme alors les résultats obtenus expérimentalement et confirme l'intérêt des composites pour limiter jusqu'à 20% les flèches des structures à renforcer.

Identification des paramètres influençant le mode de rupture des dalles renforcées

de section rectangulaire. Dans le cas des dalles isotropes (même niveau du renforcement dans les deux directions) et pour des taux d'armature inférieurs à 1%, le moment de résistance m_R est calculé comme pour une poutre en prenant le bras de levier z des forces internes F_c et F_t (figure II-79) égal à $0.9d$ où d est la hauteur utile de la section de béton. Ce qui donne

$$m_R = A_s f_y 0,9d = \rho b h f_y 0,9d \quad [\text{N m/m}] \quad (\text{II-55})$$

avec

A_s : section d'armature tendue par unité de largeur de la dalle

f_y : résistance caractéristique de l'acier d'armature

d : hauteur utile

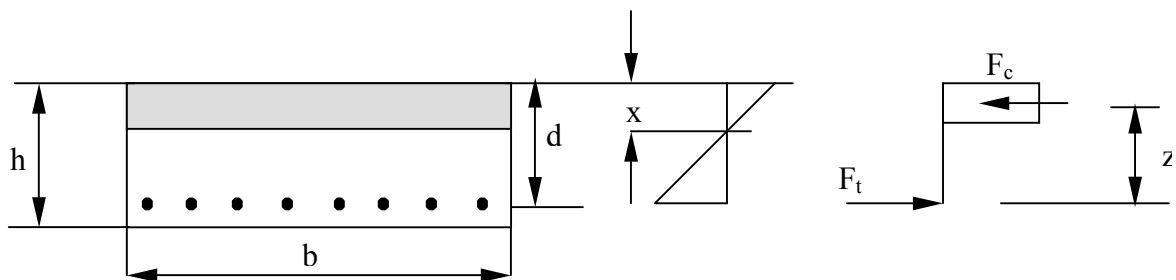


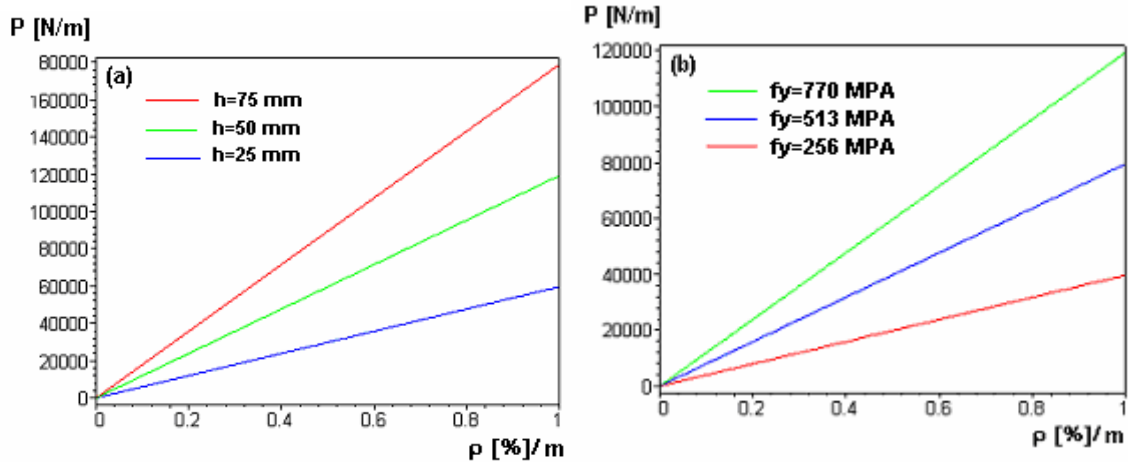
Figure **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-125** : Résistance à la flexion d'une section en béton armé

la charge ultime de la dalle peut être déduite de la théorie des lignes de rupture dans le cas des planchers dalles en considérant un mécanisme de rupture local, elle est exprimée par

$$P = \frac{2\pi m_R}{1-l/a} \quad [\text{N/m}] \quad (\text{II-56})$$

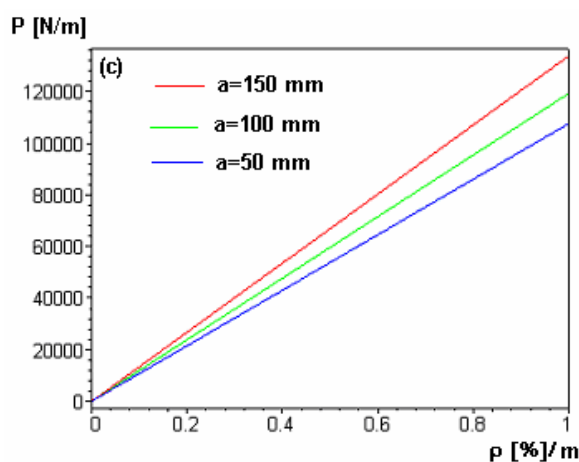
où a est le côté de la surface chargée.

La charge ultime P dépend donc linéairement du taux du renforcement ρ , de la résistance des aciers f_y , de la hauteur de la dalle h et des dimensions de la zone chargée. Les effets de ces paramètres sont illustrés sur la figure II-80 en considérant les caractéristiques de la dalle non renforcées D11 (tableau II-12).



a) hauteur de la dalle,

b) nuance des aciers



c) la surface chargée

Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-126 : Effet des différents paramètres sur la charge ultime en flexion des dalles BA

Comme le montre les courbes de la figure II-80, l'augmentation des sections ou des caractéristiques matérielles conduit à l'augmentation de la capacité flexionnelle de la dalle. Cependant, et comme cela a été prouvé expérimentalement, à un certain niveau du renforcement, la capacité flexionnelle se limite par le phénomène du poinçonnement.

En conclusion, deux paramètres conditionnent un usage optimal du composite comme renfort des dalles : d'abord l'utilisation des plaques de faible épaisseur permet plus à la dalle de développer des mécanismes de flexion. Deuxièmement, l'adhérence entre le béton et le composite assure le transfert des charges vers la plaque du renfort, et par conséquent, une importante mobilisation de la capacité de la plaque composite. On note également que l'état de déformation du renfort au centre de la dalle est équi-biaxial, la différence des déformations dans les deux directions s'explique par les incertitudes sur la géométrie de la plaque

composite et en particulier le possible excentrement de la charge par rapport au centre de la dalle.

Taux de travail du composite en fonction du mode de rupture

La déformation du renfort composite traduit le taux de sa résistance en traction mobilisé lors des sollicitations de flexion. L'objectif d'une opération de renforcement donc est de pouvoir utiliser le renfort en sa pleine capacité. Lors des essais menés dans cette étude expérimentale, la déformation du composite a été suivie au centre de la dalle où le composite subit le maximum des efforts de traction ainsi que dans les bords de la plaque du renfort pour détecter le début de décollement. Les figures II-81, II-82 et II-83 illustrent l'évolution des déformations du renfort composite des dalles D14, D15 et D16. Ces trois dalles représentent trois degrés de renforcement (1.6 mm, 2 mm et 0.8 mm) et ont subi trois modes de rupture différents qui sont : le poinçonnement (dalle D15), le décollement (dalle D16), et décollement suivi du poinçonnement (dalle D14), et les déformations à la rupture des trois dalles sont respectivement 2700 $\mu\text{m/m}$, 5000 $\mu\text{m/m}$ et 3500 $\mu\text{m/m}$.

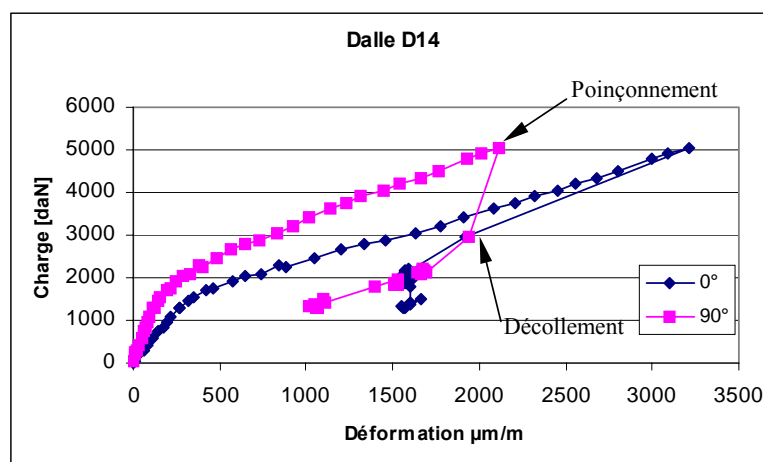


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-127 : Evolution des déformations du composite de la dalle D14

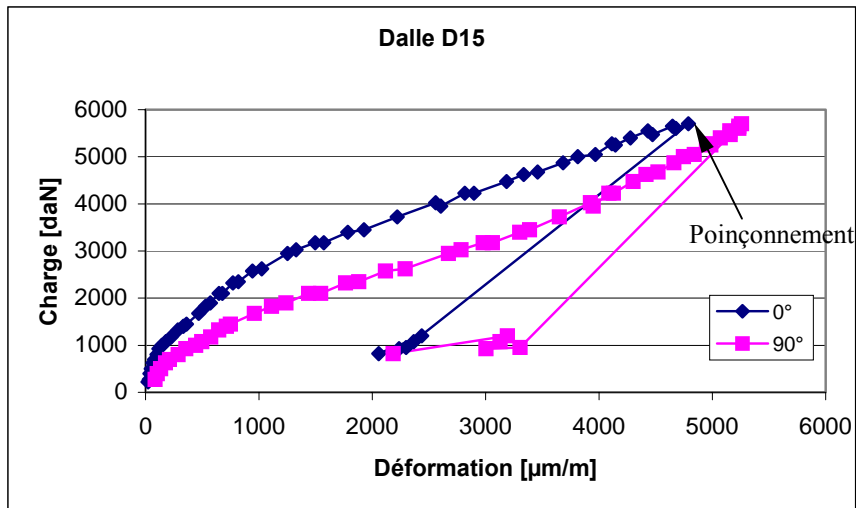


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-128 : Evolution des déformations du composite de la dalle D15

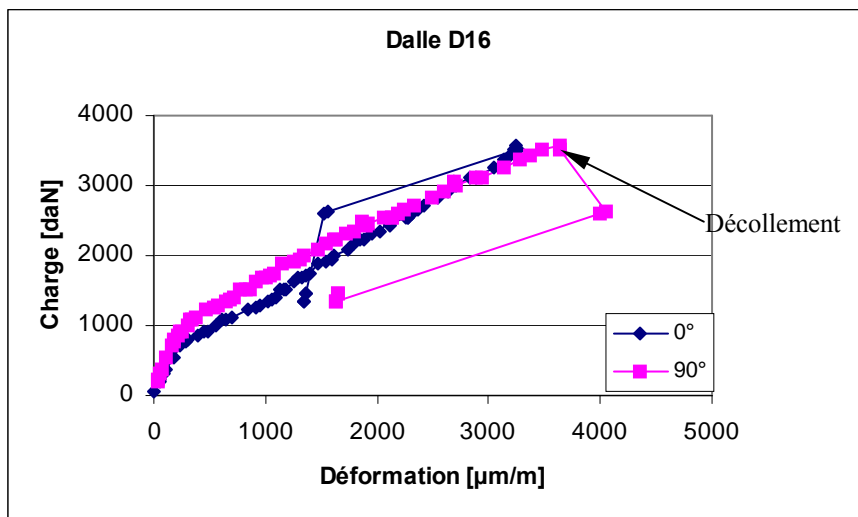


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-129: Evolution des déformations du composite de la dalle D15

La comparaison des déformations des dalles D14 et D16 montre que l'utilisation du renfort de faible épaisseur favorise la mobilisation d'un grand taux de la capacité ultime du composite. Cependant, le taux de déformation de la dalle D15 était le plus élevé bien que le renfort était le plus épais. Ceci qui s'explique par le fait que la rupture s'est produite sans décollement qui empêche le composite d'aller jusqu'à la rupture. L'ensemble des résultats obtenus lors de la première série expérimentale est récapitulée au tableau 15.

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-15: Résultats des essais à la rupture de la première série expérimentale

Dalle	Composite		Charge ultime (daN)	Déformation du composite ($\mu\text{m}/\text{m}.$)	Mode de rupture
	Epaisseur (mm)	Surface (%)			
D11	—	—	1600	—	Flexion
D12	—	—	2170	—	Flexion
D13	1	65	4500	4520	Décollement+poinçonnement
D14	1.6	65	5050	2270	Décollement+poinçonnement
D15	2.0	65	5700	5316	Poinçonnement
D16	0.8	38	3580	3445	Décollement
D17	1.2	38	4170	3772	Décollement
D18	1	38	4150	3540	Décollement+poinçonnement

Critères de ruine par poinçonnement de dalles en béton armé renforcées

Introduction

Le mode de rupture par poinçonnement est caractérisé par une rupture fragile qui se produit sans déformation plastique. Ce mode de rupture est fort complexe et a fait l'objet de nombreuses explications de la part des chercheurs. Les principaux points de son développement sont actuellement établis et peuvent être décrits comme suit :

- des fissures de forme circulaire, apparaissent très tôt (sous charges de service) à la face supérieure de la dalle au périmètre de la surface chargée ;
- des fissures radiales (dues aux moments tangentiels) de faible ouverture se propagent du centre vers les coins de la dalle ;
- des fissures internes en forme de tronc de cône se créent pour des charges de l'ordre de la moitié aux deux tiers de la charge de rupture, sans pour autant influencer la résistance.

La rupture se produit brutalement et sans déformation préalable significative, la fissure tronconique entre la dalle et le cône de poinçonnement s'ouvre largement et la fente qui s'ensuit conduit à une rupture subite.

Les mécanismes de rupture par poinçonnement font toujours l'objet de discussions. Il peut s'agir soit d'un épuisement de la capacité du béton en compression radiale, soit d'une rupture par traction dans le béton à la surface du cône de rupture ou encore en raison de l'insuffisance de l'armature de flexion de la dalle au-dessus de la charge concentrée.

La complexité du phénomène du poinçonnement et l'absence d'un modèle universel font que l'approche choisie par les normes de construction est nécessairement simplificatrice. En règle générale, les règlements définissent une surface de contrôle, définie par le périmètre critique et la hauteur utile de la dalle, sur laquelle la contrainte de cisaillement ne doit pas excéder certaines valeurs. Cette surface est généralement un cylindre normal au plan de la dalle, à une certaine distance de la charge concentrée variant de 0.5 à $2d$ selon les différents règlements (figure II-84) [Albrecht U. 2002]. Les diverses normes de construction diffèrent aussi de façon significative dans leur prise en compte de l'effet de l'armature de flexion.

Vérification de la résistance au poinçonnement selon Eurocode 2

La vérification selon l'Eurocode 2 s'effectue en s'assurant que la charge concentrée P ne dépasse pas la résistance ultime au poinçonnement V_R réduite par le facteur de sécurité γ_R :

$$P \leq V_R / \gamma_R$$

V_R étant la résistance au poinçonnement, calculée comme le produit de la surface de poinçonnement $u \cdot d$ située à $1.5d$ de la face de la surface chargée :

$$V_R = \tau \cdot K \cdot (1,2 + 40\rho_1) \cdot u \cdot d \quad (\text{II-57})$$

avec

τ : Valeur de calcul de la résistance conventionnelle au cisaillement (tableau II-16)

$K = (1,6 - d) \geq 1$ (avec d en [m])

$\rho_1 = \sqrt{\rho_{lx} \cdot \rho_{ly}}$: armature moyenne au-dessus de la charge

d : hauteur utile de la dalle ;

u : périmètre critique

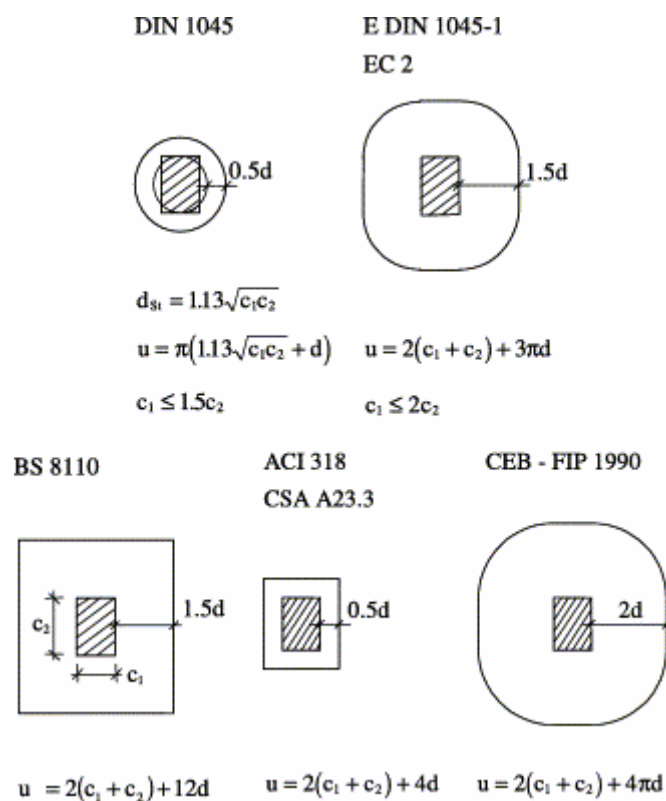


Figure **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-130 : Périmètre critique selon les différentes normes

Tableau *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-16: Valeurs de calcul de la contrainte de cisaillement selon l'Eurocode 2

Classe du béton	C12/15	C16/20	C20/25	C25/30	C30/37	C35/45	C40/50	C50/60
τ [N/mm ²]	0.18	0.22	0.26	0.30	0.34	0.37	0.41	0.48

La courbe de la figure II-85 illustre la variation de la charge de poinçonnement en fonction du pourcentage d'armature en prenant comme caractéristiques géométriques et structurales ceux des dalles testées dans cette étude expérimentale.

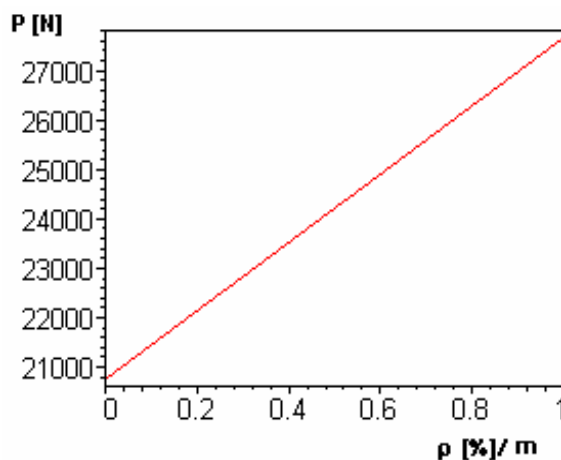


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-131: Charge de poinçonnement en fonction du pourcentage d'armature

Comparaison du comportement des dalles en flexion et au poinçonnement

Les premiers résultats expérimentaux nous ont montré que la charge ultime ainsi que le passage du mode de rupture flexionnel au poinçonnement sont contrôlés, essentiellement, par le taux du renfort. D'après la comparaison entre les résistances à la flexion et au poinçonnement selon les prédictions de l'Eurocode 2 (figure II-86), la croissance de la résistance à la flexion, on augmentant le taux d'armature, est nettement plus importante que la croissance de la charge ultime en poinçonnement. Les deux courbes se croisent pour un taux d'armature de 0.2% qui correspond à une charge P=24 kN. Au-delà de ce pourcentage d'armature la dalle poinçonne.

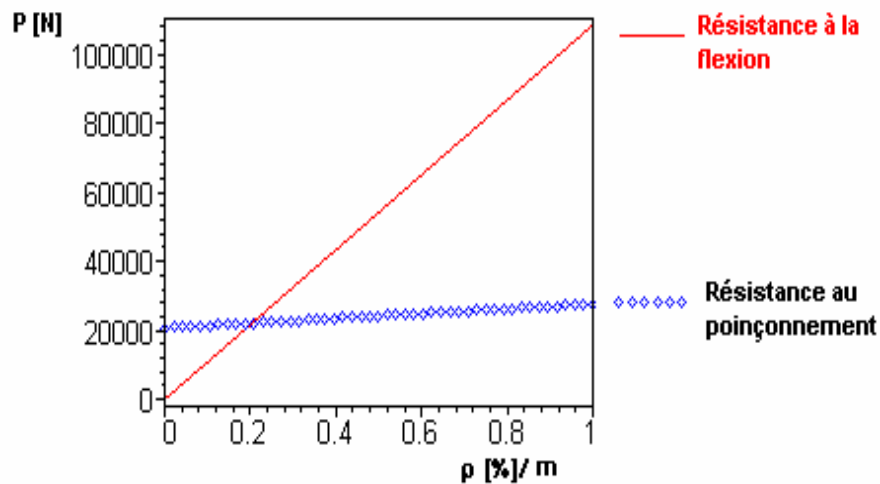


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-132 : Comparaison de la résistance à la flexion et au poinçonnement

Pour élargir le champ de notre étude expérimentale, il faut donc augmenter la résistance au poinçonnement et réduire la capacité flexionnelle de la dalle simultanément afin d'atteindre d'autres modes de rupture. D'après l'étude paramétrique effectuée dans ce paragraphe, la résistance des dalles au poinçonnement peut être améliorée en augmentant la classe de résistance du béton. La courbe de la figure II-87 illustre la variation de la résistance en flexion et au poinçonnement dans le cas d'un béton C60. L'augmentation de la classe de béton permet donc l'amélioration de la résistance de la dalle au poinçonnement sans augmenter sa capacité flexionnelle.

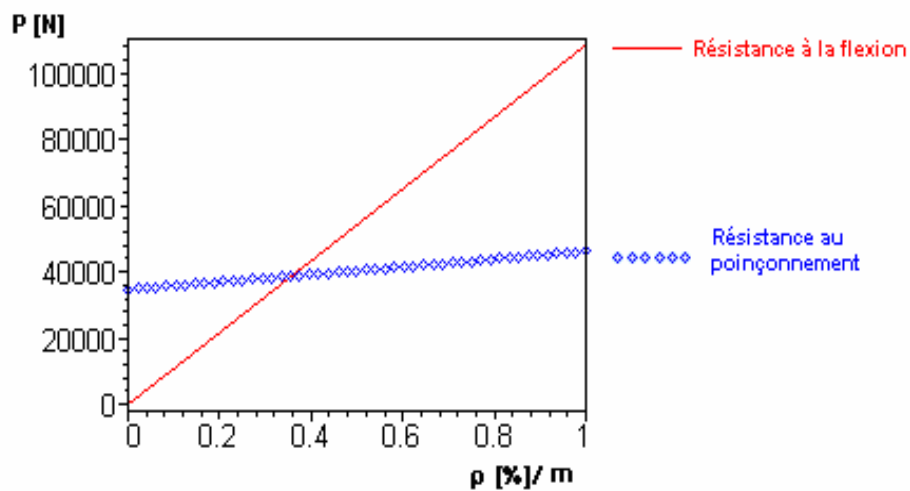


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-133: Comparaison de la résistance à la flexion et au poinçonnement au cas d'un béton C60

La première étude expérimentale avait pour objectif d'analyser le comportement et les mécanismes de résistance des dalles sous chargement centré. Nous avons alors soumis des dalles en BA renforcées et non renforcées appuyées sur leur contour à un chargement appliqué au centre. Les résultats expérimentaux montrent que le renforcement par plaques composites peut augmenter jusqu'au 200% la charge à la rupture. Deux modes de rupture ont été observés, une rupture ductile par flexion suivant un schéma d'enveloppe pour les dalles faiblement armées, on augmentant le degré de renforcement, le mode de rupture passe de la flexion au poinçonnement précédé, dans certain cas, par le décollement de la plaque du renfort. Le suivi des déformations du composite nous a permis de conclure que la mobilisation de la résistance du composite en traction est contrôlée, d'une part, par l'adhérence entre le support en béton et le renfort composite, d'autre part, le renforcement de la partie centrale de la dalle permet le développement des efforts plus importants que dans le cas d'un renfort réparti sur une surface importante de la face tendue.

L'étude paramétrique établie selon l'Eurocode 2 nous a montré l'influence des différents paramètres sur la résistance des dalles en BA sous chargement centré. La comparaison entre la résistance à la flexion et au poinçonnement montre que ce dernier mode de rupture est présent à partir des taux de renfort de l'ordre de 0.2%, ce qui explique la rupture par poinçonnement observée sur les dalles renforcées. L'augmentation de la classe de béton permet l'augmentation de la résistance au poinçonnement et, par conséquent, favorise le mode de rupture par flexion. Toutes les conclusions faites à l'issue de cette première étude expérimentale seront prises en considération dans la prochaine série des essais.

Etudes expérimentales complémentaires

Première étude complémentaire

Certaines modifications ont été apportées sur les dalles testées lors de cette série. D'abord une dalle est surdimensionnée en acier afin d'en assurer la rupture par poinçonnement sans la renforcer par composites, ce qui va nous permettre d'évaluer l'effet du composite vis à vis de la résistance au poinçonnement en comparaison avec les dalles renforcées testées dans la première série, cette dalle est notée D21. Une deuxième dalle sera testée sans renforcement (D22) et servant de référence de références des essais sur les quatre dalles renforcées (D24-

D26). Pour les dalles renforcées, et dans l'objectif d'atteindre un mode de rupture flexionnel, des changements ont été effectués au niveau du renfort composite: deux bandes composites à faible grammage en fibre de 30 cm de largeur sont collées dans les deux directions (figure II-88). Pour le renforcement interne, le treillis soudé d'armature a été placé à mi-hauteur de la dalle, ces deux mesures visent à réduire la capacité flexionnelle de la dalle. Pour augmenter la résistance au poinçonnement, les dalles ont été fabriquées à partir d'un béton de classe C60. Au total, six dalles ont été fabriquées dont quatre ont été renforcées. Les caractéristiques de ces dalles (notées D21 à D26) sont reportées au tableau II-17.

Les procédés de mise en œuvre (préparation de surface, stratification) demeurent les mêmes que dans la série précédente.



Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-134: Schéma de renforcement

Dalle	Béton (MPa)	Armature (%)	Composite (mm)
D21	25	0.58	—
D22	60	0.12	—
D23	60	0.12	0.72
D24	60	0.12	0.86
D25	60	0.12	0.93
D26	60	0.12	1.12

Résultats des essais

Dalles non renforcées (D21, D22)

Les deux dalles non renforcées présentaient deux comportements différents en raison des différences du pourcentage d'armature (figure II-89). La dalle D21 est caractérisée par un comportement rigide jusqu'à un niveau de chargement de l'ordre de la moitié de la charge ultime. A partir de ce niveau de chargement, des fissures diagonales commencent à apparaître sur la face supérieure de la dalle. On augmentant la charge, une fissure circulaire importante s'est formée au centre de la dalle, à l'approche de la rupture, l'ouverture des fissures circulaires devient plus importante sans pour autant influencer la flèche et la rupture s'est produite d'une manière brutale par poinçonnement de la dalle.

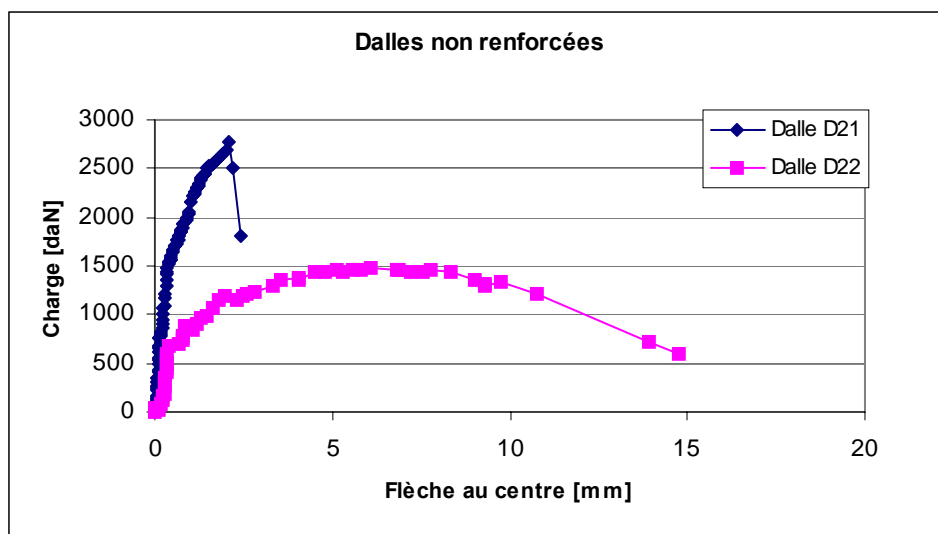


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-135: Courbes charge-flèche des dalles non renforcées

La dalle D22 présentait un comportement ductile similaire à celui de la dalle D11 testée dans la première série, ce comportement est caractérisé par une phase élastique, une phase de fissuration et une phase de plastification des aciers ce qui est compatible avec le mode de rupture flexionnel. La réduction au niveau de la charge ultime par rapport à la dalle D11 peut être expliquée par le fait les aciers d'armature ont été placés à mi-hauteur de la dalle.

Dalles renforcées (D23-D26)

Les courbes charge-flèche des quatre dalles renforcées sont caractérisées par deux branches linéaires. La première partie, quasi-élastique, s'apparente au comportement du béton non fissuré, et durant laquelle la flèche reste limitée jusqu'au niveau de chargement correspondant au début de décollement qui provoque une baisse de rigidité. La deuxième partie semble dépendre en grande partie de l'épaisseur du composite. En effet, on remarque qu'à mesure d'augmenter l'épaisseur du renfort le décollement affecte moins le comportement de la dalle du fait que le phénomène du décollement se passe d'une manière assez progressive.

En fonction du taux du renforcement, la charge ultime augmentait de 2.25 à 3.32 fois par rapport à la dalle de référence D22. Ce gain au niveau de la charge ultime est accompagné d'une réduction de ductilité traduite par une baisse de la flèche d'environ 2.6 fois (figure II-90).

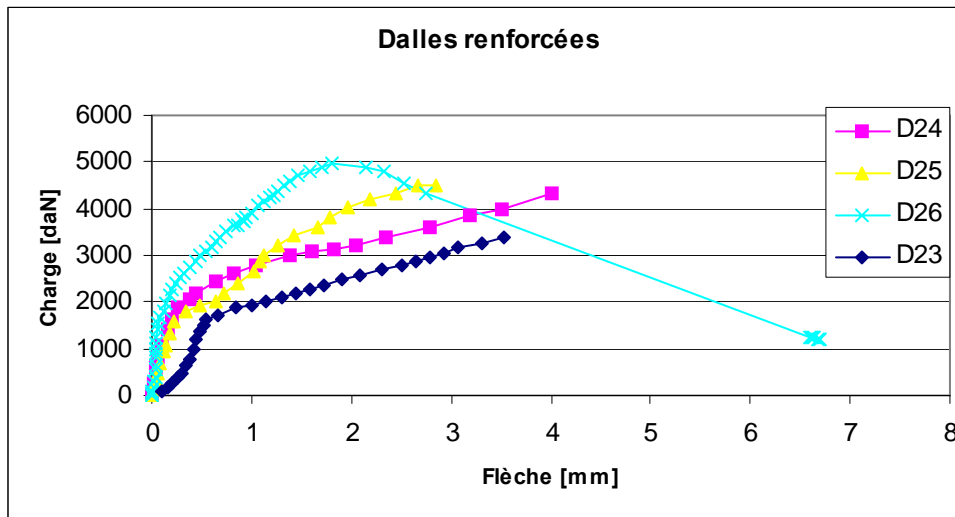
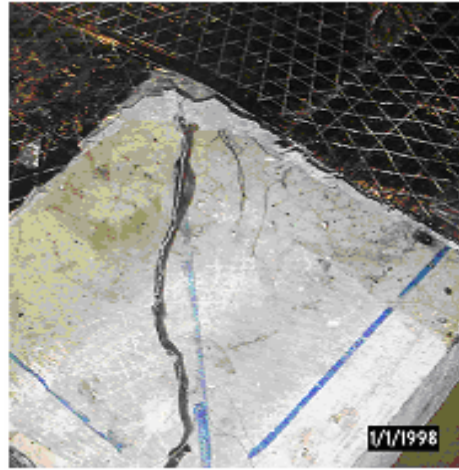


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-136: Courbes charge-flèche des dalles renforcées

Les dalles testées dans cette série sont caractérisées par deux modes de rupture différents, les dalles D23 et D24 ont atteint leurs états ultimes selon le mécanisme de rupture par décollement. Le décollement s'est produit par un simple délaminage du composite sans qu'il ait décohésion du béton d'enrobage (figure II-91a). La dalle D26 a subi le mode de rupture par poinçonnement sans décollement du composite (figure II-91b). Dans le cas de la dalle D25, un décollement partiel de la plaque du renfort a été observé à partir de 2 tonnes et la dalle continuait à supporter la charge sans subir de grands déplacements, l'essai a été arrêté au bout du 45 kN pour éviter le poinçonnement de la dalle.



a) décollement,



b) poinçonnement

Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-137 : Mode de rupture.

Le suivi des déformations du composite montre que tant le niveau de sollicitation est inférieur à la charge correspondante à la fissuration de la dalle, les déformations dans les deux directions restent limitées. Ainsi, à ce niveau de chargement, le composite est faiblement sollicité (figures II-92 et II-93) et par conséquent l'effet du renforcement est n'a pas une influence significative sur le comportement de la dalle. Cependant, dès que les premières fissures commencent à apparaître, on assiste à un accroissement rapide, et presque linéaire, des déformations. À ce stade, le composite a une influence significative sur le comportement de la dalle et l'effet du renforcement est d'autant plus marqué que l'épaisseur du composite est importante. Au moment de la rupture, le taux des déformations du composite était considérablement plus important en comparaison aux essais de la première série (dalle D11-D18), ce qui s'explique par l'utilisation du composite de faible épaisseur (inférieur à 1 mm). Cependant, la rupture du composite n'a pas été atteinte en raison, notamment, de la rupture de l'interface entre le béton et le composite.

Le tableau II-18 résume les principaux résultats obtenus lors de cette deuxième étude expérimentale.

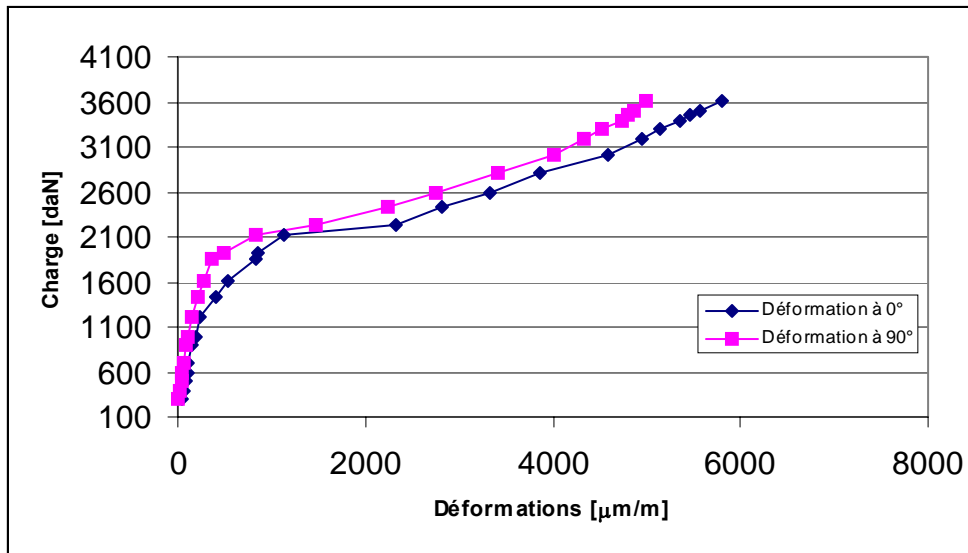


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-138 : Evolution des déformations du composite avec la charge appliquée (Dalle D23)

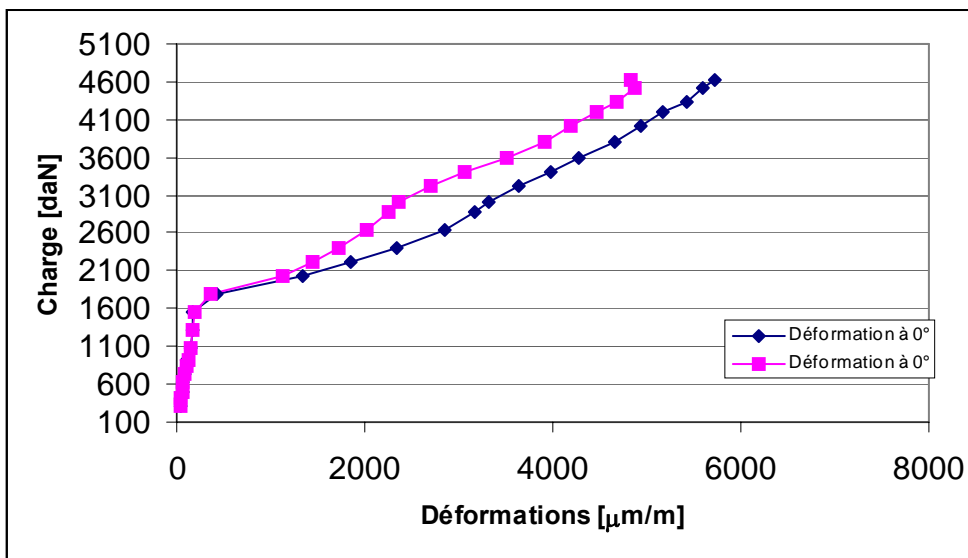


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-139 : Evolution des déformations du composite avec la charge appliquée (Dalle D25)

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-18: Résultats des essais de la deuxième série expérimentale

Dalle	Renfort		Charge ultime (daN)	Flèche max (mm)	Déformation du composite ($\mu\text{m}/\text{m}.$)	Mode de rupture
	Composite (mm)	Acier (%)				
D21	—	0.58	2765	2.20	—	Poinçonnement
D22	—	0.12	1480	9	—	flexion
D23	0.72	0.12	3600	3.52	5800	décollement
D24	0.86	0.12	4325	4	5720	décollement
D25	0.93	0.12	4615	2.85	5700	Décollement+poinçonnement
D26	1.12	0.12	4900	2.30	3445	poinçonnement

Conclusion

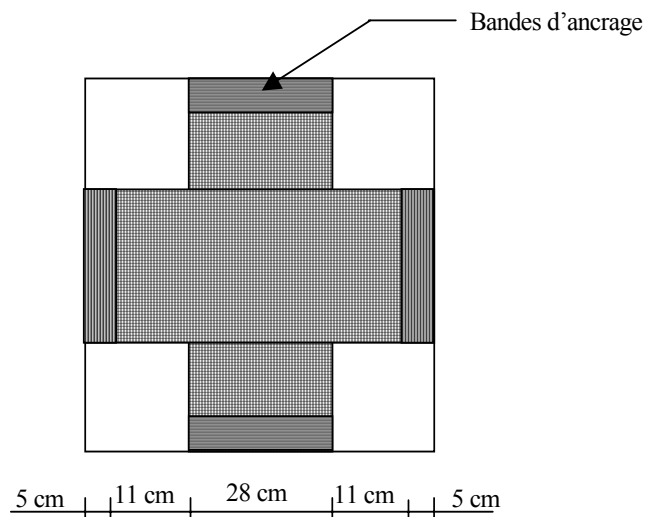
Suite aux résultats des essais menés dans la première série expérimentale ainsi qu'aux résultats de la première étude complémentaires, on constate que la réduction de l'épaisseur du composite permet d'atteindre un haut niveau de sollicitation dans la plaque du renfort, et par conséquent, la mobilisation d'un taux important de la résistance du composite. D'après les mesures des déformations relevées au centre de la plaque composite, un taux optimal du renfort serait situé entre 1 et 1.5%. Au-delà de ce pourcentage les déformations du composite, et par conséquent les contraintes, restent limitées.

La deuxième conclusion concerne le décollement au niveau de l'interface béton-composite qui était le mécanisme caractérisant le mode de rupture des dalles renforcées. Plusieurs travaux ont traité le phénomène de rupture par décollement dans le cas des poutres. Cependant, la rupture prématurée par décollement empêche l'utilisation de composite à sa pleine capacité et diminue ainsi l'effet du renforcement. C'est ainsi que nous projetons de continuer notre étude expérimentale en proposant des solutions permettant d'améliorer l'adhérence entre le composite et le support en béton.

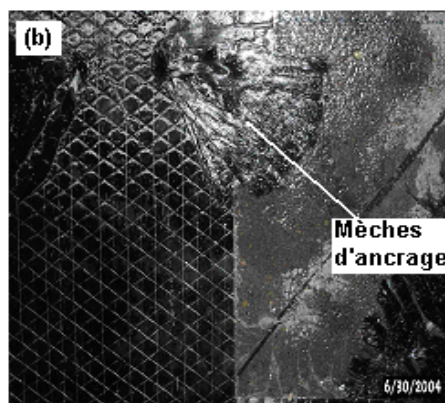
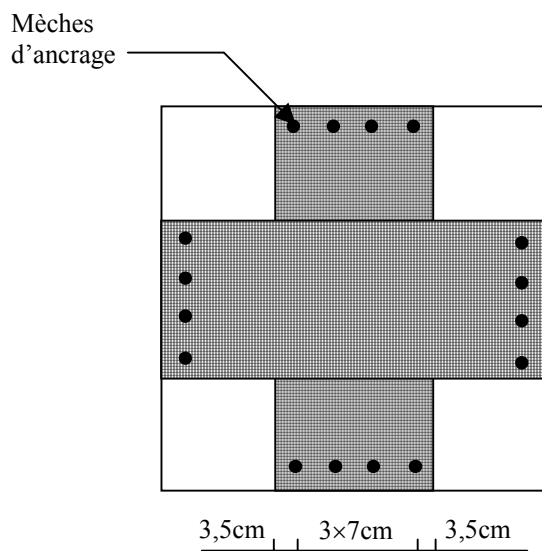
Deuxième étude complémentaire

Plan d'expérience

Dans cette partie, nous reprenons les essais effectués dans de la deuxième série expérimentale avec deux mesures permettant d'assurer une meilleure adhérence entre le béton et le composite. La première mesure consiste à améliorer le traitement de surface. L'utilisation d'un béton haute performance rend difficile le traitement de surface par sablage et cette méthode a été remplacée par ponçage au disque diamanté. Cela permet d'enlever la couche extérieure fragile du béton et l'obtention d'une surface plane et sans défaut. La deuxième mesure concerne l'ancrage mécanique du composite. Deux méthodes d'ancrage sont testées. La première consiste en l'ajout de bandes supplémentaires en composite dans les extrémités des plaques de renfort, les dimensions des bandes supplémentaires sont de 30 cm×6 cm (figure II-94a). La deuxième méthode consiste à introduire des mèches en fibre de carbone dans la dalle. Au préalable, quatre trous de 20 mm de profondeur et 6 mm de diamètre sont perforés dans les quatre extrémités de la dalle. Après nettoyage, les trous sont remplis par de la résine, ensuite, une partie des mèches en fibre de carbone de 12 cm de longueur est introduite dans les trous et l'autre partie est collée sur la surface de la dalle (figure II-94b). Quatre dalles ont été testées dont les caractéristiques sont identiques à ceux de la deuxième série (dalle D23-D26) et se distinguant par la méthode d'ancrage (tableau II-19).



a) ancrage par ajout de bandes composite.



(b) ancrage par introduction de mèches

Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-140: Méthodes d'ancrage du composite.

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-19: Caractéristiques de l'ancrage		
Dalle	Epaisseur du composite (mm)	Ancrage
D31	0.58	1 bande carbone/époxy (6×30 cm) par côté
D32	0.62	2 bandes carbone/époxy (6×30 cm) par côté
D33	0.60	4 mèches en fibre de carbone (12 cm) par côté
D34	0.62	4 mèches en fibre de carbone (12 cm) par côté

Résultats

Les courbes charge-flèches des quatre dalles testées sont présentées sur la figure II-95. Les quatre dalles présentent un comportement similaire caractérisé par une réponse quasi linéaire jusqu'à la rupture. Ceci s'explique du fait que l'épaisseur du composite était du même ordre pour les quatre dalles (environ 0.6 mm). Le mode de rupture aussi était identique, les quatre dalles ont atteint leur état ultime par poinçonnement sans qu'il ait décollé du composite à l'exception de la dalle D31 où le poinçonnement a été précédé par un léger décollé des bandes d'ancrage sans autant influencer le comportement de la dalle. En revanche, les mèches d'ancrage sont restées intactes jusqu'à la rupture ce qui a empêché le décollé du renfort (figure II-96). On constate également une augmentation de la charge ultime de l'ordre de 8% par rapport à la dalle D23 qui présente les mêmes caractéristiques des dalles testées dans cette série mais sans ancrage.

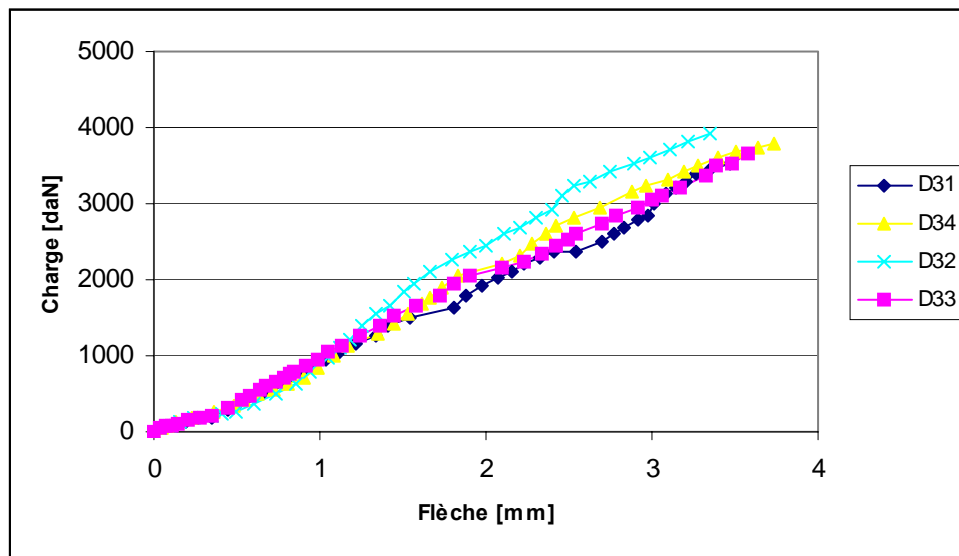


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-141: Courbes charge-flèche des dalles D31-D34

Le suivi des déformations du composite au centre de la dalle, et en comparaison avec les essais menés auparavant, on constate que le composite atteint son plus haut niveau de déformation (figure II-97). Ceci s'explique par le faible grammage du composite utilisé, mais surtout par un meilleur transfert des charges de la dalle au composite grâce à l'utilisation du système d'ancrage utilisé. L'ancrage assure également le transfert des charges de manière identique dans les deux directions provoquant ainsi un état de traction équi-biaxiale de la plaque composite.

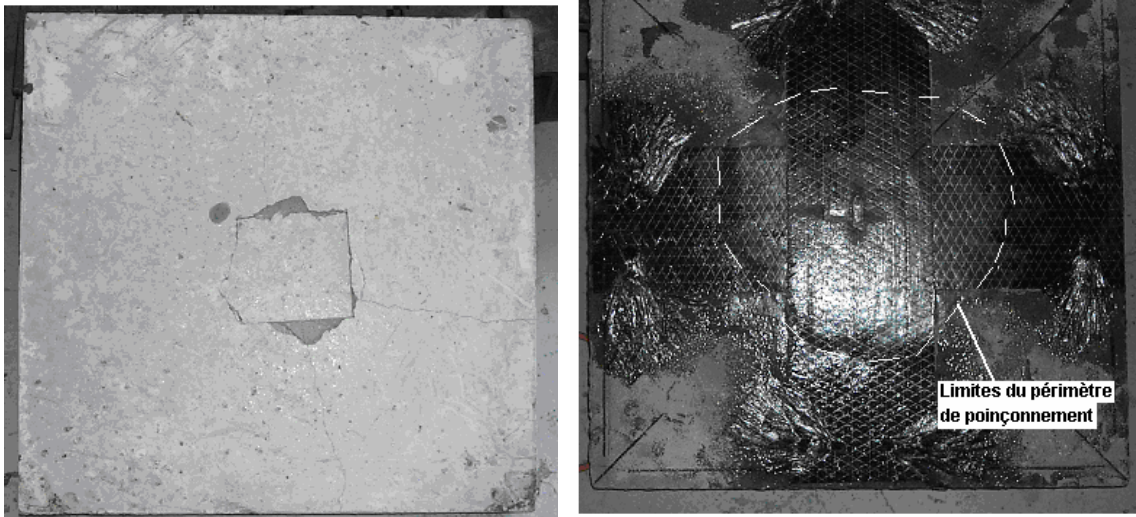


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-142 : mode de rupture des dalles renforcées

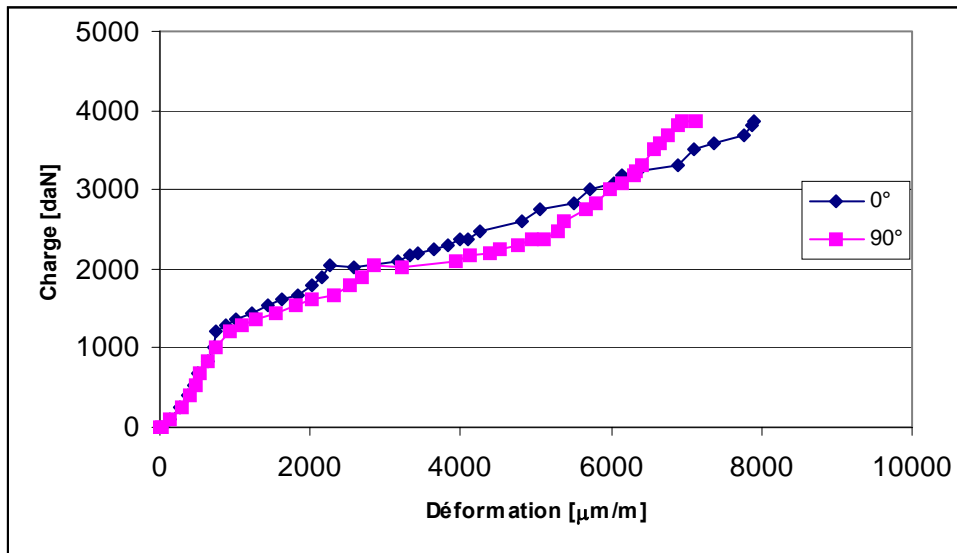


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-143 : Déformation au centre de la plaque de renfort de la dalle D34

Conclusion

Les essais menés dans cette troisième série expérimentale nous ont confirmé que, mis à part les problèmes de décollement du renfort composites, sous chargement concentré, la résistance des dalles renforcées est contrôlée par le phénomène du poinçonnement et, par conséquent, le composite ne change par les mécanismes de résistance de la dalle.

Dans sa globalité, l'étude expérimentale menée dans ce chapitre nous a permis d'évaluer l'effet de certains paramètres sur l'ensemble de l'opération du renforcement des dalles dans le but d'aboutir à un renforcement optimal. Il est évident que les dix-huit dalles testées ne

permettent pas d'étudier l'ensemble des paramètres contrôlant le comportement et les mécanismes de résistance des dalles, néanmoins, le mode de rupture identique par poinçonnement de la quasi-totalité des dalles testées nous permet de focaliser notre étude, par la suite, sur ce phénomène. D'après les résultats de cette étude exploratoire, les conclusions qu'on peut tirer sont les suivantes :

- le pourcentage du renfort composite optimal est de l'ordre de 1 à 1.5%. Au-delà de ce pourcentage, les déformations du composite restent trop limitées et par conséquent, un faible taux de la résistance du composite est mobilisé.
- la configuration la mieux adaptée consiste en des bandes qui se croisent au centre (au-dessus de la charge), cela permet de concentrer le renfort dans la zone la plus sollicitée et permet également le développement des mécanismes flexionnels dans la dalle ce qui conduit à un mode de rupture plus ductile ;
- l'augmentation de la classe de résistance du béton est favorable à la résistance au poinçonnement, cependant, l'utilisation des bétons haute performance nécessite des soins particuliers au traitement de surface pour assurer une bonne adhérence béton-composite ;
- la méthode d'ancrage par mèches en fibres de carbone semble être un bon moyen pour surmonter les problèmes de rupture prématurée par décollement.

Formulation du critère de rupture par poinçonnement

Introduction

Les essais à la rupture sur dalles renforcées et non renforcées menés au chapitre précédent nous ont révélé que le renforcement par matériaux composites ne change pas le mode de rupture qui demeure majoritairement le poinçonnement. Il a été constaté également que, suivant le niveau du renforcement, la charge ultime augmentait de 100 à 300%. Cette augmentation de la charge de poinçonnement est compatible avec les prédictions des diverses normes qui tiennent compte de l'influence de l'armature flexionnelle sur la résistance au poinçonnement. Cependant, les dangers que représente le poinçonnement, et qui découlent de la fragilité de ce mode de rupture, ainsi que la complexité du phénomène, font que les normes de construction sont nécessairement sécuritaires. En effet, il est aisé de constater que la surface de contrôle définie par les normes n'a que peu de rapport avec le mode de rupture réel par poinçonnement.

Outre les approches adoptées par les normes qui sont strictement basées sur la théorie de l'élasticité, et qui sont clairement insuffisantes pour représenter le comportement réel de poinçonnement d'une dalle après les premières fissurations, on distingue deux grands axes de recherche dans ce domaine. D'une part les approches basées sur des modèles mécaniques, qui représentent la structure comme un ensemble d'éléments (bielles en béton, tirants en acier) et décrivent le comportement à la ruine de la structure [Kinnunen S. et Nylander H. 1963]. D'autre part, les approches basées sur des modèles numériques qui cherchent à représenter le comportement réel des diverses composantes du phénomène du poinçonnement, notamment: le béton en compression et en traction, l'acier d'armature pour son effet en flexion, en confinement et son effet de goujon, l'adhérence entre le béton et l'armature [Menétrey P. 1995].

Méthodes classiques du renforcement au poinçonnement

Il y a plusieurs causes qui peuvent conduire à la dégradation de la résistance des dalles au poinçonnement. On peut citer parmi ces causes l'augmentation de la charge d'exploitation du bâtiment (nouvelles installations, équipement lourds), l'installation de nouveaux services nécessitant la création d'ouverture dans la dalle, la corrosion des armatures ou encore les problèmes liées aux erreurs de calcul et de conception.

Le danger majeur de la rupture par poinçonnement consiste en la fragilité de ce mode de rupture qui peut conduire à des dégâts importants. C'était le cas par exemple d'un centre

commercial (*Sampoong Department Store*) à Séoul, où le changement d'exploitation du cinquième étage d'une patinoire en un restaurant a augmenté la charge d'exploitation de 35% ce qui a conduit à l'effondrement du plancher de cinquième étage par poinçonnement, le poids propre du plancher et les charges qu'il supportait se sont reportées sur l'étage inférieur où le poinçonnement s'est produit à nouveau, et ainsi de suite jusqu'à l'effondrement total du bâtiment conduisant à quelques 500 morts [Gardner N.J. et al. 2002].

Plusieurs techniques ont été inventées pour augmenter la résistance des dalles au poinçonnement. Il est bien sûr possible d'augmenter la résistance du béton, mais cela n'a pour effet qu'une augmentation modeste de la résistance, de l'ordre de 10% à 15%. Sinon, la résistance au poinçonnement peut être améliorée par des solutions faisant appel à des surépaisseurs, l'utilisation d'armature de poinçonnement (panier d'armature ou goujons d'ancrage) ou encore l'utilisation d'une précontrainte additionnelle. La figure II-98 illustre les différentes techniques utilisées pour augmenter la résistance au poinçonnement.

Ces techniques permettent, certainement, l'augmentation de la capacité portantes des dalles, cependant, elles présentent l'inconvénient d'être difficile à mettre en œuvre voir impossible dans le cas des dalles de faible épaisseur ou elle entraîne le changement de l'apparence de la dalle (cas des surépaisseur).

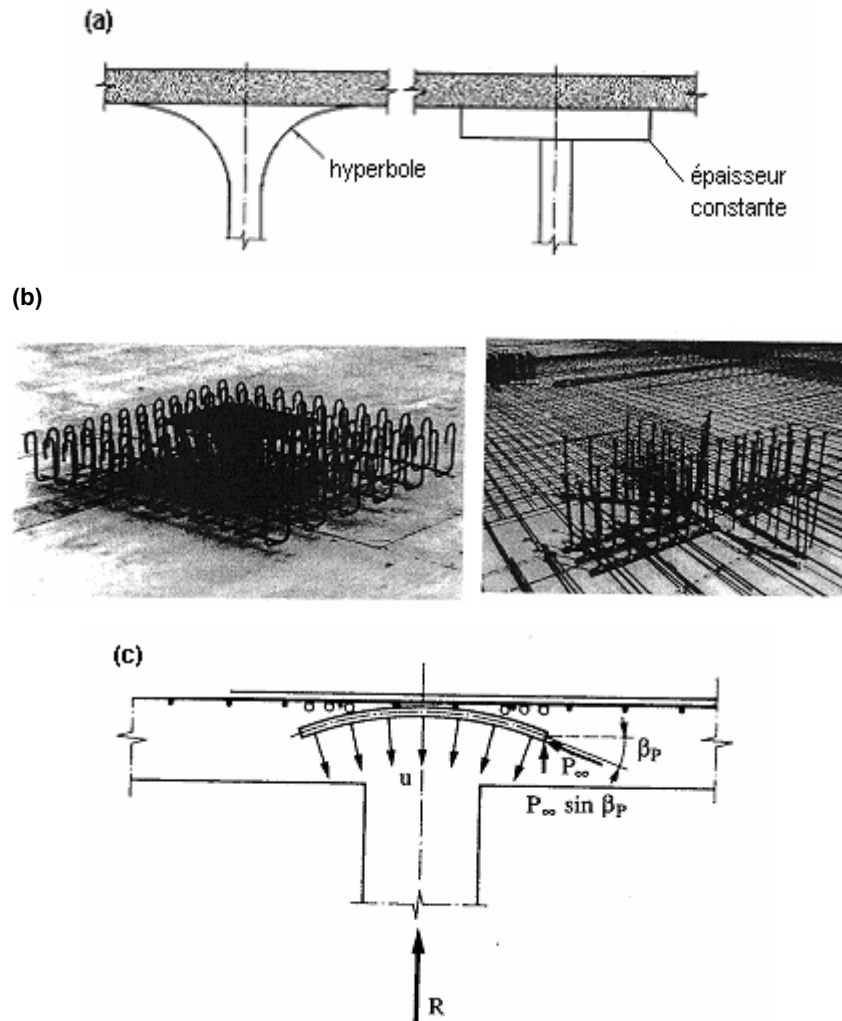
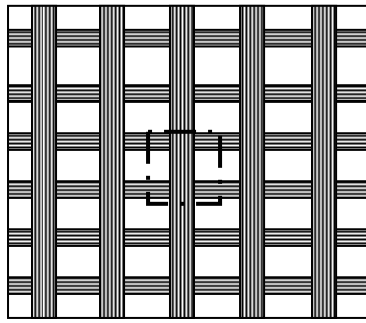
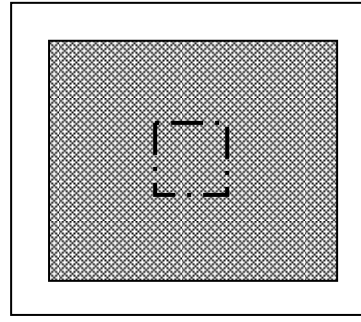


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-144 : Techniques classiques de renforcement au poinçonnement
 (a) surépaisseur en béton, (b) armature de poinçonnement, (c) câble précontraint

A l'inverse du renforcement à la flexion, les travaux traitant le renforcement des dalles au poinçonnement sont beaucoup moins nombreux. Les premières études de ce genre remontent à 2000 par [Tan K.H. 2000] qui a mené une étude expérimentale portant sur l'optimisation du renfort composite vis à vis du poinçonnement en testant des dalles renforcées par des bandes composites et des stratifiés couvrant la totalité de la zone de poinçonnement de la dalle (figure II-99).



(a) bandes composite



(b) stratifié couvrant la zone du poinçonnement

Figure **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-145 : Configurations du renfort composite vis-à-vis du poinçonnement

En comparaison avec la dalle de référence, l'auteur conclut que le renforcement par bandes n'a qu'une faible influence sur la résistance au poinçonnement malgré la réduction de l'espacement des bandes.

Pour la prédiction de la résistance au poinçonnement, l'auteur propose de définir un facteur d'accroissement k , fonction du taux de renforcement, par lequel il faut multiplier la résistance de la dalle non renforcée pour obtenir la résistance de la dalle renforcée. Le facteur k est défini par :

$$k=0.5 (\lambda+2) \quad (\text{II-58})$$

où λ est l'indice du renforcement relatif défini comme le rapport des taux de renforcement du composite par celui des aciers

$$\lambda = \frac{\rho_f}{\rho_s} = \frac{A_f/A_s}{A_s/d} \frac{f_f}{f_y} \quad (\text{II-59})$$

avec ρ_f , ρ_s , A_f , A_s , f_f et f_y sont respectivement les pourcentages, les sections et les résistances du composite et de l'acier. La figure II-100 illustre la variation du facteur k en fonction de l'épaisseur du composite.

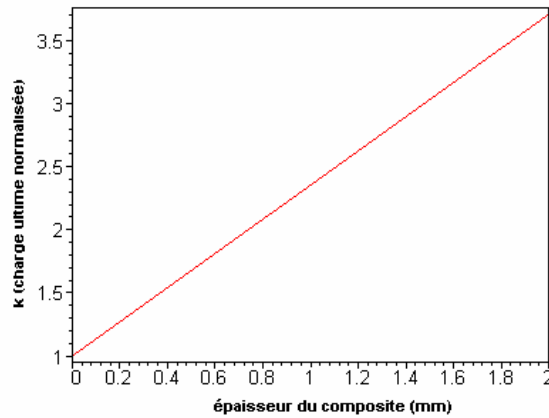


Figure **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-146 : Variation du facteur k en fonction de l'épaisseur du composite

Aspects réglementaires

L'introduction d'efforts concentrés dans les dalles crée de très fortes concentrations d'efforts au voisinage de telles charges. C'est bien aussi le cas dans la partie de la dalle située au-dessus d'une colonne. Outre une concentration des moments de flexion, cette zone subit une très forte concentration d'efforts tranchants. En première approximation, les efforts tranchants peuvent être représentés en ne considérant que l'équilibre de la dalle au voisinage de la charge.

Soit la réaction $V=q l^2$ d'une colonne, reprise par un effort tranchant uniforme sur le pourtour d'un cercle quelconque de rayon x . L'effort tranchant global agissant sur ce périmètre vaut $V(x)=V-q \pi x^2$. L'effort tranchant par unité de longueur le long d'un périmètre situé à la distance x de la colonne vaut :

$$v_x = \frac{V - q \pi x^2}{2 \pi x} = \frac{V}{2 \pi x} - q \frac{x}{2} = q \left(\frac{l^2}{2 \pi x} - \frac{x}{2} \right) \quad (\text{II-60})$$

Lorsque x est petit, au voisinage de la charge, le second terme, qui représente la charge appliquée dans le cercle de rayon x , est négligeable, et c'est le premier terme qui contrôle la distribution de l'effort tranchant, qui est donc approximativement hyperbolique (figure II-101).

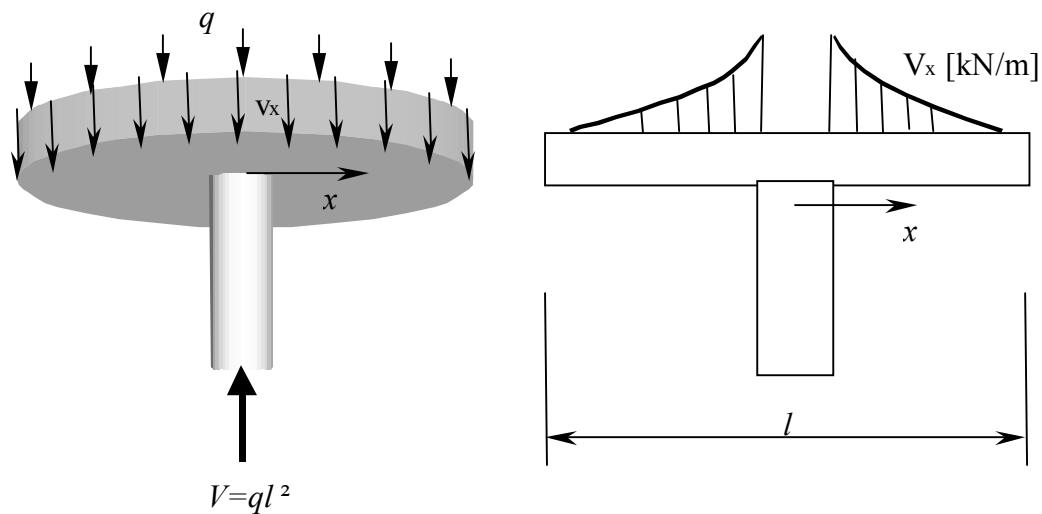


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-147: Distribution hyperbolique des efforts tranchants au voisinage de la colonne

Les règlements définissent la résistance au poinçonnement comme étant le produit de la contrainte de cisaillement limite par la surface conventionnelle de poinçonnement définie par le produit de la hauteur de la dalle et le périmètre critique. Le périmètre critique se situe à une certaine distance du bord de la surface chargée. Selon les règlements, cette distance varie de $0.5d$ à $2d$ (figure II-102)

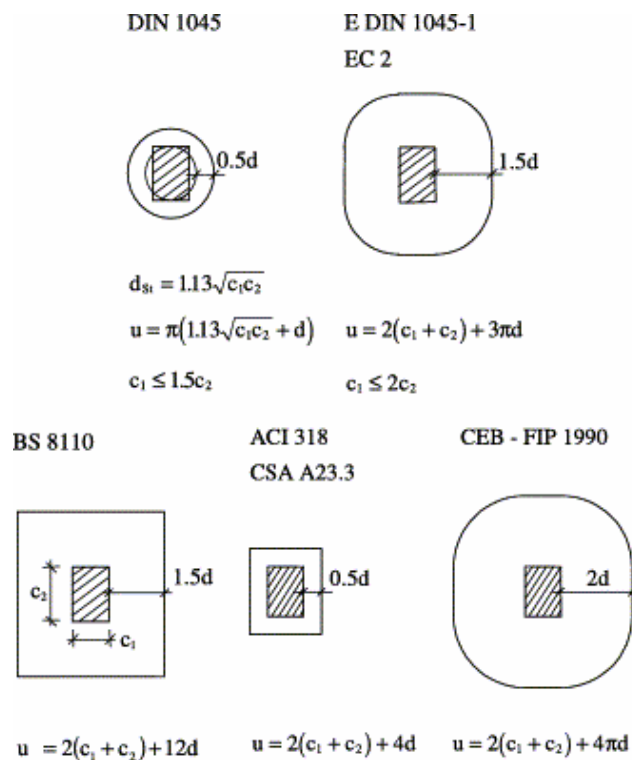


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-148 : Valeurs du périmètre critique selon les différentes normes

La présence d'armature de flexion en face supérieure de la dalle est essentielle à la résistance au poinçonnement. A part le règlement américain ACI, toutes les normes de construction tiennent compte de la présence de l'armature flexionnelle en multipliant la résistance au poinçonnement par une part du pourcentage d'armature. La prise en compte de l'armature de flexion diffère aussi d'un règlement à l'autre. En doublant le ratio d'armature, la résistance au poinçonnement selon le règlement allemand augmente de 41% tandis que celle de l'Eurocode 2 augmente de 14% (figure II-103) [Albrecht U. 2002].

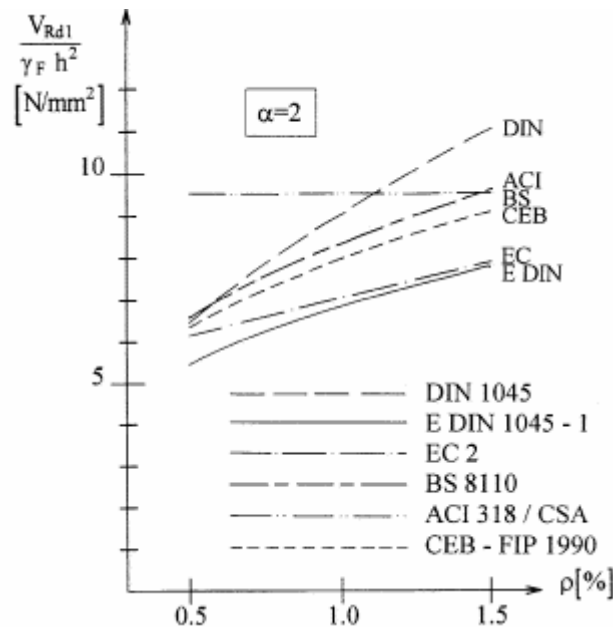


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-149 : Variation de la résistance au poinçonnement en fonction du pourcentage d'armature selon les différentes normes de construction

Un dernier point important dans l'approche des différentes normes est la prise en compte des distributions de contraintes non uniformes autour des colonnes en donnant des coefficients de majoration de la réaction introduite de la dalle dans la colonne qui tiennent compte de la distribution inégale de l'effort dans le périmètre de poinçonnement. Ces coefficients multiplient la réaction effective sur la colonne. Selon la position de la colonne, ces coefficients varient de 1.15 pour une colonne intérieure à 1.50 pour une colonne d'angle (figure II-104).

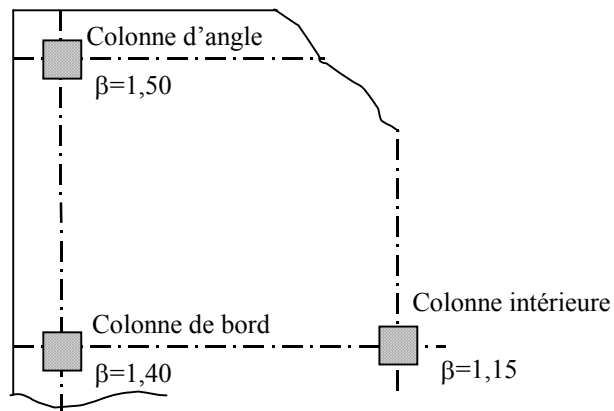


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-150: Coefficients de majoration de l'effort de poinçonnement selon l'Eurocode 2

Comparaison des résultats expérimentaux aux prédictions de l'Eurocode 2

Selon l'Eurocode 2, la résistance au poinçonnement est calculée comme étant le produit de la contrainte limite de cisaillement par la surface du cylindre définie par la hauteur utile de la dalle d et le périmètre situé à $1.5 d$ de la face de la colonne (figure II-105) ce qui donne

$$V_R = \tau \cdot k \cdot (1,2 + 40\rho) \mu d \quad (\text{II-61})$$

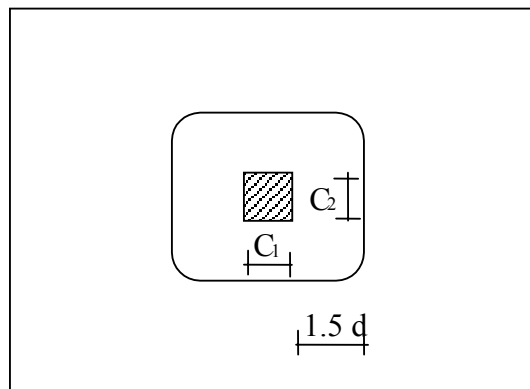
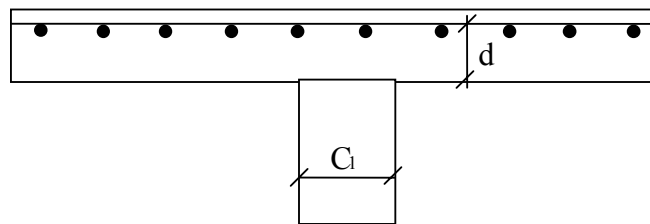


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-151 : Périmètre critique selon l'Eurocode 2

Afin de pouvoir confronter nos résultats expérimentaux aux prédictions de l'Eurocode 2, on définit un coefficient d'équivalence acier-composite pour permettre la prise en compte du renfort composite. Ce coefficient se définit comme étant le ratio du module du composite sur celui de l'acier. Ensuite, ce coefficient est multiplié par le rapport des sections du composite et du béton et rajouté au pourcentage d'armature dans l'équation II-61.

Le coefficient d'équivalence retenue est $n_f = E_{\text{composite}}/E_{\text{acier}} = 0.42$ correspondant à $E_{\text{acier}} = 210000$ MPa et $E_{\text{composite}} = 90000$ MPa.

Les tableaux II-20 à II-22 récapitulent les pourcentages du renfort résultant de l'homogénéisation pour les dalles testées dans l'étude expérimentale ainsi que la charge ultime et le mode de rupture.

D'après la comparaison des résultats expérimentaux aux prédictions réglementaires (figure II-106), on remarque, que dès que l'on ajoute le composite, les prédictions de l'Eurocode 2 deviennent assez conservatrices. Au fur et à mesure que la section du composite augmente l'écart devient plus important. Ceci s'explique d'une part par le fait que l'Eurocode 2 sous estime l'effet du renfort flexionnel sur la résistance au poinçonnement. D'autre part, dans notre calcul, nous n'avons pas pris en compte les éventuels changement du périmètre critique que peut provoquer l'ajout du renfort composite. Il convient donc de chercher des modèles plus originaux qui décrivent aux mieux le phénomène de poinçonnement.

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-20 : caractéristiques des sections homogénéisées des dalles testées dans la première série expérimentale

Dalle	Section du composite (mm ²)	Pourcentage d'acier (%)	Pourcentage équivalent de la section (%)	Charge ultime (daN)	Mode de rupture
D11	—	0,12	0,12	1600	Flexion
D12	—	0,33	0,33	2170	Flexion
D13	400	0,12	0,44	4500	Décollement+poinçonnement
D14	640	0,12	0,63	5050	Décollement+poinçonnement
D15	800	0,12	0,76	5700	Poinçonnement
D16	240	0,12	0,31	3580	Décollement
D17	360	0,12	0,41	4170	Décollement+poinçonnement
D18	300	0,12	0,36	4150	Décollement+poinçonnement

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-21: caractéristiques des sections homogénéisées des dalles testées dans la deuxième série expérimentale

Dalle	Section du composite (mm ²)	Pourcentage d'acier (%)	Pourcentage équivalent de la section (%)	Charge ultime (daN)	Mode de rupture
D21	—	0.58	0,58	2765	Poinçonnement
D22	—	0.12	0,12	1480	flexion
D23	324	0.12	0,38	3600	décollement
D24	387	0.12	0,43	4325	décollement
D25	408	0.12	0,45	4615	Décollement+poinçonnement
D26	504	0.12	0,52	4900	poinçonnement

Tableau Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-22: caractéristiques des sections homogénéisées des dalles testées dans la troisième série expérimentale

Dalle	Section du composite (mm ²)	Pourcentage d'acier (%)	Pourcentage équivalent de la section (%)	Charge ultime (daN)	Mode de rupture
D31	269	0.12	0,33	3600	décollement
D32	279	0.12	0,35	3910	décollement
D33	270	0.12	0,34	3650	Décollement+poinçonnement
D34	279	0.12	0,35	3530	poinçonnement

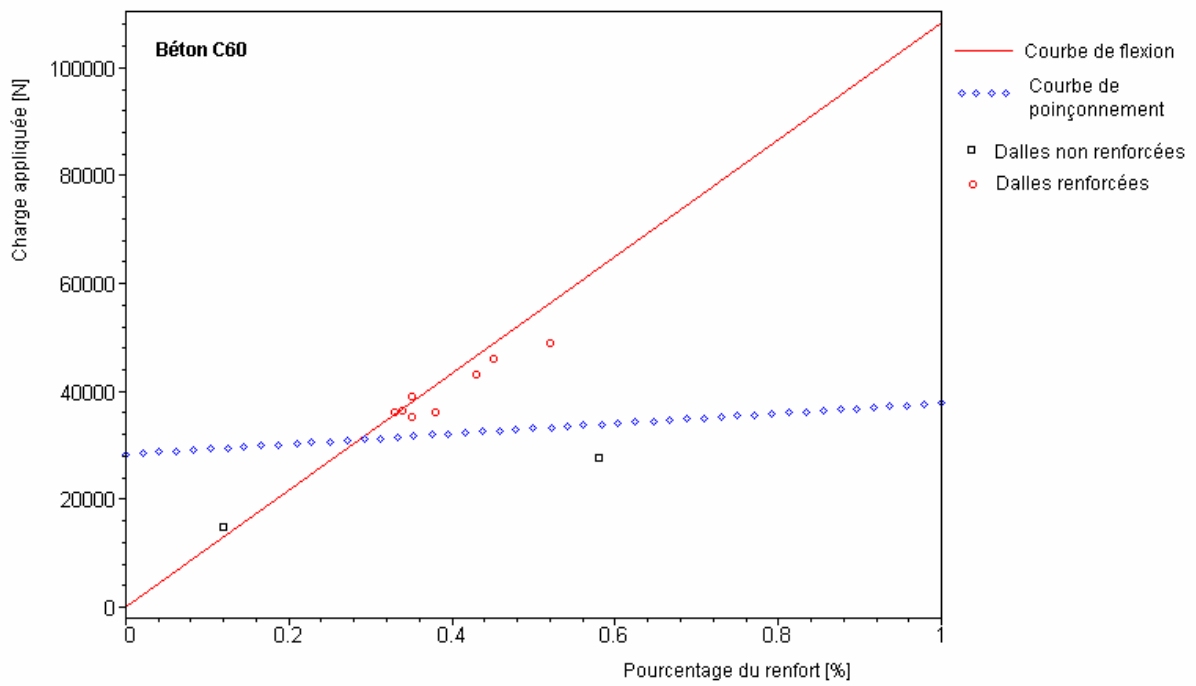
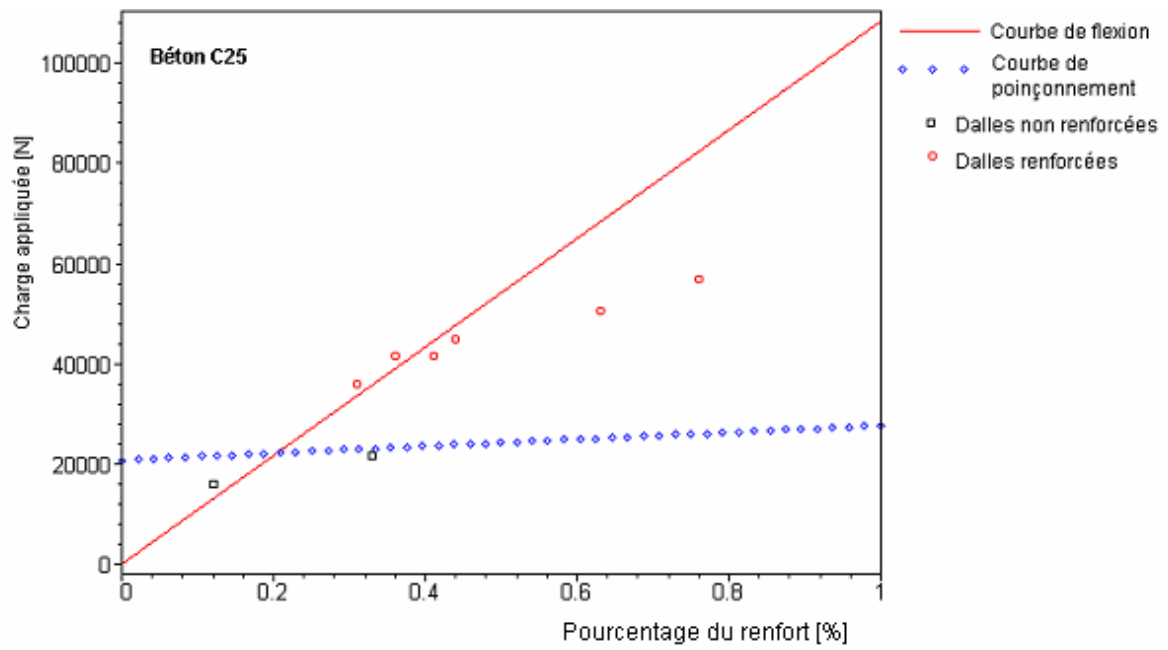


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-152* : Comparaison des prédictions de l'Eurocode 2 aux résultats expérimentaux

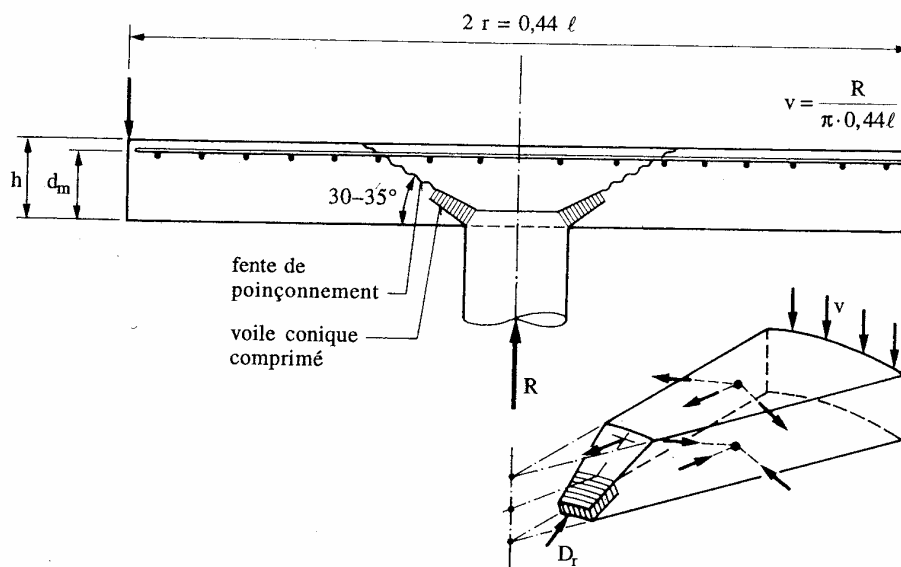
a) série 1, b) série 2&3

Revue bibliographique sur les modèles de calcul de la résistance des dalles au poinçonnement

Les premiers travaux réalisés sur le poinçonnement remontent à 1913 par Talbot qui fut le premier à proposer une méthode pour déterminer la résistance des dalles au poinçonnement. Dans son approche, Talbot propose de comparer la contrainte de cisaillement nominal à la résistance du béton au cisaillement. La contrainte de cisaillement nominal est calculée comme étant le rapport de la charge de poinçonnement par la surface du cylindre normal au plan de la dalle ayant pour base la surface chargée [Menétry 1996].

A partir des travaux de Talbot, plusieurs modifications ont été proposées pour tenir compte la forme du cône de poinçonnement, la hauteur de la dalle et la distribution non uniforme des contraintes de cisaillement. Plus tard, la méthode de Talbot a été améliorée par l'introduction des facteurs empiriques dépendant de la quantité d'acier de flexion, de la section de la colonne et les éventuels renforts additionnels (armature de poinçonnement, précontrainte, etc.). Ces méthodes sont simples à mettre en œuvre et constituent la base des normes de construction.

Kinnunen et Nylander ont développé une approche qui décrit le mécanisme principal de rupture avec une fissure tronconique et une forte compression du béton à la base du tronc de cône. Selon ce modèle, la rupture par poinçonnement est contrôlée par les contraintes de compression radiale et les déformations tangentielles au niveau des fissures inclinées (figure II-107).



Modèle basé sur la résistance au cisaillement de la zone comprimée [Theodorakopoulos D.D. et Swamy R.N. 2000]

[Theodorakopoulos D.D. et Swamy R.N. 2000] ont proposé un modèle analytique simple basé sur la description du comportement des éléments en béton armé sous chargement centré. Selon les auteurs, la rupture par poinçonnement se produit par cisaillement dans la zone comprise entre l'axe neutre et la jonction entre la dalle et la colonne le long de la ligne AA' ou BB' (figure II-188). Les auteurs signalent également que la rupture par poinçonnement se produit sans écrasement du béton. D'après ce modèle, une fois que les fissures de cisaillement se sont formées, la dalle résiste aux forces appliquées par les composantes verticales des efforts développés dans le béton de la zone comprimée (V_c), dans le gravier (V_a) et dans les aciers de renforcement (V_d) (figure 108) ce qui donne

$$V_u = V_c + V_a + V_d \quad (\text{II-62})$$

La résistance offerte par le béton comprimé est donnée par

$$V_c = \left[4 \left(\frac{1}{2} X \cot \theta + r + \frac{1}{2} X \cot \theta \right) \right] X \cot \theta f_{ct} \quad (\text{II-63})$$

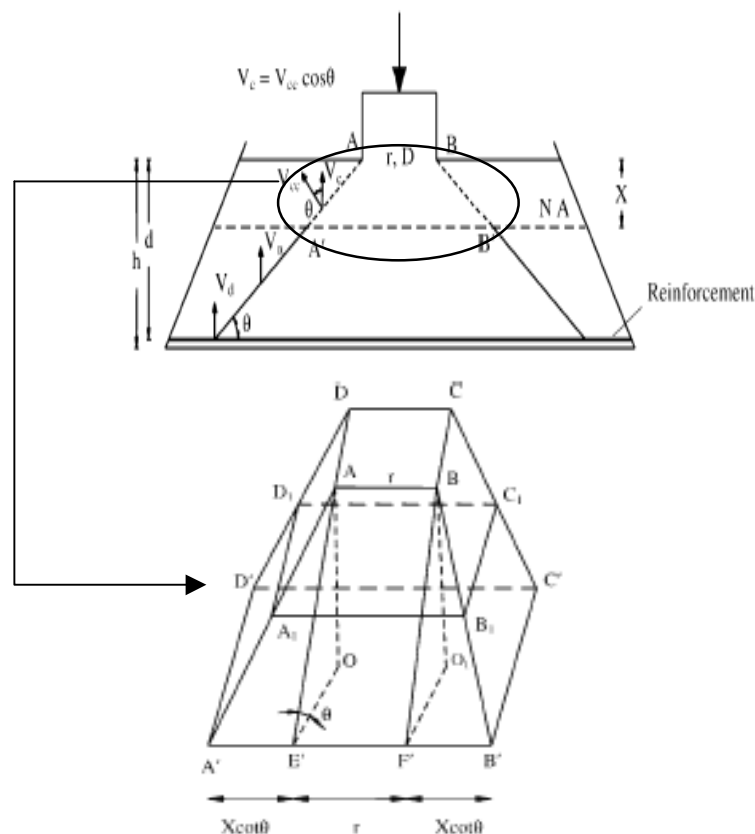


Figure **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-154 : Description du modèle de poinçonnement selon [Theodorakopoulos D.D. et Swamy R.N. 2000]

En raison de la complexité des efforts développés dans les graviers et les armatures, et en l'absence de modèles théoriques décrivant ces efforts, les auteurs proposent de négliger ces contributions. En revanche, cette négligence est récompensée par l'augmentation du périmètre critique b_p dans l'Eq. II-63

$$b_p = [4(1.5d + r + 1.5d)] = 4r + 12d \quad (\text{II-64})$$

et la résistance au poinçonnement devient :

$$V_u = [b_p] X \cot \theta f_{ct} \quad (\text{II-65})$$

où :

X : hauteur de la zone comprimée (en flexion ou en cisaillement)

θ : angle d'inclinaison des fissures de cisaillement

f_{ct} : résistance du béton en traction

Le problème consiste donc à déterminer la position de l'axe neutre X qui dépend de l'interaction flexion-cisaillement, par conséquent, des caractéristiques du béton et de la quantité des aciers. On parle alors de la hauteur de la zone comprimée sous des sollicitations de flexion X_f ou de cisaillement X_s (figure II-109). Pour cet effet, les auteurs définissent le paramètre $\beta = f_c / \rho f_y$ (où f_c , f_y et ρ sont respectivement la résistance du béton, la nuance des aciers et le pourcentage d'armature).

Si le paramètre β prend des valeurs entre 6 et 8, les aciers d'armature plastifient avant le poinçonnement et, par conséquent, la position de l'axe neutre peut être déterminée selon la procédure classique de calcul des sections en béton armé à la flexion, et donc

$$X = X_f = X_s \quad (\text{II-66})$$

Dans les autres cas, $X_s \neq X_f$ et la hauteur de la zone comprimée est définie comme une moyenne des deux :

$$X = \frac{2X_s X_f}{X_s + X_f} \quad (\text{II-67})$$

où $X_s = 0.25d$ indépendamment des caractéristiques du béton et des aciers

D'après l'Eq. (II-86), on remarque que pour une dalle non armée ($\rho=0$) $X_f=0$ et la résistance au poinçonnement est nulle, en revanche, pour des taux de renforcement important, X_f devient considérablement supérieure à X_s et X prend la valeur de $2 X_s$. Ceci indique qu'au-delà d'un

certain taux de renforcement, la résistance au poinçonnement devient insensible à la quantité d'acier, ce qui est compatible avec le mécanisme de rupture par poinçonnement.

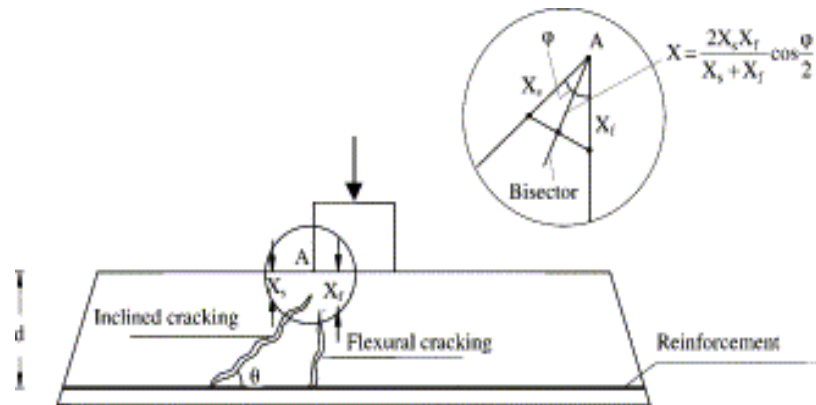


Figure **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-155 : Schéma de fissuration des dalles sous chargement centré

La figure II-110 illustre les résultats de ce modèle dans le cas d'une dalle présentant les caractéristiques matérielles et géométriques des dalles testées dans l'étude expérimentale. La prise en compte du composite est faite par homogénéisation de la section de la même manière que précédemment. Comme on peut le constater, dès que l'épaisseur du composite d'armature dépasse 2mm (environ 2.6%), l'augmentation de la résistance devient négligeable.

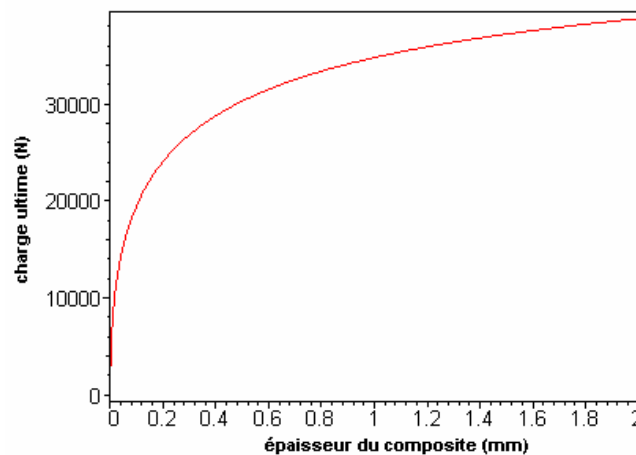


Figure **Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.**-156 : Résistance au poinçonnement en fonction du pourcentage d'armature selon [Theodorakopoulos D.D. et Swamy R.N. 2000]

Les prédictions du modèle de [Theodorakopoulos D.D. et Swamy R.N. 2000] semble être assez logiques avec les mécanismes de résistance au poinçonnement. Cependant, la limitation

de l'augmentation de la résistance au poinçonnement pour de faible pourcentage du renfort n'a pas été vérifiée expérimentalement comme se sera discuté à la fin de ce chapitre.

Calcul de la résistance des dalles au poinçonnement avec la prise en considération de l'effet goujon de l'armature flexionnelle [Menétrey P. 1996]

Sous chargement centré, la charge ultime des dalles augmente avec le taux de renforcement, on passe ainsi du mode de rupture flexionnel au poinçonnement (figure II-111). Pendant longtemps l'effet de l'armature de flexion a été inclus dans le calcul de résistance au poinçonnement d'une manière empirique, c'est le cas notamment des calculs réglementaires. L'absence d'essai de poinçonnement normalisé fait que les paramètres obtenus expérimentalement sont très dispersés. Dans son modèle, [Menétrey P. 1996] s'est basé sur les calculs par éléments finis pour simuler numériquement les différentes étapes de rupture par poinçonnement (figure II-112). Les résultats des simulations ont montré une baisse des contraintes de traction dans le béton juste après la formation des fissures de poinçonnement. cette baisse de contraintes témoigne de la chute de la capacité portante de la dalle, d'où l'idée de calculer analytiquement la résistance au poinçonnement comme étant l'intégrale des composantes verticales des contraintes de traction le long des fissures inclinées (figure II-113).

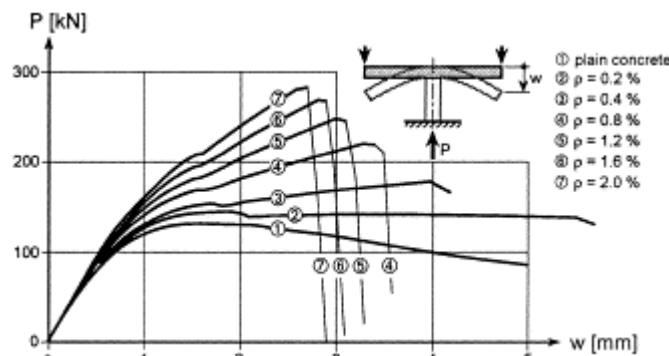


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-157 : Effet du taux du renforcement sur le comportement et la résistance des dalles sous chargement centré [Menétrey P. 1996]

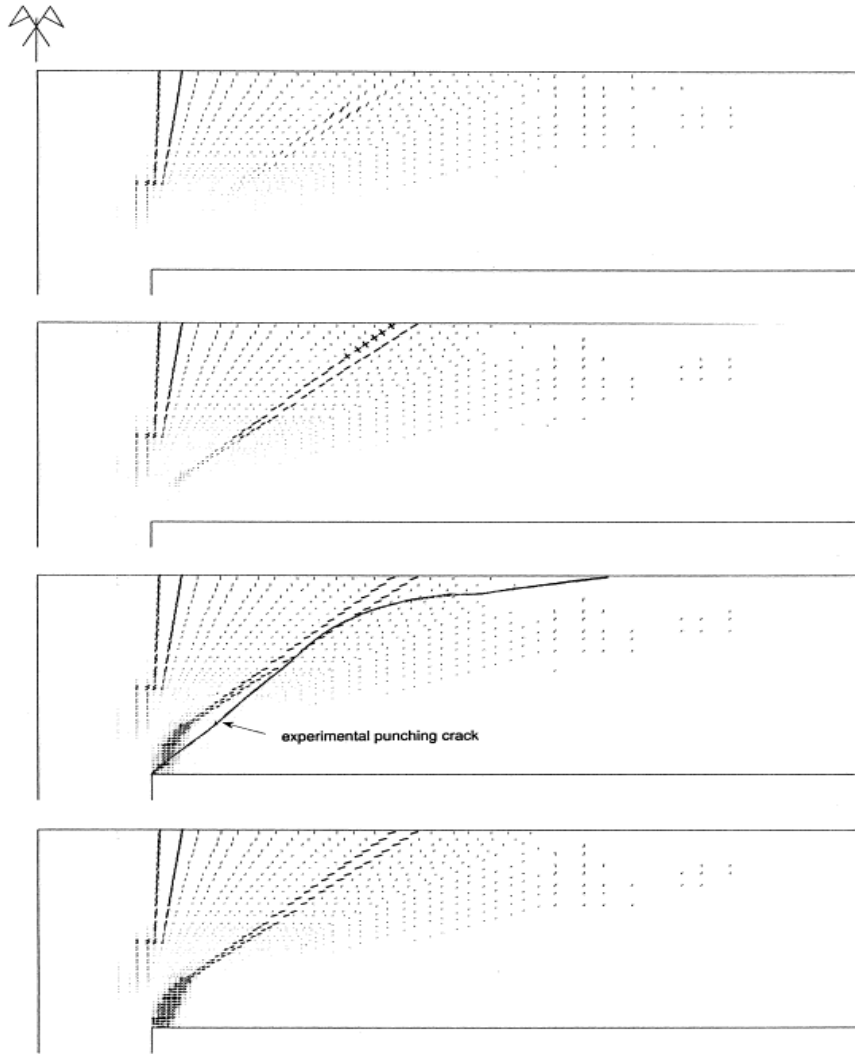
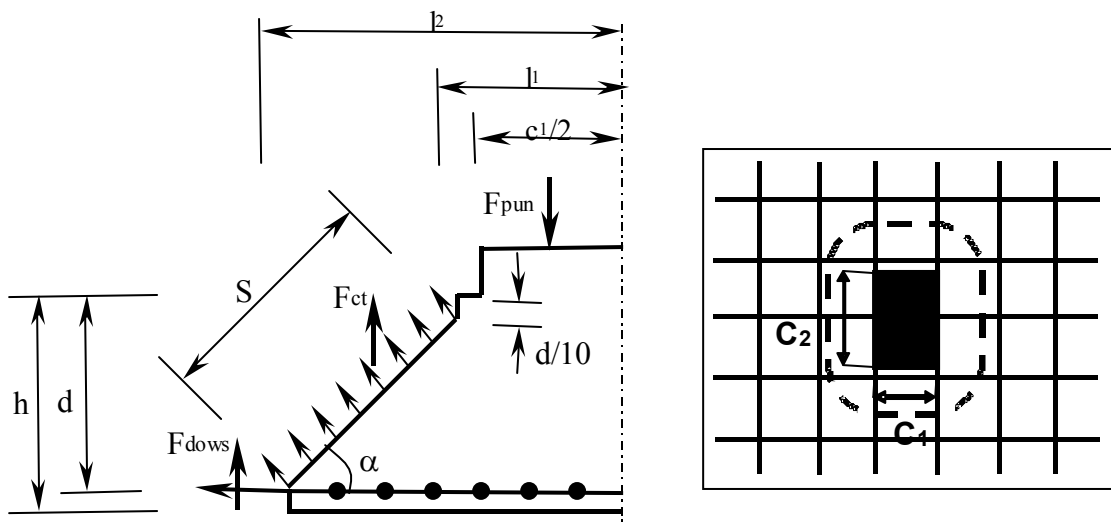


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-158 : Simulations du mode de rupture par poinçonnement [Menétrey P. 1996]



Force de traction dans le béton

La résistance offerte par le béton est déterminée par intégration des composantes verticales des contraintes de traction le long des fissures inclinées comprises entre les distances l_1 et l_2 (figure II-113) avec :

$$l_1 = \frac{C_1}{2} + \frac{d}{10 \tan \alpha} \quad \text{et} \quad l_2 = \frac{C_1}{2} + \frac{d}{\tan \alpha} \quad (\text{II-68})$$

C_1 et C_2 étant la section de la colonne, d la hauteur utile de la dalle et α l'angle d'inclinaison des fissures de poinçonnement. Expérimentalement, l'angle α varie entre 25 et 35°, au-delà de cette valeur, la dalle doit être vérifiée à la flexion [Menétrey P. 1998]. Le schéma de rupture par poinçonnement selon le modèle de Menétrey (figure II-113) correspond à un angle d'inclinaison $\alpha=34^\circ$ qui est la même valeur considérée par l'Eurocode 2.

La longueur des fissures inclinées S est exprimée par :

$$S = \sqrt{(l_2 - l_1)^2 + (0.9d)^2} \quad (\text{II-69})$$

Le modèle fait la simplification de considérer une répartition uniforme des contraintes de traction le long des fissures de poinçonnement, en conséquence, la composante verticale des forces de traction dans le béton s'exprime comme suit :

$$F_{ct} = \left[2(C_1 + C_2) + \frac{2\pi d}{\tan \alpha} \right] S \sigma_v = \left[2(C_1 + C_2) + \frac{2\pi d}{\tan \alpha} \right] S f_t^{2/3} \xi \mu \eta \quad (\text{II-70})$$

La force de traction dans le béton est influencée par la résistance du béton en traction f_t .

Le paramètre ξ prend en considération l'influence du pourcentage d'armature sur la force de traction dans le béton. Ce paramètre est déterminé numériquement par simulation du poinçonnement des dalles avec des pourcentages d'armature variant de 0.2 à 2%. Les résultats des simulations numériques ont révélé une variation parabolique du paramètre ξ en fonction du pourcentage d'armature exprimée par :

$$\xi = -0.1\rho^2 + 0.46\rho + 0.35 \quad (\text{II-71})$$

Le paramètre μ permet de prendre en considération l'effet de l'épaisseur de la dalle, ce paramètre est déterminé à partir des travaux de [Bazant Z.P. et Cao Z. 1987] et a pour expression :

$$\mu = 1.6 \left(1 + d/d_a\right)^{-1/2} \quad (\text{II-72})$$

où d_a est la taille maximale des granulats.

L'influence de la section de la colonne (où de la surface chargée) est incluse dans le calcul des forces de traction dans le béton via le paramètre η . Une expression analytique de η a été obtenue à partir des simulations numériques des dalles avec différents rapports C/h et l'expression obtenue est donnée par :

$$\eta = \begin{cases} 0.1 \left(\frac{C}{2/h}\right)^2 - 0.5 \left(\frac{C}{2/h}\right) + 1.25, & 0 < \frac{C}{2/h} < 2.5 \\ 0.625, & \frac{C}{2/h} \geq 2.5 \end{cases} \quad (\text{II-73})$$

Contribution de l'armature dans à la résistance au poinçonnement

Les observations sur le mode de rupture par poinçonnement révèlent que la rupture est précédée par la formation progressive des micro-fissures dans l'épaisseur de la dalle. La formation progressive de ces fissures fait que la résistance des aciers d'armature est activée progressivement et peut donc s'ajouter à la résistance du béton. La résistance des dalles au poinçonnement peut être exprimée comme la somme des composantes verticales des forces de traction dans le béton et dans l'armature (Eq. II-74)

$$F_{\text{pun}} = F_{\text{ct}} + F_{\text{dows}} \quad (\text{II-74})$$

F_{dows} représente l'effet goujon des aciers

Expérimentalement, la contribution de l'armature via son effet goujon a été estimée par [Regan P. E. 1985] être de l'ordre de 34% dans le cas d'un treillis orthogonal. Pour le calcul de l'effet goujon des armatures, [Menétrey P. 1996] propose une adaptation de l'approche considérée par le CEB-FIP au mécanisme de rupture par poinçonnement ce qui donne :

$$F_{\text{dows}} = \frac{1}{2} \sum^{\text{bars}} \phi_s^2 \sqrt{f_c f_s (1 - \zeta_s^2)} \sin \alpha \quad (\text{II-75})$$

où la sommation est évaluée pour toutes les barres traversant les fissures de poinçonnement et ϕ_s le diamètre des barres correspondantes.

Une interaction parabolique est considérée entre la force axiale dans l'armature et son effet goujon. Cette interaction est exprimée par le terme $(1 - \zeta_s^2)$ avec $\zeta_s = \sigma_s / f_s$ où σ_s est la

contrainte de traction dans les aciers ayant pour résistance f_s . Le paramètre ζ_s quantifie donc le taux de la résistance des aciers mobilisé lors de la rupture par poinçonnement.

La contrainte axiale σ_s est obtenue par projection de la de la composante verticale des forces de traction dans les barres d'acier sur les fissures inclinées qu'on divise par l'aire totale des aciers traversant le cône de poinçonnement (Eq. II-76)

$$\sigma_s = \frac{V_{pun} / \tan \alpha}{\sum_{bars} A_s} \quad (II-76)$$

Dans l'équation II-75, l'effet goujon est réduit par $\sin \alpha$ pour tenir en compte l'angle entre les armatures et les fissures de poinçonnement et le facteur 1/2 donne une approximation du fait que les barres d'acier ne traversent pas les fissures à un angle droit.

L'avantage du modèle de Menétrey consiste en le fait qu'il permet la prise en compte la contribution de tout autre type de renforcement horizontal (précontrainte, armature de poinçonnement, etc.) de la même manière, on rajoutant sa projection verticale dans l'équation II-74. L'application de ce modèle peut être étendue pour le cas des dalles renforcées par matériaux composites et l'évaluation de la contribution du composite peut être faite de la même manière.

Extension du modèle de Menétrey au cas des dalles renforcées

Introduction

La comparaison des résultats expérimentaux aux prédictions l'Eurocode 2 nous a révélé qu'il est difficile de généraliser les approches réglementaires pour prédire la résistance au poinçonnement des dalles renforcées. En effet, les normes de constructions se basent sur des coefficients empiriques pour la prise en compte de l'effet de l'armature de flexion et , par conséquent, ne peuvent être applicables dans le cas des renforts en composite.

Le modèle analytique de Menétrey est basé sur des simulations numériques du mode de rupture par poinçonnement qui ont été validées expérimentalement [Menétrey P. 1998] il prend en considération les différents paramètres contrôlant le mode de rupture par poinçonnement. L'avantage de ce modèle est qu'il permet le traitement similaire de tout les renforts horizontaux par introduction de la composante verticale des forces de tractions développés dans ces renforts. Ceci peut expliquer l'augmentation de la charge de poinçonnement comme on l'a constaté expérimentalement. En effet, lors d'une rupture par poinçonnement, la dalle ne subit pas de grands déplacements et la fissuration du béton de la face tendue reste limitée, l'augmentation de la charge ultime de la dalle est attribuée donc à

l'effet goujon du composite qui se cumule à son effet en traction. On peut donc exprimer la charge ultime au poinçonnement des dalles renforcées par :

$$F_{pun} = F_{ct} + F_{dows} + F_{dowf} \quad (II-77)$$

où F_{dowf} représente l'effet goujon de la plaque du renfort.

Comme pour les aciers, la contribution du composite peut être définie par le taux de résistance du composite qui s'oppose à la charge verticale (figure II-114). est peut être définie de la même manière que pour les aciers (Eq. II-75) on remplaçant le diamètre des barres par la section du composite e_f autour du périmètre critique l_c situé à $d/\tan\alpha_s$ de la face de la colonne (figure II-115). Ce périmètre est exprimé par :

$$l_c = 2(C_1 + C_2) + \frac{2\pi d}{\tan\alpha_s} \quad (II-78)$$

Notons que le périmètre critique est peut influencé par le taux du renfort et par conséquent on peut assumer que $\alpha_s = \alpha$

Contrairement aux aciers, l'anisotropie des composites nécessite la prise en considération de la direction des charges. On observant le périmètre critique, on trouve que le composite est sollicité selon deux schémas de sollicitations : $0/90^\circ$ pour la partie entre AB,EF,CD et GH et $\pm\theta$ pour la partie entre BC,DE,FG et HA (figure II-116)

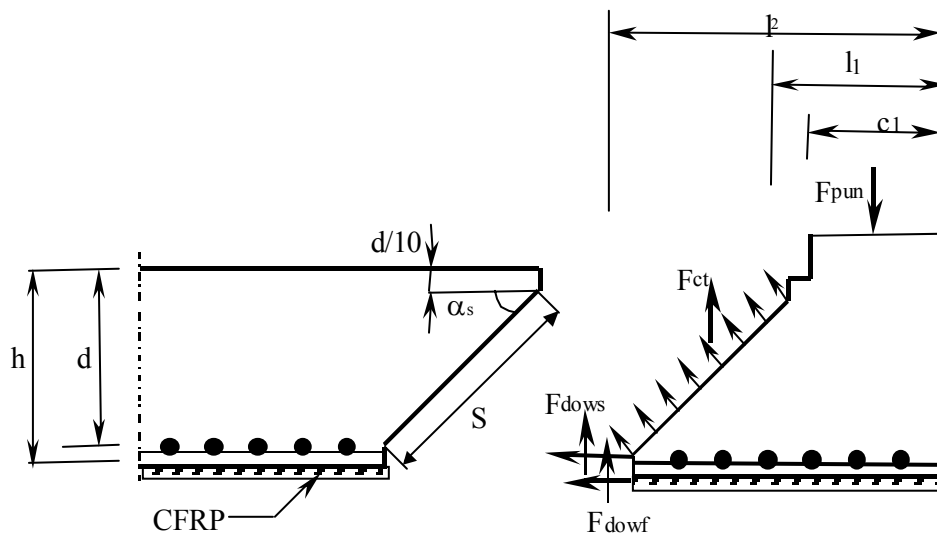


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-160 : Représentation schématique du poinçonnement des dalles renforcées

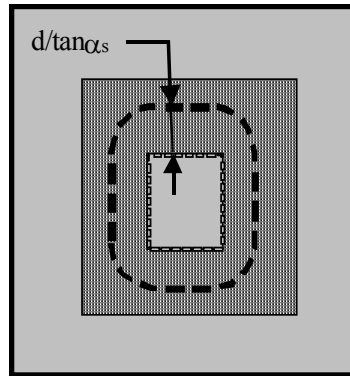


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-161 : Périmètre critique de la dalle renforcée

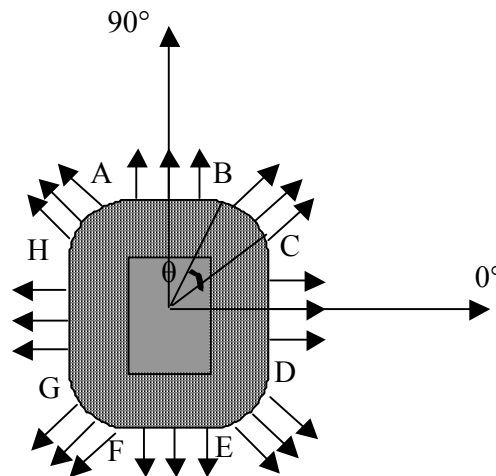


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-162 : Schéma de sollicitation du composite

Avec

$$\text{Arctan} \left(\frac{C_2/2}{\frac{C_1}{2} + \frac{d}{\tan \alpha}} \right) \leq \theta \leq \frac{\pi}{2} - \text{Arctan} \left(\frac{C_1/2}{\frac{C_2}{2} + \frac{d}{\tan \alpha}} \right) \quad (\text{II-79})$$

Pour simplifier, nous prenons $\theta=45^\circ$ qui représente la valeur moyenne de θ dans le cas d'une dalle carrée. F_{dowf} est calculée donc comme la somme des forces de traction développées dans la plaque du renfort autour du périmètre critique (Eq.II-80)

$$F_{\text{dowf}} = \int_0^{2(c_1+c_2)} e_f \sqrt{f_c f_{f(0/90)} (1 - \zeta_{f(0/90)}^2)} \sin \alpha \, dl_c + \int_0^{2\pi d / \tan \alpha} e_f \sqrt{f_c f_{f(\pm 45)} (1 - \zeta_{f(\pm 45)}^2)} \sin \alpha \, dl_c \quad (\text{II-80})$$

Comme pour les aciers, une interaction quadratique est considérée entre la force axiale et la force verticale dans le composite qui s'exprime par les termes $\zeta_{f(0/90)} = \sigma_{f(0/90)} / f_{f(0/90)}$ et $\zeta_{f(\pm 45)} = \sigma_{f(\pm 45)} / f_{f(\pm 45)}$ où $\sigma_{f(0/90)}$ et $\sigma_{f(\pm 45)}$ sont les contraintes dans le composite dans les directions 0/90 et ± 45 respectivement, $f_{f(0/90)}$ et $f_{f(\pm 45)}$ sont les résistances biaxiales dans les directions 0/90 et ± 45 respectivement. Les contraintes dans le composites ($\sigma_{f(\pm 45)}$, et $\sigma_{f(0/90)}$) sont obtenues par projection de la composante verticale des forces de traction dans le composite sur les fissures inclinées qu'on divise par l'aire du composite autour du périmètre de poinçonnement (Eq. II-81)

$$\sigma_{f(0/90)} = \frac{F_{pun} / \tan \alpha}{e_f 2(c_1 + c_2)} \quad \text{et} \quad \sigma_{f(\pm 45)} = \frac{F_{pun} / \tan \alpha}{e_f 2\pi / \tan \alpha} \quad (\text{II-81})$$

Dans l'Eq. II-80, ζ_f est considéré parce que le poinçonnement est un mode de rupture brutale qui se produit sans grandes déformations, par conséquent la rupture du composite ne peut être atteinte et le paramètre ζ_f quantifie le taux de résistance du composite mobilisé dans le sens vertical.

On note en fin qu'à cette contribution, il faut rajouter le pourcentage du composite au pourcentage de l'armature flexionnelle dans l'Eq. II-71.

Le paramètre qui reste à déterminer est le rapport de biaxialité des forces développées dans le composite le long du périmètre de poinçonnement. Pour cet effet, nous allons effectuer des simulations par éléments finis qui reproduisent les conditions de nos essais.

Analyse par éléments finis du comportement de la dalle sous chargement centré

Lois de comportement des matériaux

Le modèle présenté dans cette étude est caractérisé par les concepts suivants :

- Le comportement global du matériau est caractérisé par une phase linéaire suivie d'une phase non linéaire. Le modèle permet de définir une matrice (le béton) et jusqu'à trois renforts indépendants.
- Le comportement linéaire global est caractérisé par la matrice de rigidité $[D]$ définie par :

$$[D] = \left(1 - \sum_{i=1}^{N_r} V_i^R \right) [D^c] + \sum_{i=1}^{N_r} V_i^R [D^r]_i \quad (\text{II-82})$$

avec :

N_r : le nombre des renforts

$[D^c]$ matrice de rigidité du béton définie par

$$[D^c] = \frac{E}{(1+\nu)(1-2\nu)} \begin{bmatrix} (1-\nu) & \nu & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & (1-\nu) & \nu & 0 & 0 & 0 \\ \nu & \nu & (1-\nu) & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{(1-2\nu)}{2} \end{bmatrix} \quad (\text{II-83})$$

les aciers d'armature ayant ont une rigidité uniaxiale et sont représentés par leur pourcentage volumique par rapport au béton et par leurs orientations par rapport aux axes de référence. Le module d'Young est la seule caractéristique mécanique requise. La matrice de rigidité $[D^r_i]$ du renfort i est définie par

$$\begin{Bmatrix} \sigma_{xx}^r \\ \sigma_{yy}^r \\ \sigma_{zz}^r \\ \sigma_{xy}^r \\ \sigma_{yz}^r \\ \sigma_{xz}^r \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} E_i^r & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \epsilon_{xx}^r \\ \epsilon_{yy}^r \\ \epsilon_{zz}^r \\ \epsilon_{xy}^r \\ \epsilon_{yz}^r \\ \epsilon_{xz}^r \end{Bmatrix} = [D^r] \begin{Bmatrix} \epsilon_{xx}^r \\ \epsilon_{yy}^r \\ \epsilon_{zz}^r \\ \epsilon_{xy}^r \\ \epsilon_{yz}^r \\ \epsilon_{xz}^r \end{Bmatrix} \quad (\text{II-84})$$

Les conditions aux limites sont définies par la nullité du déplacement vertical sur les appuis et le chargement est appliqué sur la face inférieure de la colonne.

La présence de fissures aux points d'intégration est prise en considération par changement de la matrice de rigidité du béton (II-83) on introduisant le module sécant R^t et le coefficient de dégradation de module de cisaillement β_t . La matrice de rigidité devient alors :

$$[D_e^{ek}] = \frac{E}{(1+\nu)} \begin{bmatrix} \frac{R^t(1+\nu)}{E} & 0 & 0 & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{1}{(1-\nu)} & \frac{\nu}{(1-\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & \frac{\nu}{(1-\nu)} & \frac{1}{(1-\nu)} & 0 & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2} & 0 & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{1}{2} & 0 \\ 0 & 0 & 0 & 0 & 0 & \frac{\beta_t}{2} \end{bmatrix} \quad (\text{II-85})$$

Un quart de la dalle est modélisée en raison de la symétrie et du chargement et des conditions aux limites on utilisant des éléments 3D (SOLID65 3-D Reinforced Concrete Solid). 660 éléments sont utilisés pour mailler le 1/4 de la dalle. La figure II-117 illustre le maillage utilisé dans cette étude.

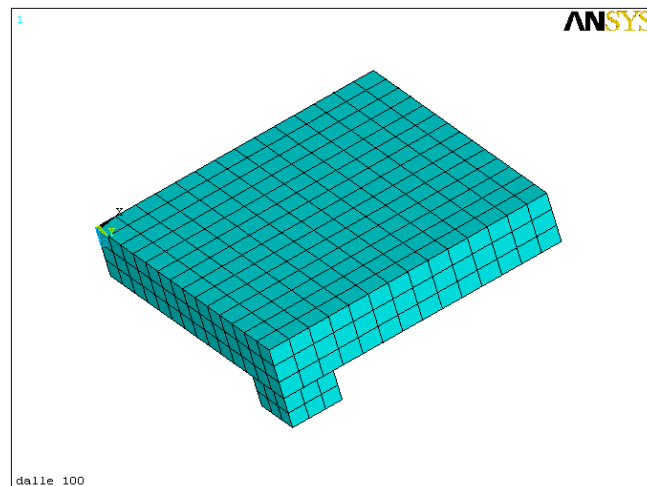


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-163* : Maillage utilisé pour l'analyse par EF

Résultats du calcul

Les premiers résultats relatifs à la dalle non renforcée se présentent sous la forme de la courbe charge-flèche au centre (figure 118). La courbe est linéaire jusqu'au niveau de chargement correspondant aux premières fissurations. Ces fissures se concentrent le long de la diagonale jusqu'au mi-travée de la dalle (figure 119). Ces fissures correspondent au comportement

flexionnel de la dalle. On augmentant la charge, on observe une fissuration inclinée intense au voisinage de la colonne (figure 120).

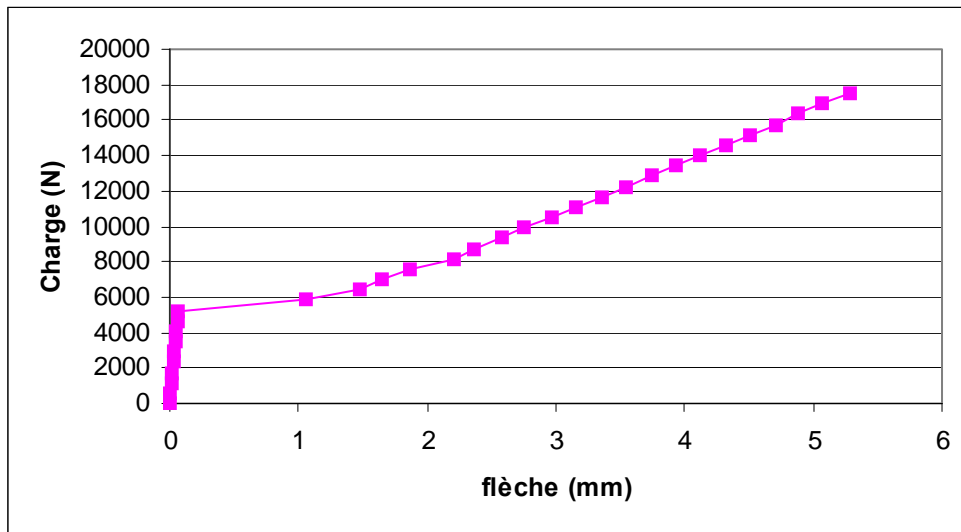


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-164 : Courbe charge-flèche

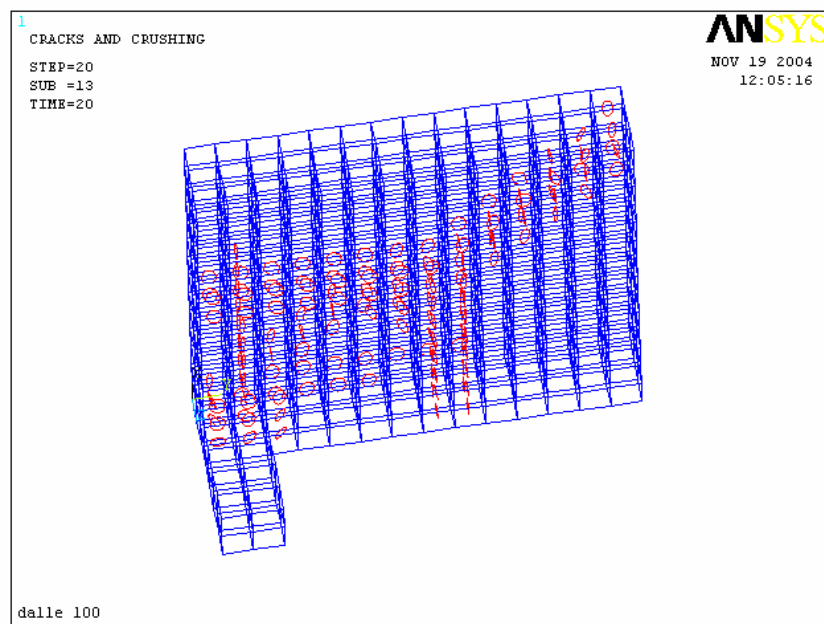


Figure *Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.*-165 : Fissures initiales de la dalle

La (figure 121) illustre la déformée de la dalle caractérisée par un comportement flexionnel en travée et par le poinçonnement au voisinage de la colonne.

Les résultats numériques montrent que les contraintes de traction maximales sont réparties autour d'un périmètre situé à 58 mm de la face de la colonne (figure II-122). Cette distance correspond à un angle d'inclinaison des fissures de poinçonnement égal à 38° , valeur très

proche de celle de l'Eurocode (34°) qui est la même considérée dans le modèle de Menétrey. Ce périmètre est donc la zone où le composite subit le maximum de sollicitations.

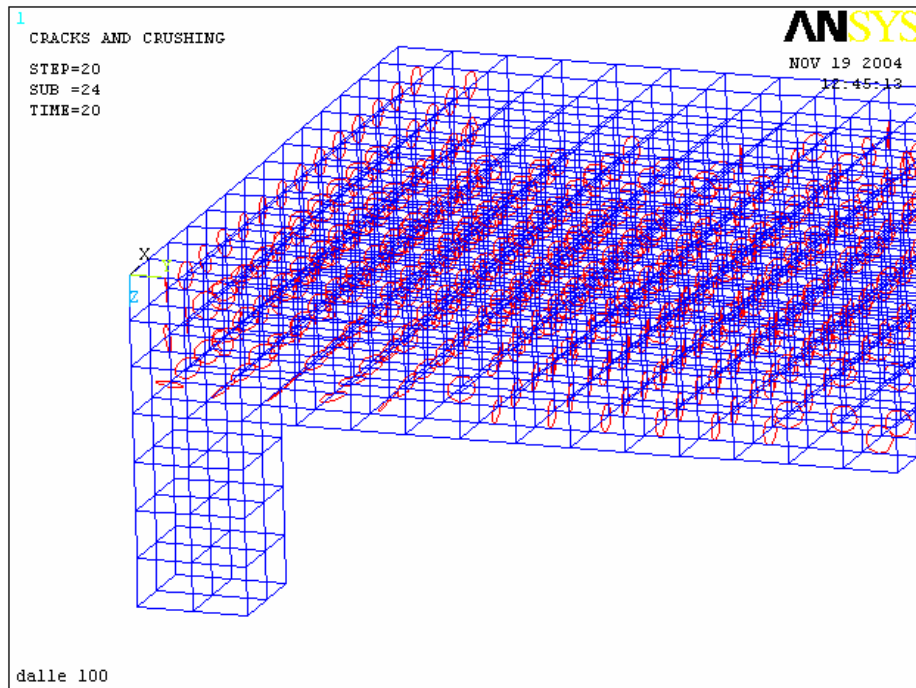


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-166: Propagation des fissures avec l'augmentation de la charge

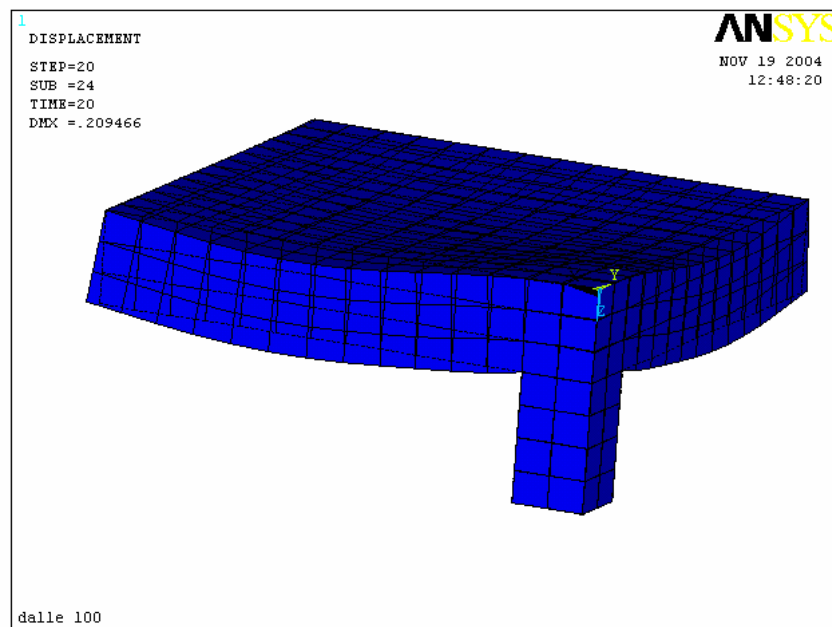


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-167 : Déformée de la dalle sous chargement centré

La figure II-123 illustre la répartition des contraintes S_x et S_y le aux nœuds situés le long du périmètre critique. Les valeurs numériques (tableau de la figure II-123) montrent que le rapport des contraintes dans les deux directions est égal à un, ce qui correspond à un état de sollicitation équi-biaxial du composite du renfort.

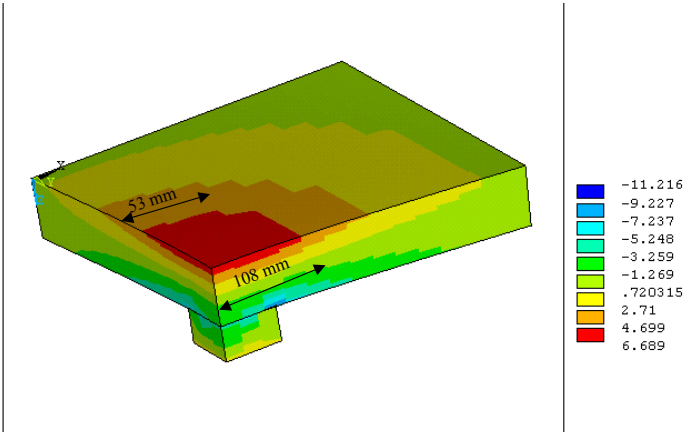


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-168 : Répartition des contraintes dans la dalle sous chargement centré

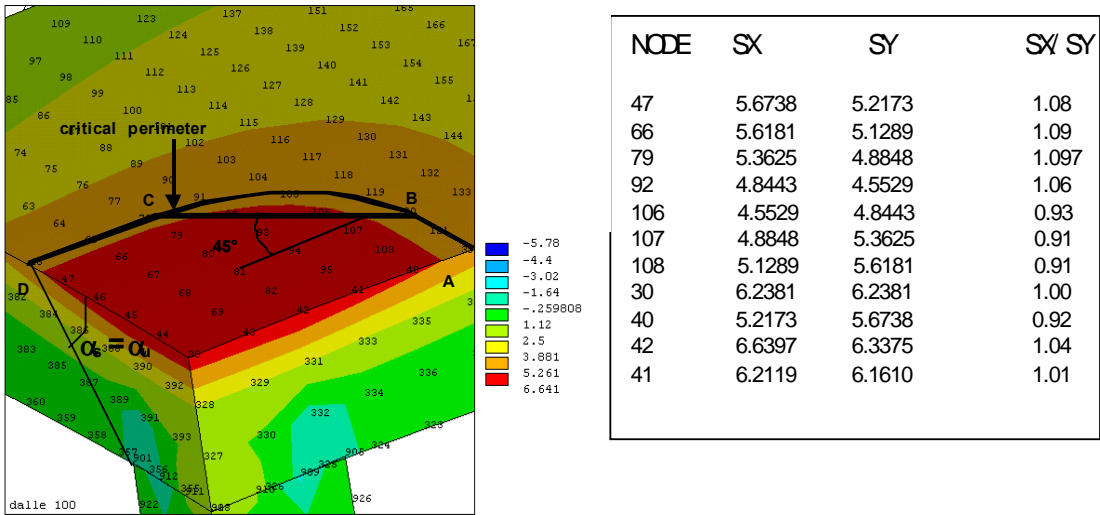


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-169 : Rapport des contraintes dans les deux directions des nœuds situés le long du périmètre critique

Effet goujon du composite

l'évaluation de l'effet goujon du composite consiste donc à calculer le ratio de la contrainte au moment de poinçonnement par la résistance du composite sous chargement équi-biaxial (Eq. II-80) (figure II-124).

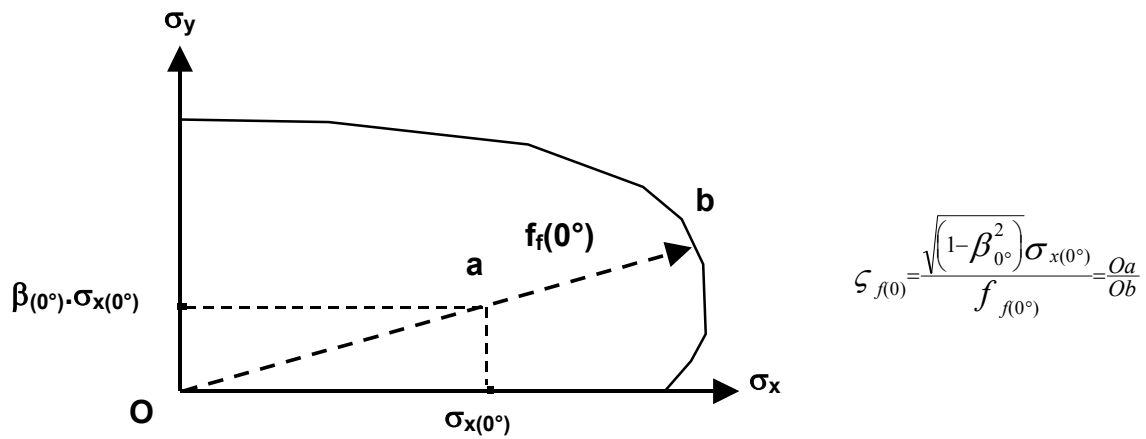


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-170: Schématisation de la méthode d'évaluation de la contribution du composite

La charge de poinçonnement des dalles renforcées est calculée selon l'Eq. II-77, le renfort composite est pris en compte par les équations II-80 et II-81. Deux simplifications ont été effectuées, elles concernent l'angle des fissures de poinçonnement qui est maintenu constant (38°) et l'effet d'échelle (équation II-72) qui a été négligé en raison du faible ratio d_a/d .

La figure II-125 illustre la variation de la charge ultime en fonction de l'épaisseur du composite

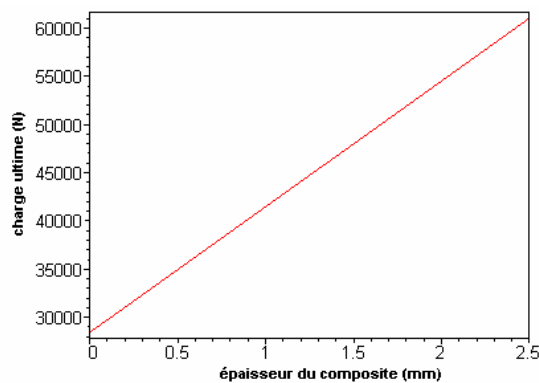


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-171 Charge ultime en poinçonnement en fonction de l'épaisseur du composite d'après le modèle de Menétrey

Comparaison des prédictions de différents modèles avec les résultats expérimentaux

Dans ce paragraphe, les prédictions des critères de poinçonnement présentés précédemment seront comparées aux données expérimentales obtenues sur les dalles renforcées. Ensuite, la performance de chacune des théories sera discutée. A fin que cette comparaison soit représentative des différentes théories et pour évaluer au mieux l'effet du composite sur la résistance au poinçonnement, deux mesures ont été prises. D'abord, seules les résultats obtenus sur les dalles qui ont subi du poinçonnement sans qu'il ait du décollement du composite seront utilisés dans la comparaison. La deuxième mesure consiste en l'évaluation de la charge ultime en poinçonnement en fonction de l'épaisseur du composite.

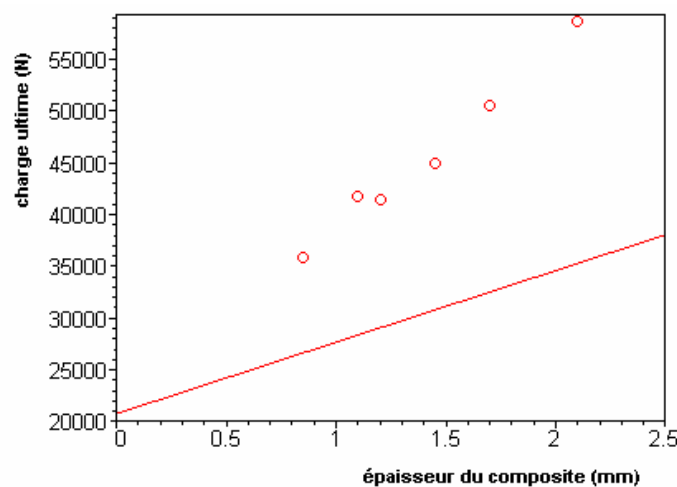


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-172 : Comparaison des prédictions de l'Eurocode 2 aux résultats expérimentaux

Les figures II-126 à II-129 illustrent la comparaison des prédictions des modèles sectionnés aux résultats expérimentaux. Les prédictions de l'Eurocode 2 sont les plus conservatrices (figure II-126). Au fur et à mesure que la section du composite augmente l'écart devient plus important. Ceci s'explique par le fait que l'Eurocode 2 sous-estime l'effet du renfort flexionnel sur la résistance au poinçonnement (14% seulement)

Pour des faibles taux du renfort, les prédictions du modèle de Theodorakopoulos sont assez proches des résultats expérimentaux, cependant, dès que le taux du renfort dépasse une valeur critique (environ 2%), la résistance offerte par le renfort devient négligeable (figure II-127). Ceci s'explique d'une part par le fait que le modèle n'inclut pas l'influence du renfort sur la résistance du béton en traction, d'autre part, la position de l'axe neutre, nécessaire pour le

calcul de la résistance au poinçonnement, est calculée comme pour une section en béton armé sans prendre l'effet du composite, ce qui a réduit les prédictions du modèle par rapport aux résultats expérimentaux.

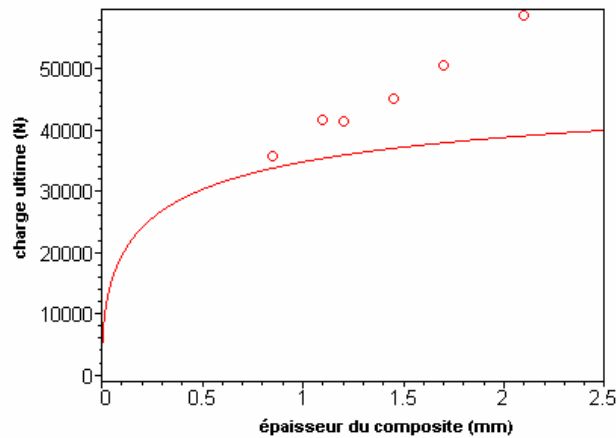


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-173 : Comparaison des prédictions modèle de Theodorakopoulos aux résultats expérimentaux

La figure II-128 montre la comparaison du critère de Tan aux résultats expérimentaux, on rappelle que le facteur k représente le coefficient par lequel il faut multiplier la charge ultime d'une dalle non renforcée pour obtenir celle de la dalle renforcée (éq. II-58), La courbe de la figure II-128 est obtenue à partir de l'Eq. II-58 et les points expérimentaux sont obtenus en divisant la charge de poinçonnement des dalles renforcées par celle correspondante à la même dalle sans renforcement.

Les prédictions du modèle de Tan sont assez conservatrices. Ceci peut être expliqué par le fait que le coefficient 0.5 dans l'expression de k réduit considérablement la résistance au poinçonnement. Aussi, le modèle est basé sur des résultats expérimentaux et une approximation mathématique, il ne prend pas en compte les différents processus de rupture par poinçonnement. Il dépend donc essentiellement des conditions d'essai et du nombre des points expérimentaux.

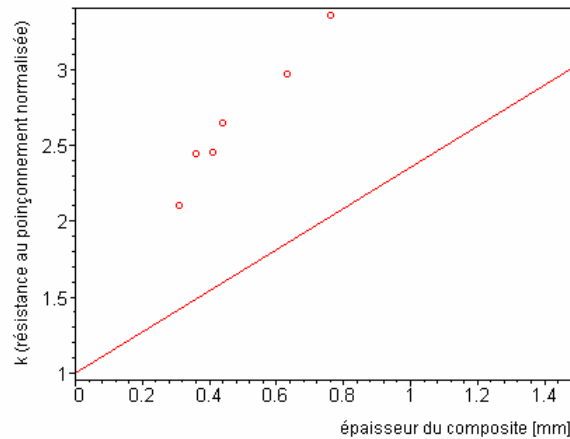
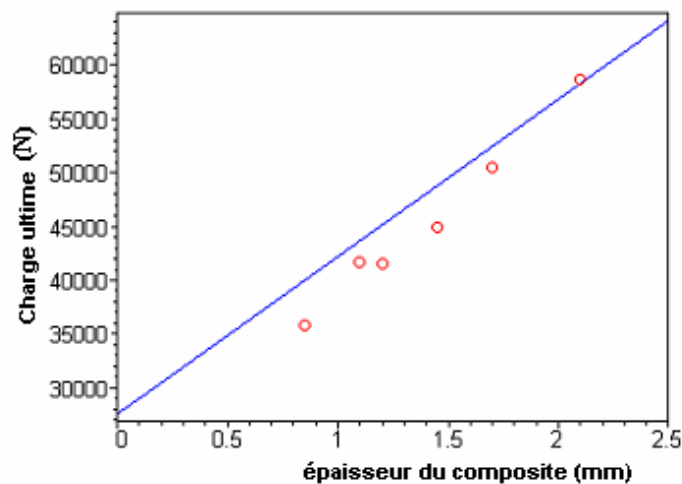


Figure Erreur ! Il n'y a pas de texte répondant à ce style dans ce document.-174 : Résistance au poinçonnement normalisée selon le modèle de Tan et résultats expérimentaux

La charge de poinçonnement des dalles renforcées selon le modèle de Menétrey est calculée selon l'Eq. II-77, le renfort composite est pris en compte par les équations II-80 et II-81 où les résistances à 0/90 et ± 45 sont calculées selon le critère de Tsai-Wu et l'angle des fissures de poinçonnement qui est maintenu constant (38°). On constate une bonne concordance entre les prédictions du critère de modèle de Menétrey et les résultats expérimentaux obtenus sur les dalles renforcées testées au poinçonnement (figure II-129). La charge ultime prédite par le modèle dépasse celles mesurées. Toutefois, les écarts restent inférieurs à 10%. Ces faibles écarts peuvent être expliqués par le manque d'une adhérence parfaite entre le béton et le composite, et par conséquent, une perte au niveau du transfert des efforts entre le support en béton et la plaque du renfort.



Conclusions

Ce dernier chapitre a été principalement consacré à l'étude de la contribution du renfort composite sur la résistance au poinçonnement des dalles renforcées. Les données expérimentales obtenus sur les dalles testées dans l'étude expérimentale ont été utilisées pour évaluer la performance de divers modèles. Le fait de sous estimer la contribution du renfort flexionnel par la majorité des modèles conduit à des prédictions assez conservatrices, en particulier pour des taux de renforcement important (supérieur à 2%).

Par ailleurs, le modèle de Menétrey représente le comportement réel des diverses composantes du phénomène du poinçonnement, en particulier le béton en traction et l'acier d'armature pour son effet en flexion et son effet de goujon. Basé sur l'observation que la résistance au poinçonnement est influencée par les contraintes de traction dans le béton autour du périmètre critique, le modèle de Menétrey propose de déterminer la charge ultime en poinçonnement par intégration des contraintes de traction le long des fissures de poinçonnement en prenant en compte la contribution des renforts flexionnels.

D'après notre modèle, la contribution du composite dans la résistance des dalles au poinçonnement peut être considérée et s'explique par deux phénomènes :

- L'augmentation de la résistance du béton en traction ; et par conséquent l'augmentation de la contribution du béton dans la résistance au poinçonnement ;
- L'effet goujon du composite qui s'ajoute à celui des armatures après fissuration.

La comparaison des prédictions du critère de Menétrey aux résultats expérimentaux a montré une bonne concordance. En plus, l'observation du mécanisme de rupture par poinçonnement des dalles testées (l'angle d'inclinaison des fissures et le périmètre critique) ont été conformes aux hypothèse constitutive du modèle.

SYNTHESE ET CONCLUSION

Synthèse et conclusion

Le contexte général de la présente thèse concerne la réparation des ouvrages de génie civil par la mise en œuvre de matériaux composites. Parmi la large gamme de composites existant, les composites à fibres de carbone sont les plus utilisés pour les applications de réparation d'ouvrage en béton en raison, notamment, de leurs caractéristiques mécaniques et physico-chimiques. Nous avons mis en œuvre des stratifiés unidirectionnels carbone-époxy avec un pourcentage volumique, de fibres T700, égale à 60% empilés suivant deux plis à 0/90 caractérisé par un module d'Young égale à 90 GPa.

L'étude bibliographique a mis en évidence les limites scientifiques et techniques au développement des applications de réhabilitation par matériaux composites en particulier :

- **Insuffisance des jeux de données en terme de lois de comportement** (rigidité, rupture, endommagement), l'amélioration de la connaissance de ces jeux de données devrait permettre d'optimiser les techniques de renforcement et accroître le taux de travail de composites ;
- **Insuffisance des méthodes de calcul et de dimensionnement** : en ce sens, un effort particulier doit porter sur le dimensionnement des structures bidimensionnelles en flexion ;
- **Insuffisance de réflexion et de propositions sur les dispositions constructives** liées à l'application des composites et au contrôle des procédures de mise en œuvre in situ.

Notre travail s'est particulièrement orienté vers l'analyse du comportement de dalles en béton armé renforcées par matériaux composites. On a traité le cas particulier des dalles BA orthotropes, simplement appuyées sur leur contour avec un rapport de dimensions dans le plan $l_x/l_y=1$ et un rapport $h/l=12$. Ces dalles sont renforcées par des plis unidirectionnels en carbone/époxy orienté à 0/90°. Contrairement aux cas des poutres, les mécanismes de flexion bi-directionnels des dalles créent un état de sollicitation biaxial dans le composite. La revue bibliographique portant sur la formulation de critères de ruptures appliqués aux composites met en évidence une multitude des critères et la diversité des approches (énergétiques, plasticité, phénoménologiques...). La comparaison des différents critères nous a révélé que l'écart des prédictions selon les différentes théories peut dépasser les 100%. En conséquence, nous avons cherché à valider expérimentalement chaque critère à partir d'essais de traction-traction sur une éprouvette cruciforme en composite carbone-époxy croisé. La mise en point

de la procédure expérimentale a nécessité une optimisation de la géométrie de l'éprouvette réalisée à partir de multiples simulations par éléments finis. La prédiction de la rupture des composites stratifiés est obtenue à partir du critère de Tsai-Wu qui décrit au mieux la réalité expérimentale spécifique à nos formulations de matériaux (figure 1).

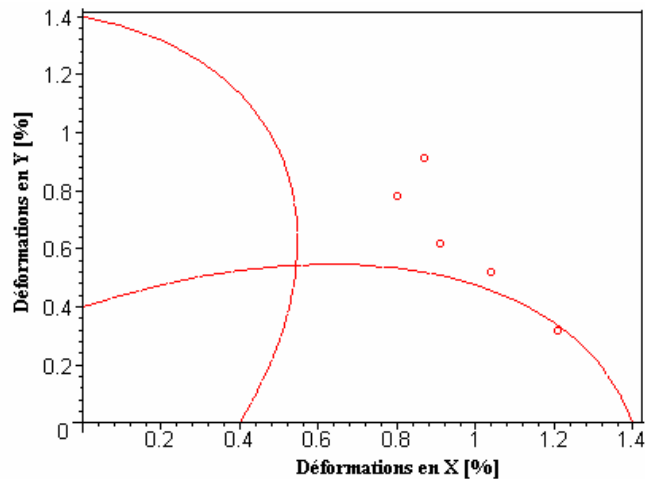


Figure 1 : Comparaison des prédictions du critère de Tsai-Wu aux résultats expérimentaux

Dans une deuxième étape, l'objectif de la thèse a porté sur l'évaluation du gain en rigidité et en résistance de dalles renforcées par matériaux composites. Les essais menés sur dalles renforcées et non renforcées ont clairement mis en évidence l'influence du composite en particulier sur la charge ultime. Les relations moment-courbure sont peu modifiées en phase élastique, par contre les moments ultimes peuvent être 4 à 5 fois supérieurs (figure 2).

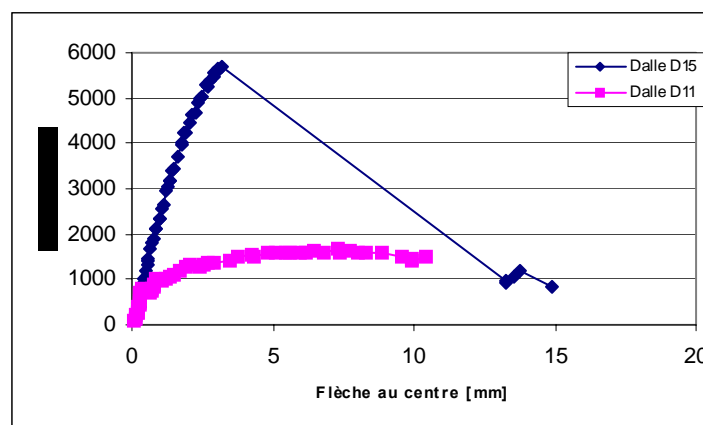


Figure 2 : Courbes charge-flèche des dalles renforcées et non renforcées

De même, le comportement en rigidité de la dalle renforcée approché par la théorie classique des plaques de Reissner-Mindlin a permis d'établir les paramètres influençant le

comportement en rigidité des plaques renforcées. Les déplacements verticaux d'un élément de plaque renforcée par matériaux composites sont particulièrement sensibles à l'épaisseur du renfort appliqué et à son module et peuvent être minimisés de 20% (figure 3).

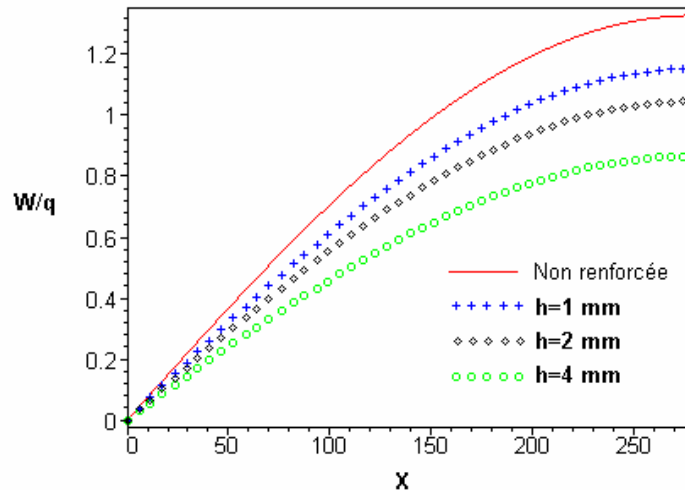


Figure 3 : Effet de l'épaisseur du composite sur la réponse mécanique des dalles renforcées

Afin de réduire les risques de rupture prématurée par décollement du composite, une méthode d'ancrage a été proposée, elle consiste en l'introduction de mèches en fibres de carbone dans la dalle. Cette méthode a été prouvée expérimentalement efficace vis-à-vis du phénomène de décollement du renfort.

L'analyse des modes de rupture obtenus pour les corps d'épreuves étudiées confirme que la ruine de la structure se produit essentiellement par poinçonnement local. En conséquence, la deuxième partie de notre travail a été consacrée à la résistance des dalles renforcées vis-à-vis du poinçonnement. Parmi les modèles proposés pour prédire la résistance des dalles au poinçonnement, le modèle de Menétrey approche de façon satisfaisante les résultats expérimentaux (figure 4). Les équations d'équilibre résultant de cette formulation analytique prennent plus particulièrement en compte l'effet de goujon essentiellement dû à la plastification locale des aciers. Notre contribution a plus particulièrement porté sur la prise en considération d'un effet complémentaire de renforcement vis-à-vis du cisaillement dû au renfort externe composite. Par ailleurs, nous avons mis en évidence que le comportement en traction du béton était influencé par ce dernier et que le mode de rupture spécifique à l'effet de poinçonnement sollicitait le renfort composite suivant un périmètre critique.

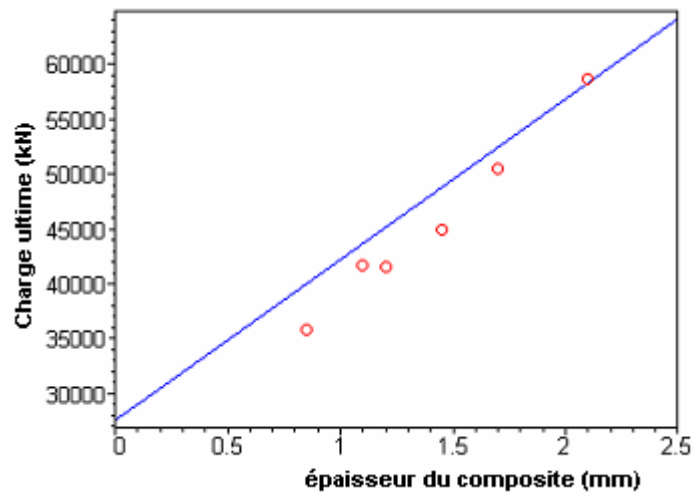


Figure 4 : Comparaison des prédictions théoriques aux résultats expérimentaux

En perspective, nous pensons qu'il est nécessaire de poursuivre l'approche théorico-expérimentale en considérant des dalles de plus grandes dimensions, en faisant varier les facteurs dimensionnels (l_y/l_x , h/l) ainsi que les trajets et les modes de chargement.

Annexe : Critères de rupture des stratifiés

Enveloppes de rupture théoriques pour des stratifiés carbone/époxy

Au chapitre 2 de présent ouvrage, il a été proposé de représenter les données expérimentales ainsi que les enveloppes de rupture théoriques dans le plan $\{\varepsilon_x, \varepsilon_y\}$ des déformations normales selon les axes de références. Cette représentation est peu commune puisque les critères de rupture sont habituellement représentés dans l'espace des contraintes.

Cet appendice vise à aider le lecteur à mieux comprendre et interpréter les illustrations des différents critères de rupture présentés au chapitre 2. Pour ce faire, les enveloppes de rupture selon les critères retenus pour l'étude des stratifiés testés sont développées dans le système d'axes choisi. Ces critères sont ceux de la contrainte maximale, Tsai-Hill, Tsai-Wu et Hart-Smith. Les composites étudiés sont en carbone/époxy T700 sous forme de pli unidirectionnel et de stratifié croisé à 0/90°.

▪ Enveloppe de rupture selon le critère de la contrainte maximale

Le critère de la contrainte maximale est basé sur les valeurs critiques de chacune des composantes de contrainte dans les directions d'orthotropie du composite unidirectionnel. Rappelons son expression :

$$\max\left\{\frac{\sigma_1}{X^t}; \frac{\sigma_1}{-X^c}; \frac{\sigma_2}{Y^t}; \frac{\sigma_2}{-Y^c}; \left|\frac{\tau_{12}}{S}\right|\right\} = 1$$

L'enveloppe de rupture correspondante dans l'espace des contraintes $\{\sigma_1, \sigma_2; \tau_{12}\}$ est un parallélépipède droit. Lorsque transformée dans l'espace des déformations $\{\varepsilon_1, \varepsilon_2; \gamma_{12}\}$, cette enveloppe de rupture devient un parallélépipède dont les angles apparaissent déformés dû au couplage entre les déformations et les contraintes dans les directions perpendiculaires (effet Poisson). Le parallélogramme représentant cette enveloppe dans le plan $\{\varepsilon_1, \varepsilon_2\}$ pour l'unidirectionnel carbone/époxy et représenté à la figure A1.

La forme de l'enveloppe de rupture dans le plan $\{\varepsilon_1, \varepsilon_2\}$ est invariante pour des valeurs de γ_{12} variant entre $-S/G_{12}$ et $+S/G_{12}$. Ceci est dû au fait que le critère de la contrainte maximale ne considère pas d'interaction entre les composantes de contrainte et que la déformation de

cisaillement est indépendante des déformations et des contraintes dans les directions parallèle et perpendiculaire aux fibres.

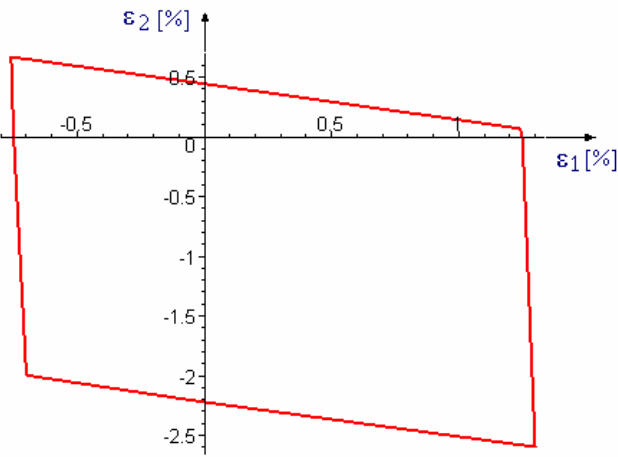


Figure A1 : Enveloppe de rupture d'un pli unidirectionnel en carbone/époxy selon le critère de la contrainte maximale dans l'espace des déformations

Pour un stratifié croisé [0/90], l'enveloppe de rupture est obtenue par superposition des enveloppes correspondant aux plis à 0° et 90° . Pour permettre cette superposition, les enveloppes sont représentées dans le plan $\{\epsilon_x, \epsilon_y\}$ des déformations normales par rapport aux axes de références. La figure A2 montre les enveloppes de rupture selon le critère de la contrainte maximale pour les plis à 0° et les plis à 90° . Selon ce critère, l'initiation de la rupture (rupture du premier pli) est définie par l'intersection des deux enveloppes. L'enveloppe correspondant à la rupture finale (rupture du dernier pli) est définie par l'union des deux enveloppes.

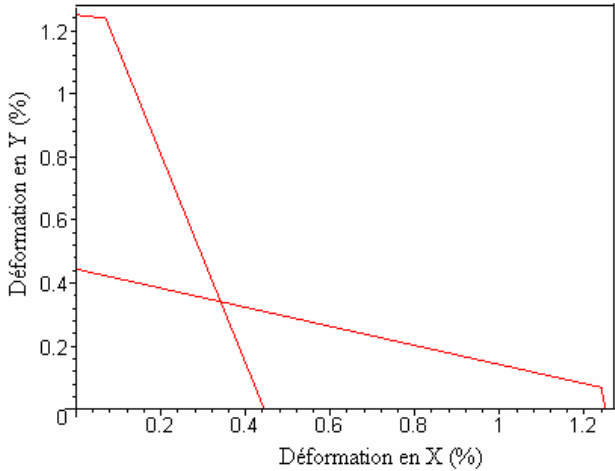


Figure A2 : Enveloppe de rupture d'un stratifié croisé en carbone/époxy selon le critère de la contrainte maximale dans l'espace des déformations

Pour les mêmes raisons avancées plus haut (cas du composite unidirectionnel), la forme de l'enveloppe de rupture d'un stratifié croisé dans le plan $\{\varepsilon_x, \varepsilon_y\}$ demeure invariante pour des valeurs de γ_{12} comprises entre $-S/G_{12}$ et $+S/G_{12}$.

▪ **Enveloppe de rupture selon le critère de Tsai-Hill**

Le critère à interaction de Tsai-Hill s'exprime par l'équation suivante :

$$\left(\frac{\sigma_1}{X^{t/c}}\right)^2 - \frac{\sigma_1}{X^{t/c}} \frac{\sigma_2}{X^{t/c}} + \left(\frac{\sigma_2}{Y^{t/c}}\right)^2 + \left(\frac{\tau_{12}}{S}\right)^2 = 1$$

L'enveloppe correspondant dans l'espace des contraintes $\{\sigma_1, \sigma_2; \tau_{12}\}$ ou des déformations $\{\varepsilon_1, \varepsilon_2; \gamma_{12}\}$ est une surface fermée. La figure A3 montre l'enveloppe de rupture d'un pli unidirectionnel selon le critère de Tsai-Hill dans le plan $\{\varepsilon_1, \varepsilon_2\}$.

Par transformation d'axes et superposition, l'enveloppe de rupture du stratifié [0/90] dans le plan $\{\varepsilon_x, \varepsilon_y\}$ est obtenue et est représentée dans la figure A4 pour des conditions de chargement sans cisaillement ($\gamma_{xy} = 0$).

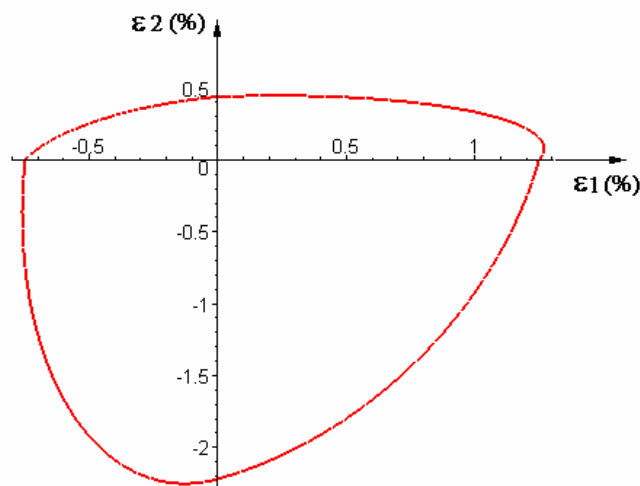


Figure A3 : Enveloppe de rupture d'un pli unidirectionnel en carbone/époxy selon le critère de Tsai-Hill dans l'espace des déformations

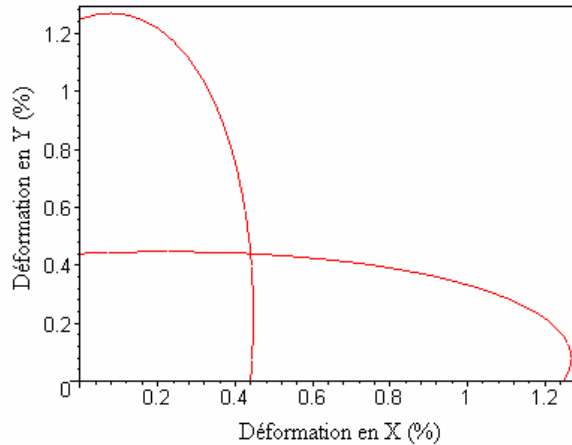


Figure A4 : Enveloppe de rupture d'un stratifié croisé en carbone/époxy selon le critère de Tsai-Hill dans l'espace des déformations

▪ **Enveloppes de rupture selon le critère de Tsai-Wu**

L'expression du critère à tenseur polynomial de Tsai-Wu est la suivante :

$$F_{11}\sigma_1^2 + F_1\sigma_1 + 2F_{12}\sigma_1\sigma_2 + F_2\sigma_2 + F_{22}\sigma_2^2 + F_{66}\tau_{12}^2 = 1$$

avec :

$$F_{11} = \frac{1}{X^t X^c} ; F_{22} = \frac{1}{Y^t Y^c} ; F_{66} = \frac{1}{S^2} ; F_1 = \frac{1}{X^t} - \frac{1}{X^c} ; F_2 = \frac{1}{Y^t} - \frac{1}{Y^c}$$

L'enveloppe de rupture correspondante dans l'espace des contraintes $\{\sigma_1, \sigma_2; \tau_{12}\}$ ou des déformations $\{\varepsilon_1, \varepsilon_2; \gamma_{12}\}$ est un ellipsoïde. La figure A5 montre des traces de cette enveloppe pour deux valeurs du coefficient d'interaction F_{12} .

L'enveloppe de rupture pour le stratifié [0/90] est obtenue de la même façon que décrit précédemment et est illustrée dans la figure A6.

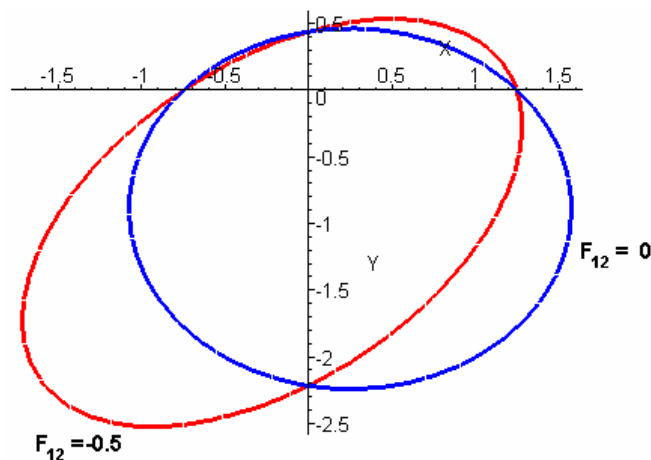


Figure A5 : Enveloppe de rupture d'un pli unidirectionnel en carbone/époxy selon le critère de Tsai-Wu dans l'espace des déformations

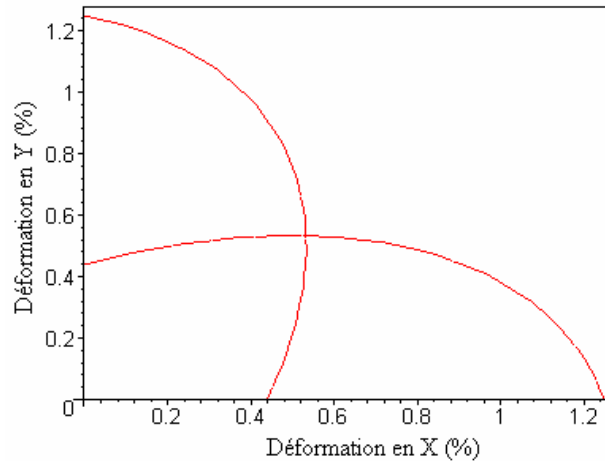


Figure A6 : Enveloppe de rupture d'un stratifié croisé en carbone/époxy selon le critère de Tsai-Wu dans l'espace des déformations

▪ **Enveloppe de rupture selon le critère de Hart-Smith**

Le critère de Hart-Smith s'énonce en termes de différences critiques entre les déformations normales comme suit :

$$\max\{|\epsilon_{1f}-\epsilon_{2f}|; |\epsilon_{2f}-\epsilon_{3f}|; |\epsilon_{3f}-\epsilon_{1f}| = Y_{crit}\}$$

L'enveloppe de rupture d'un composite unidirectionnel basée sur la rupture des fibres, selon Hart-Smith, est déterminée dans le plan $\{\epsilon_1, \epsilon_2\}$ par la valeur de la déformation à la rupture de la fibre et les deux coefficients de Poisson ν_{12} et ν_{21} . La figure A7 illustre cette enveloppe pour une monocouche carbone/époxy. La valeur de la déformation à la rupture des fibres à la base de cette enveloppe est de 1,05%.

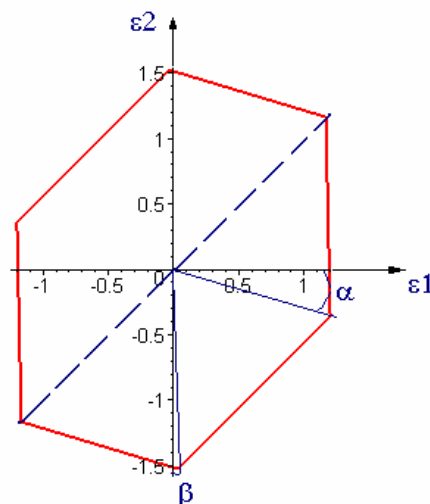


Figure A7 : Enveloppe de rupture d'un pli unidirectionnel en carbone/époxy selon le critère de Hart-Smith dans l'espace des déformations

La forme de cette enveloppe est invariante pour des valeurs de γ_{12} comprises entre $-S/G_{12}$ et $+S/G_{12}$. Le mode de rupture est unique, soit la rupture des fibres par cisaillement.

En changeant les axes et en utilisant les manipulations mathématiques appropriées, l'enveloppe de rupture du stratifié $[0/90]$ est obtenue tel qu'illustré sur la figure A8. Hart-Smith ne reconnaît pas l'approche de rupture graduelle par pli et dans tous les cas la rupture du stratifié correspondant à l'enveloppe interne (rupture du premier pli).

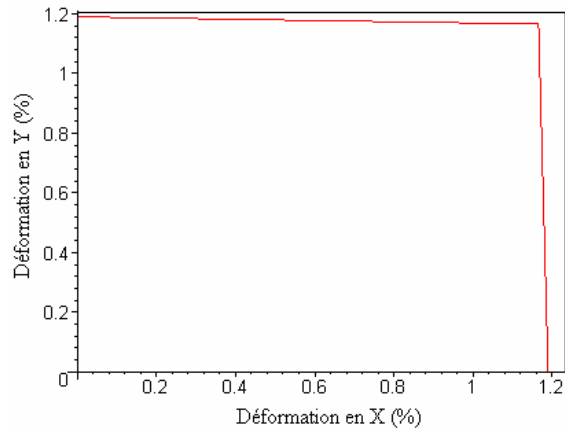


Figure A8 : Enveloppe de rupture d'un stratifié croisé en carbone/époxy selon le critère de Hart-Smith dans l'espace des déformations

- Critères de rupture des composites appliqués au stratifié quasi-isotrope $[0^\circ/\pm 45/90^\circ]$

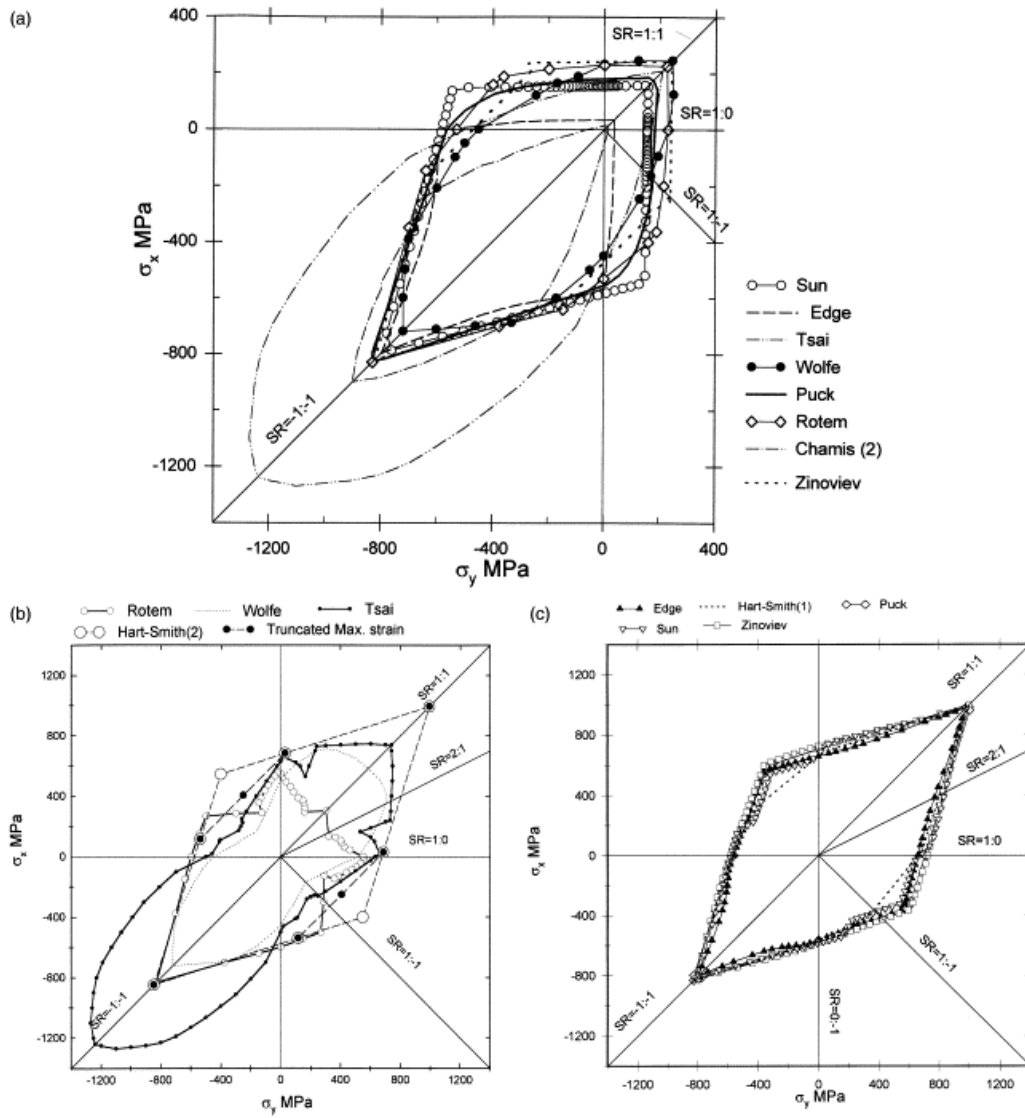


Figure A-9: Enveloppe de rupture initiale et finale du stratifié $[0^\circ/\pm 45/90^\circ]$ carbone/époxy sous chargement biaxial σ_x , σ_y

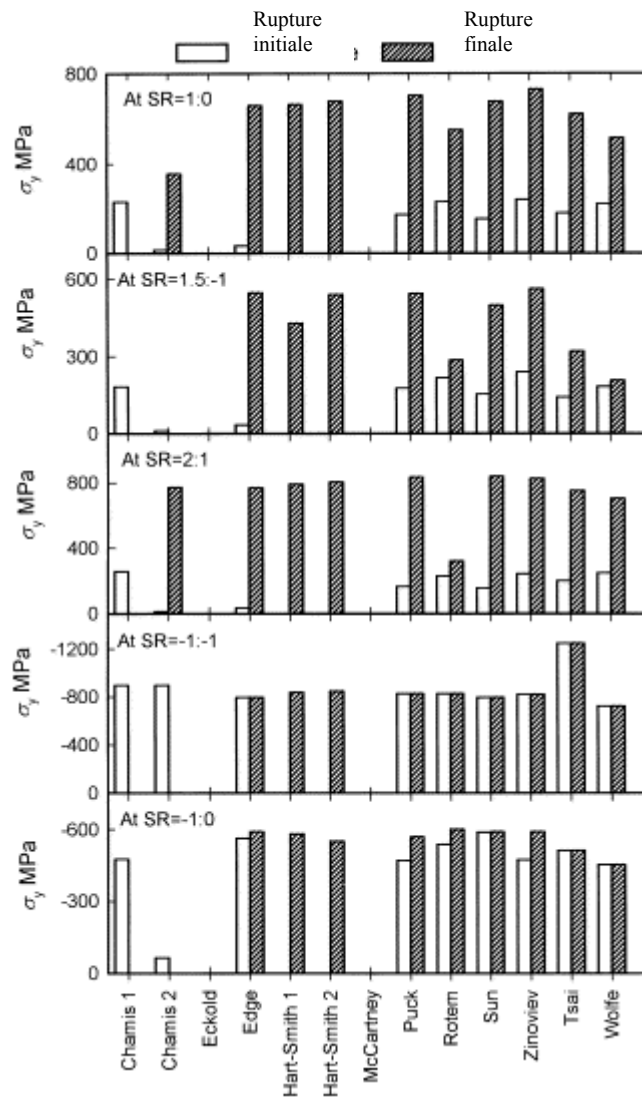


Figure A-10 : Résistance du stratifié $[0^\circ/\pm 45/90^\circ]$ sous chargement biaxial ($\sigma_y; \sigma_x$) selon les différents critères et pour différents rapport de biaxialité

- Critères de rupture des composites appliqués au Stratifié symétrique équilibré $[\pm 30^\circ/90^\circ]$

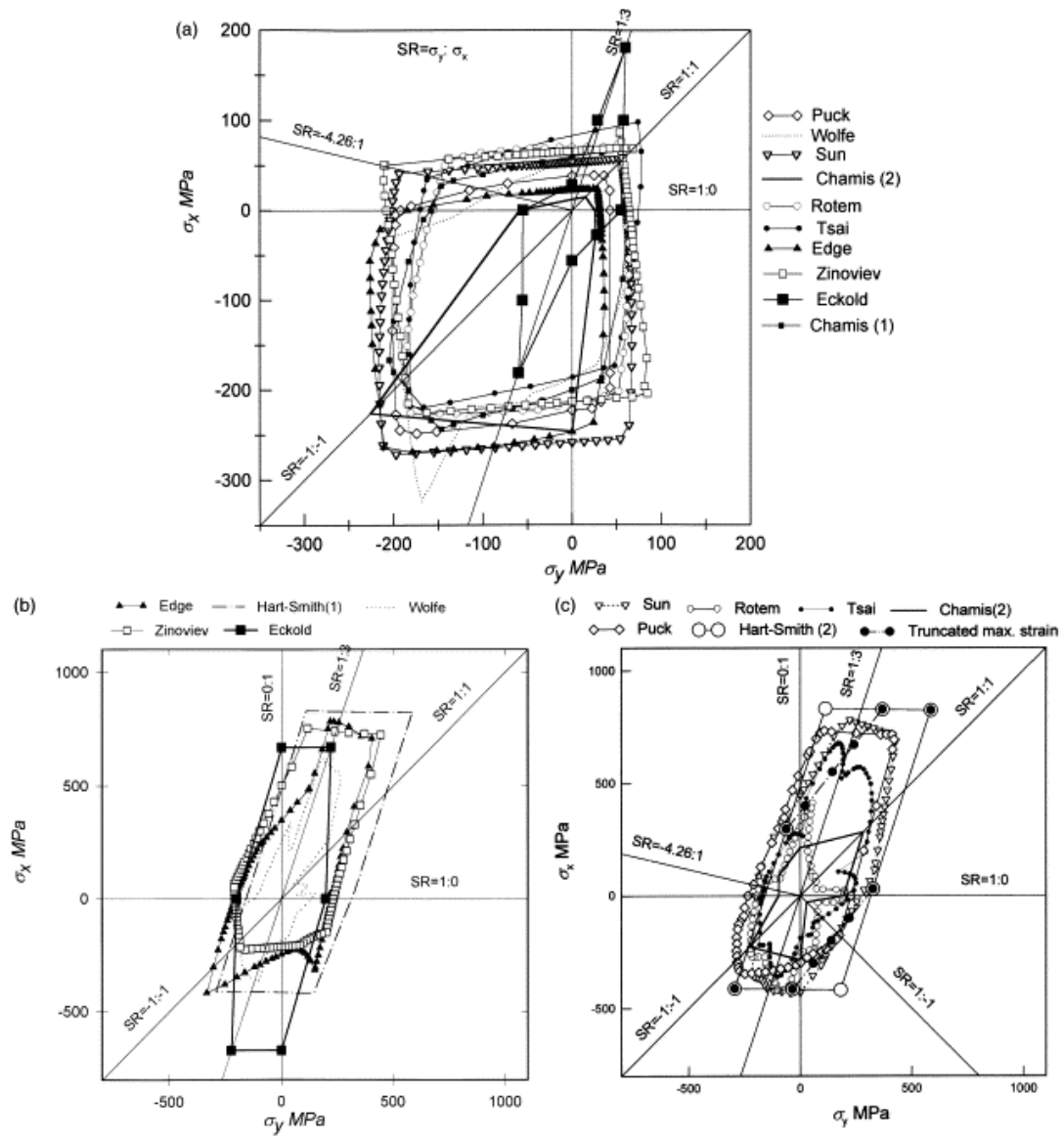


Figure A-11: Enveloppe de rupture initiale et finale du stratifié $[\pm 30^\circ/90^\circ]$ carbone/époxy sous chargement biaxial σ_x, σ_y

BIBLIOGRAPHIE

Chapitre I

ACI, American Concrete Institute, Guidelines for selection, Design and installation of Fiber Reinforced Polymer (FRP) Systems for Externally Strengthening concrete Structures, ACI Committee 440-F, 1999

Adhikary B.B., Mutsuyoshi H. et Ashraf M., Effective shear strengthening of concrete beams using FRP sheets with bonded anchorage, Proceeding of the 6th International Conference on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-6), Singapore, 8-10 July 2003. p. 456-466

AFGC, Association Française de Génie Civil, Réparation et Renforcement des Structures en Béton au moyen des Matériaux Composites, Documents scientifiques et techniques, 2003

Baeur R. S., Epoxy resin chemistry II, ACS Symposium series, 1983

Barnes A., Fatigue performance of concrete beams strengthened with CFRP plates, vol 3 N°2, p. 63-71, 1999

Berthelot J. M. Matériaux composites : comportement mécanique et analyse des structures, Edition Technique & documentation, 1999

Bresson J., Nouvelles recherches et applications concernant l'utilisation des collages dans les structures béton plaqué. Annales de l'ITBTP, série béton et béton armé, n° 278

Bigaud D, Varastehpour H. et Hamelin P, Strengthening of concrete beams using advanced composite materials, Journal of Composites Technology & Research, ASTM, Vol. 19, No. 4, 1997

Calgaro J. et Lacroix R., Maintenance et réparation des ponts, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, p.11-19, 1997

Chrétien G., Matériaux composites à matrices organiques, Edition Lavoisier, 1996

David E., Comportement mécanique de poutres en béton armé renforcées ou réparées par collage de matériaux composites. Etude expérimentale et modélisation, thèse de doctorat, Université d'Artois, 1999

Deloye F.X., Identification rapide des ciments sur chantier. Bulletins liaison Laboratoire des ponts et chaussées. Mai-Juin 1989. P 65-70.

Ferrier E., Comportement de l'interface composite-béton sous des sollicitations de fluage thermostimulé et en fatigue oligocyclique. Application au calcul previsionnel de la durabilité de poutres BA renforcées, thèse de doctorat, Université Lyon1, 1999

Ferrier E., Concrete beams reinforced by fiber-reinforced plastics: the effect of temperature on the adhesive layer, journal Composites Science and Technology, Volume 61, Issue 3, February 2001, Pages 425-431

Ferrier E., Bigaud D. et Hamelin P., Health monitoring of a CFRP strengthened parking slab, Proceeding of the International Conference Composites in Construction (CCC-2003), Cosenza, Italy, 16-17 September 2003. p. 679-684

Green M. F., et al., Effects of freeze-thaw action on bond of FRP sheets to concrete, CDCC98, Université de Sherbrooke Canada, 1998

Hermite R.L. et al., Concrete reinforced with glued plates, RILEM, International Symposium on synthetic resin in building constructions, p. 175-203, 1967

Hamelin P., Composite infrastructure applications: concept, design, and durability control and prediction, Journal of Composites Technology and Research, ASTM, 1998

Hamelin P. et Varastehpour H, Les poutres en béton armé mettant en œuvre des matériaux composites Journal de la mécanique industrielle et des matériaux, Paris, juin 1995, Vol. 48, No. 2

Hamelin P., Renforcement des ouvrages d'art par matériaux composites, Techniques pour l'Ingénieur, 2002

Hashin Z. et Rosen BW 1964, The elastic moduli of fiber- reinforced materials, Journal of Applied Mechanics, pp, 223-232, 1964

FRPCS-3, Japan Concrete Institute, Non-metallic (FRP) Reinforcement for concrete Structure, Tokyo, 1 and 2, 1997

Hota V. S., Bending behavior wrapped with carbon fabric, Journal of structural engineering, vol 124, N°1, p. 3-10, 1998

ISIS Canada, Manuels et guides de conception pour renforcer des structures en béton armé à l'aide de FRP appliqués de façon externe, 2002

Jiang J. et Mirza F.A., Nonlinear analysis of reinforced concrete slabs by a discrete finite element approach, Computers & Structures, Vol. 65, p. 585-592, 1997

Mohamed I., Contribution à l'étude du confinement du béton alcali-réactif par matériaux composites carbone époxy, thèse de doctorat, Université Lyon1, 2004

Mosallam A., Strengthening of two-way concrete slabs with FRP composite laminates, Construction and Building Materials, vol 17 (2003), p.43-54, 2003

Karbhari V.M and Seible F., Deseign consideration for the use of fiber reinforced polymeric composites in the rehabilitation of concrete structures, Division of structural engineering, San Diego, CA, 1998

Luyckx J., Composites à fibres de carbone dans le génie civil, Techniques de l'Ingénieur, traité de construction, C5 440, 1999

Labossière P., Neale K. W. et Nishizaki, Effect of different long-term climatic conditions on PRF durability, , Proceeding of the 6th International Conference on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-6), Singapore, 8-10 July 2003. p. 779-784

Kobayashi A., Matsui S. et Kishimoto M., Fatigue bond of carbon fiber sheets and concrete in RC slabs strengthened by CFRP, Proceeding of the 6th International Conference on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-6), Singapore, 8-10 July 2003. p. 865-874

Meier U., latest development of the poststrengthening techniques with advanced composites materials, Techtexsil symposium 98, Textile et construction, vol 1, p. 231-239, Lyon 1998

Piyong Y., Silva P. F., and Nanni A., Flexural strengthening of concrete slabs by a three-stage prestressing FRP system enhanced with the presence of GFRP, Proceeding of the International Conference Composites in Construction (CCC-2003), Cosenza, Italy, 16-17 September 2003. p. 239-244

Perret J., Guide de la maintenance des bâtiments, Editions du Moniteur, 1997

Resse C. et Venaut M., Projection des mortiers béton et plâtres, Techniques et applications bâtiment et TP, 1981

Soden P. D., Hinton M. J. and Kaddour A. S., Lamina properties, lay-up configurations and loading conditions for a range of fibre-reinforced composite laminates, Composites Science and Technology, Volume 58, Issue 7, July 1998, Pages 1011-1022

Täljsten B., Strengthening of beams by plates bonding, Journal of materials in civil engineering, vol 9, n°4, pages 206-212, November 1997

Theillout J. N., Le projet de renforcement ou de réparation des ponts en béton, Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, p.425-459, 1997

Norris T., and Saadalmanest H., Shear and flexural strengthening of RC beams with carbon fiber sheets, Journal of structural engineering, vol 123, N°7, p. 903-911, 1997

TORAY technologies, Relevant Issues of Carbon Fiber for the Emerging Wind Market, Toray Carbon Fibers America, Inc., document technique 2004

Uomoto T., Durability design of GFRP rods for concrete reinforcement, Proceeding of the 6th International Conference on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-6), Singapore, 8-10 July 2003. p. 37-50

Vénuat M., La pratique des ciments mortier et béton, Moniteur technique, éditions du moniteur, 1989

Varastehpour H. et Hamelin P., Analysis and study of failure mechanism of RC beam strengthened with FRP plate, *Advanced Composite in Bridge and Structures*, Editeur Mamdouh El Badry, p. 519-527, 1992

Varastehpour H., Optimisation du renforcement des ouvrages en béton armé par des matériaux composites, thèse de doctorat, Université Lyon1, 1996

Wang X. et al., Sensing damage in carbone fiber and its polymer-matrix and carbone-matrix composites by electrical resistance measurement, *Journal of material science*, vol 34 N°11, p.2703-2713, 1999

XSYS technologies, Machine applied/high temperature cure composite column casing for bridge, document technique, 1998

Youssef Y., Résistance des composites stratifiés sous chargement biaxial : Validation expérimentale des prédictions théoriques, Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, 1995

Chapitre II

Abdalla H. A., Torkey A. M., Haggag H. A. and Abu-Amira A. F., Design against cracking at openings in reinforced concrete beams strengthened with composite sheets, *Composite Structures*, Volume 60, Issue 2, May 2003, Pages 197-204

Albrecht U., 2002 Design of flat slabs for punching - European and North American practices, *Cement and Concrete Composites*, Volume 24, Issue 6, December 2002, Pages 531-538

ASE, Agence Spatiale Europeene, Composite Design for Space Structure Applications, ESA PSS-03-1101, ASE, Noordwijk, 1986

Bares R. Tables for analysis of plates, slabs and diaphragms based on the elastic theory, Chapman and Hall, London, 1979

Batoz J.L. et Dhatt G., Modélisation des structures par éléments finis. Volume 2: Poutres et plaques, Editions Hermes, 1990

Bazant Z.P. et Cao Z., Size effect punching, *ACI Structural Journal*, 1987; 84:44-53

Benzeggagh, M.L., Khellil, K., et Chotard, T., Experimental determination of tsai failure tensorial terms F_{ij} for unidirectional composite materials, *Composites Science and Technology*, Volume 55, Issue 2, Pages 1023-1032, 1998

Decolon C., Modelisation mécanique des structures, Editions Hermes Science Publications, 2000

Erik M.A., Heffernan P. J., Reinforced concrete slabs externally strengthened with FRP materials, Taerwe L. editor, London, p. 509-516, 1995

Favre R. et al., Dimensionnement des structures en béton, Traité de génie civil, vol 8, Presses Polytechniques et Universitaires Romandes, Lausanne, p. 352-371, 1997

Gardner N. J. et al. Lessons from the Sampoong department store collapse, Cement and Concrete Composites, Volume 24, Issue 6, December 2002, Pages 523-529

Gotsis P. K., Chamis C. C. and Minnetyan L., Prediction of composite laminate fracture: micromechanics and progressive fracture, Composites Science and Technology, Volume 58, Issue 7, July 1998, Pages 1137-1149

Hart-Smith L. J., Predictions of a generalized maximum-shear-stress failure criterion for certain fibrous composite laminates Composites Science and Technology, Volume 58, Issue 7, July 1998, Pages 1179-1208

Limam O., Forget G., Ehrlacher A., Reinforced concrete two-way slabs strengthened with composite material: A limit analysis study, Composite Structures, vol 59, p. 467-472, 2003

Menétrey Ph, Analytical computation of the punching strength of reinforced concrete, ACI Structural journal; vol. 93, N° 5, p.503-511, 1996

Menétrey Ph, Relationship between flexural and punching failure, ACI Structural journal; vol. 95 N° 4, p. 412-419, 1998

Menétrey Ph., Synthesis of punching failure in reinforced concrete, Cement and Concrete Composites, Vol. 24, N° 6, p. 497-507, 2002

Nahas M.N., Survey of failure and post-failure theories of laminated fiber reinforced composites, Composites Science and Technology, volume 8, Issue 4, p. 137-158

Piyong Y., Silva P. F., and Nanni A., Flexural strengthening of concrete slabs by a three-stage prestressing FRP system enhanced with the presence of GFRP, Proceeding of the International Conference Composites in Construction (CCC-2003), Cosenza, Italy, 16-17 September 2003. p. 239-244

Puck A. and Schürmann H., Failure analysis of FRP laminates by means of physically based phenomenological, Composites Science and Technology, Volume 58, Issue 7, July 1998, Pages 1045-1067

Rabinovitch O., et Frostig Y., Strengthening of RC slabs with circular composite patches a high-order approach Composite Structures, Volume 55, Issue 2, February 2002, Pages 225-238

Rabinovitch O., et Frostig Y., High-order behavior of fully bonded and delaminated circular sandwich plates with laminated face sheets and a "soft" core, International Journal of Solids and Structures, Volume 39, Issue 11, June 2002, Pages 3057-3077

Rotem A., Prediction of laminate failure with the Rotem failure, Composites Science and Technology, Volume 58, Issue 7, July 1998, Pages 1083-1094

Rowlands R. E. , Strength theories and their experimental correlation, Handbook of composites, Vol. 3-Failure mechanics of composites, Elsevier Sciences Publishers, 1985.

Shahawy M.A.et al., Experimental investigation on structural repair and strengthening of damaged prestressed concrete slabs utilizing externally bonded laminates, Composite B, 27(3-4):217-24, 1996

Soden P. D., Hinton M. J. and Kaddour A. S., Lamina properties, lay-up configurations and loading conditions for a range of fibre-reinforced composite laminates, Composites Science and Technology, Volume 58, Issue 7, July 1998, Pages 1011-1022

Soden P. D., Hinton M. J. and Kaddour A. S., A comparison of the predictive capabilities of current failure theories for composite laminates, Composites Science and Technology, Volume 58, Issue 7, July 1998, Pages 1225-1254

Soden P.D., Kaddour A.S., Hinton M.J, Recommendations for designers and researchers resulting from the world-wide failure exercise, Composites Science and Technology, Volume 64, P.1107-1124, 2004

Sun C. T. and Jianxin Tao, Prediction of failure envelopes and stress/strain behaviour of composite laminates, Composites Science and Technology, Volume 58, Issue 7, July 1998, Pages 1125-1136

Tan D. B., A semi-empirical approach for the prediction of deflections of strengthened RC slabs, Proceeding of the 6th International Conference on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-6), Singapore, 8-10 July 2003. p. 357-366.

Tan K. H., Tumialan J.G and Nanni A., Evaluation of externally bonded CFRP systems for strengthening of RC slabs. Proceeding of the 6th International Conference on Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Concrete Structures (FRPRCS-6), Singapore, 8-10 July 2003. p. 417-426.

Tan, K.H., "Punching shear strength of RC slabs bonded with FRP systems," Proceeding of the 3th International Conference on Advanced Composites Materials for Bridges and Structures, Canada, August 2000, pp 387-394.

Teng J.G., Behaviour of GFRP-strengthened RC cantilever slabs, Construction and Building Materials, Volume 15, Issue 7, October 2001, Pages 339-349

Theodorakopoulos D. D. and R. N. Swamy, Ultimate punching shear strength analysis of slab-column connections Cement and Concrete Composites, Volume 24, Issue 6, December 2002, Pages 509-521

Thonier H., Conception et calcul des structures de bâtiment . Tome 5 Presses de l'Ecole nationale des ponts et chaussées, 1993

Thonier H., Calcul des dalles et dallages rectangulaires sur Excel par la méthode des différences finis et la formule de Boussinesq, Annales du bâtiment et des travaux publics, N°2 avril 2002, p.5-27

Timoshenko S., Théorie des plaques et coques, Edition Dunod, 1961

TORAY technologies, Relevant Issues of Carbon Fiber for the Emerging Wind Market, Toray Carbon Fibers America, Inc., document technique 2004

Tsai W. S., A progressive quadratic failure criterion for a laminate, Composites Science and Technology, Volume 58, Issue 7, July 1998, Pages 1023-1032

Van Den Einde Lelli, Zhao Lei and Seible Frieder, Use of FRP composites in civil structural applications, Construction and Building Materials, Volume 17, Issues 6-7, September-October 2003, Pages 389-403

Wolfe W. E. and Butalia T. S., A strain –energy based failure criterion for non-linear analysis of composite laminates subjected to biaxial, Composites Science and Technology, Volume 58, Issue 7, July 1998, Pages 1107-1124

Youssef Y., Résistance des composites stratifiés sous chargement biaxial : Validation expérimentale des prédictions théoriques, Thèse de doctorat, Université de Sherbrooke, 1995

Zinoviev P. A., et al., The strength of multilayered composites under a plane-stress state, Composites Science and Technology, Volume 58, Issue 7, July 1998, Pages 1209-1223

