

وزارة التعليم العالي والبحث العلمي

République Algérienne Démocratique et Populaire

Ministère de l'Enseignement Supérieur et de la Recherche Scientifique



Thèse de Doctorat LMD

Faculté des Sciences et de Technologies

Département de **Génie Civil et d'Hydraulique**

Spécialité : Structures et matériaux

Présenté par :

GHERDAOUI MOUFIDA

RENFORCEMENT DES OUVRAGES EN BETON ARME SOU MIS AUX ACTIONS GRAVITAIRES AVEC MATERIAUX COMPOSITES

Sous la direction de :

Pr. GUENFOUD MOHAMED

JURY :

Pr. NOUAOURIA Med Salah

Université. 8 Mai 1945 / Guelma

Président

Pr. GUENFOUD Mohamed

Université. 8 Mai 1945 / Guelma

Rapporteur

Pr. BENMARCE Abdelaziz

Université. 8 Mai 1945 / Guelma

Examineur

Dr (MCA). BOUZIANE Salah

Université. 20 Août 1955 / Skikda

Examineur

Dr. MADI Rafik

Université. 8 Mai 1945 / Guelma

Invité

2018

Remerciements

Je ne savais pas que la thèse est une véritable expérience professionnelle qui demande des compétences nombreuses et de loin individuelle et qui dépasse aussi la tâche de rédiger le document jusqu'à ce que je l'ai vécue.

Je tiens, d'abord à remercier en premier lieu et avant tout, notre Dieu le tout puissant, qui nous a donné la force et la patience pour effectuer le présent travail et de m'avoir entouré de personnes formidables et dans chacune de mes étapes de mon parcours, contribués d'une manière ou d'une autre, chacune à sa façon, à la réalisation de cette thèse de doctorat.

Je veux d'abord exprimer ma gratitude à Monsieur **Guenfoud Mohamed**, Professeur à l'université de Guelma, pour son suivi régulier, sa grande disponibilité, ses enrichissants et précieux conseils incessants grâce auxquels ce travail est mené à terme.

Je remercie professeur **Nouaouria Med Salah** d'avoir accepté la présidence du jury. Je tiens aussi à remercier les Professeur **Benmarce Abdelaziz**, et les docteurs **Bouziane Salah et Madi Rafik** pour avoir accepté d'être rapporteurs de cette thèse.

J'e tiens à remercier Monsieur **Boudjahem Rafik**, chef de département d'architecture de l'université 8mai 1945 –Guelma- pour m'avoir accueilli au sein du laboratoire architecture de l'université de Guelma.

Je tiens à remercier également Professeurs **Benmalek Mohamed larbi** et **Moussaoui Abdelkrim**, pour son aide.

Mes remerciements à l'ensemble des enseignants du département de Génie civil et d'Hydraulique de l'université du 8 mai 1945 Guelma et à mes collègues du Laboratoire de Génie Civil et Hydraulique (LGCH).

Merci à toutes les personnes qui ont contribué, de près ou de loin, à l'élaboration de ce travail.

Je voudrais tout particulièrement exprimer ma reconnaissance à mes parents, mes frères et mes sœurs, qui n'ont cessé de m'encourager et me soutenir durant tout mon parcours.

**GHERDAOUI
MOUFIDA**

Résumé

Depuis son invention, le béton a toujours été considéré comme le matériau de construction des ouvrages de génie civil par excellence. La plus grande partie des ouvrages de génie civil est conçue pour durer 100 ans en moyenne. Mais le béton est un matériau relativement fragile, puisque plusieurs ouvrages nécessitent une réparation pour assurer la sécurité des usagers. Plusieurs recherches sur les bétons ont été déjà réalisées, mais reste encore beaucoup de questions sur le comportement des structures, et des techniques de réparation de béton armé endommagé. Parmi les techniques de renforcement et de réparation, le collage de matériaux composites est une des méthodes de réhabilitation très répandue dans le génie civil.

Dans les structures en béton, tous les types d'éléments peuvent être renforcés ou réparé. Plusieurs recherches portent sur les comportements de poutres et de poteaux, réalisés en béton armé, renforcés par matériaux composites. Les résultats montrent que le renforcement permet d'augmenter les efforts, et de réduire les flèches. Au niveau des dalles, il existe des études de renforcement des dalles, mais dans le domaine de la réparation de ces dernières (dalles dégradées) le nombre de recherches est beaucoup plus faible; le travail présenté, entre dans ce cadre.

Les résultats expérimentaux sur les dalles renforcées ou réparées montrent une augmentation de la charge de rupture, et une diminution des flèches. L'analyse des modes de rupture obtenus expérimentalement, confirme que la ruine de la structure se produit essentiellement par poinçonnement (le poinçonnement se traduit par l'enfoncement d'un cône de béton). Les fissures partent du centre de la dalle et se dirigent vers les extrémités.

Mots-clés

Dalles, renforcement, réparation, matériaux composites, poinçonnement.

Abstract

Since its invention, concrete has always been considered as the building material for civil engineering works by excellence. Most of the civil engineering works are designed to last an average of 100 years. But concrete is a relatively fragile material, since several works require repair to ensure the safety of users. There is a lot of research on concrete that has already been done, but there are still a lot of questions about the behavior of the structures, and the techniques of repairing damaged reinforced concrete. Among reinforcement and repair techniques, the bonding of composite materials is one of the methods of rehabilitation widely used in civil engineering.

In concrete structures, all types of elements can be reinforced or repaired. Several researches concerned the behavior of reinforced concrete beams and columns, were reinforced by composite materials. The results show that the reinforcement makes it possible to increase the ultimate loads and to reduce the deflections. Concerning the slabs, there are reinforcement studies, but in the field of repair of these slabs (degraded slabs), the number of research is still limited. The work presented in this thesis falls within this framework.

Experimental results on reinforced or repaired slabs show an increase in the ultimate loads and a decrease in slabs deflections. The analysis of the failure modes obtained experimentally confirms that the ruin of the structure occurs essentially by punching (the punching results in the depression of a cone of concrete). The cracks start from the center of the slab and move towards the ends.

Keywords

Slabs, reinforcement, repair, composite materials, punching.

المخلص

منذ اختراعها، تعتبر الخرسانة و بامتياز مادة البناء في الهندسة المدنية. تنجز معظم أعمال الهندسة المدنية بهدف أن تستمر إلى 100 سنة كمتوسط. ولكن الخرسانة هي مادة هشة نسبيا، لأن العديد من الأعمال تتطلب إصلاح لضمان سلامة المستخدمين. بالفعل هناك الكثير من البحوث على الخرسانة التي تم القيام بها، ولكن لا يزال هناك الكثير من الأسئلة حول سلوك الهياكل، وتقنيات إصلاح الخرسانة المسلحة التالفة. من بين تقنيات التعزيز والإصلاح، المواد المركبة هي واحدة من أساليب إعادة التأهيل المستخدمة على نطاق واسع في الهندسة المدنية.

وفي الهياكل الخرسانية، يمكن تعزيز أو إصلاح جميع أنواع العناصر. وتتعلق العديد من الأبحاث بسلوك العوارض والأعمدة المصنوعة من الخرسانة المسلحة، المعززة بالمواد المركبة. وأظهرت النتائج أن التعزيز يجعل من الممكن زيادة الجهود وتقليل الانحناء. على مستوى البلاطات، هناك دراسات في مجال تعزيز البلاطات، في حين تبقى البحوث قليلة فيما يخص إصلاح البلاطات (البلاطة التالفة)، وهذا العمل يدخل في هذا الإطار.

النتائج التجريبية على البلاطات المعززة أو التي تم إصلاحها تظهر زيادة في قوة الكسر وانخفاض في الانحناء. كما ان تحليل أساليب الكسر التي تم الحصول عليها تجريبيا يؤكد أن تحطم الهيكل يحدث أساسا عن طريق القوة المركزية (التحطم بالقوة المركزية نتائج عن المخروط). الشقوق تبدأ من وسط البلاطة وتتجه نحو الحدود.

كلمات رئيسية : البلاطة، التعزيز، الإصلاح، المواد المركبة، القوة المركزية

Liste des figures

Figure I. 1. Existence des trois zones caractéristiques (carbonatée, mixte, saine)	7
Figure I. 2. Dégradation des éléments d'un ouvrage par carbonatation.....	7
Figure I. 3. Corrosion des armatures du béton armé.....	8
Figure I. 4. Corrosion des armatures	8
Figure I. 5. Poutre située en bord de mer sous de l'agression des chlorures.....	9
Figure I. 6. Exemples de dégradations d'ouvrages dues à l'alcali-réaction.....	10
Figure I. 7. Fissuration de peau du béton.....	10
Figure I. 8. Les types de retrait.....	12
Figure I. 9. Effets des cycles de gel-dégel.....	13
Figure I. 10. Délamination du béton d'un hourdis de pont aboutissant à la formation d'un trou.....	14
Figure I. 11. Chute de bloc sur une maison à Lumbin (Isère), janvier 2002.....	15
Figure I. 12. Eboulement sur la RN 85 à l'entrée du village de Laffrey (Isère), janvier 2004.....	15
Figure I. 13. Chemisage en béton armé	16
Figure I. 14. Renforcement de poteaux circulaires et rectangulaires avec des chemises en acier.....	17
Figure I. 15. Application de plats métalliques selon le procédé l'Hermite	17
Figure I. 16. Renforcement de structures en BA par matériaux composites	19
Figure I. 17. Schéma d'un matériau composite	19
Figure I. 18. Schéma du principe de fabrication des fibres de carbone à base de PAN..	21
Figure I. 19. Description des différentes opérations du procédé mécanique d'étirage permettant la fabrication des fibres de verre.....	22
Figure I. 20. Principaux matériaux de renfort	23
Figure I. 21. Organigramme illustrant les différentes familles de matrice	24
Figure I.22. Courbe de contrainte-déformation typiques pour certains polymères renforcés de fibres	25
Figure I. 23. Conception du système multicouche	26
Figure I. 24. Méthodes typiques d'enveloppement des colonnes en BA par PRF.....	27
Figure I. 25. Des tissus d'aramide pour renforcer les piles d'un pont.....	28
Figure I. 26. Enveloppement de carbone.....	28
Figure I. 27. Les différentes méthodes de renforcement par le collage de plaques en composites	28
Figure I. 28. Mise en œuvre de bandes de renfort en sous face d'une dalle et sur des poutres.....	29
Figure I. 29. Renforcement d'une dalle travaillant dans les deux sens des lamelles en PRF	29
Figure I. 30. Renforcement d'une dalle de plancher par TFC dans un immeuble à Saint Maurice.....	30
Figure II. 1. Phases successives du comportement d'une dalle en flexion.....	33
Figure II. 2. Différentes causes de poinçonnement.....	34

Figure II. 3. Rupture par poinçonnement d'une dalle en béton armé	34
Figure II. 4. Le plancher-dalle.....	35
Figure II. 5. Cas d'effondrement de structures par poinçonnement.....	35
Figure II. 6. Rupture par poinçonnement d'une dalle.....	36
Figure II. 7. Différents types de poinçonnement des dalles en béton armé.....	37
Figure II. 8. Mode de rupture d'une dalle par poinçonnement.....	38
Figure II. 9. Evolution des fissures sur la face tendue d'une dalle pendant la mise en charge.....	38
Figure II. 10. Plan d'armature pour un étage type selon le concept de plancher-dalle de Turner.....	39
Figure II. 11. Détail du concept de plancher-dalle de Turner (a), adapté de [Turner1905b] et de celui de Maillart (b)	39
Figure II. 12. Exemple d'utilisation des barres relevées. Moulin Roland, Brême, 1910..	40
Figure II. 13. a) Ensemble d'armatures anti poinçonnement, b) Détail d'un goujon	41
Figure II. 14. Placement des armatures anti poinçonnement autour d'un poteau de rive et autour d'un poteau central	41
Figure II. 15. a) Ferrailage d'une dalle, b) Détail d'un étrier de poinçonnement	41
Figure II. 16. Description de l'essai de la dalle en porte à faux	43
Figure II. 17. Charge-flèche du groupe A et B	44
Figure II. 18. Charge-flèche du groupe C	44
Figure II. 19. Dalle en BA renforcées par des bandes en fibres de carbon	45
Figure II. 20. Dispositif expérimental: chargement uniforme.....	45
Figure II. 21. Résultat expérimentale. Courbe charge-flèche.....	46
Figure II. 22. Les résultats expérimentaux et ceux des calculs par EF.....	46
Figure II. 23. Dimensions de la dalle et schéma de renforcement.....	47
Figure II. 24. Courbes charge-flèche pour les dalles non renforcées.....	48
Figure II. 25. Courbes charge-flèche pour les dalles renforcées	48
Figure II. 26. Positionnement des capteurs de déplacement et d'effort.....	49
Figure II. 27. Fissuration due aux différents modes de rupture des dalles BA renforcées.....	49
Figure II. 28. Courbe charge-flèche des dalles en BA non renforcées.....	49
Figure II. 29. Courbe charge-flèche des dalles en BA renforcées.....	50
Figure II. 30. Effets sur le comportement de la dalle de l'ancrage des bandes composites	51
Figure III. 1. Test des éprouvettes cylindrique.....	54
Figure III. 2. Ferrailage des dalles.....	54
Figure III. 3. a) Tissus de CFRP, b) Produits A et B de la colle SikDur-330.....	55
Figure III. 4. Préparation de la résine.....	56
Figure III. 5. Coulage des dalles.....	56
Figure III. 6. Renforcement des dalles.....	57
Figure III. 7. Orientation des composites (partie 1).....	57
Figure III. 8. Orientation des composites (partie 2).....	58
Figure III. 9. Machine d'essai.....	58
Figure III. 10. Machine d'essai.....	59

Figure III. 11. Description des dalles.....	59
Figure III. 12. Schématisation des appuis et positionnement de capteur de déplacement.....	60
Figure III. 13. Positionnement des jauges.....	60
Figure III. 14. Les jauges.....	61
Figure IV. 1. Courbe charge-temps pour dalle saine.....	66
Figure IV. 2. Rupture finale des dalles saines.....	66
Figure IV. 3. Augmentation de la charge ultime des dalles renforcées (une couche et deux couches).....	67
Figure IV. 4. Courbes charge-temps pour les dalles renforcées (20x20) cm ² (1couche + 2 couches).....	67
Figure IV. 5. Rupture finale des dalles renforcées par une seule couche.....	68
Figure IV. 6. Rupture finale des dalles renforcées par deux couches.....	68
Figure IV. 7. Courbe charge-temps pour dalle pré-chargée à 60%.....	69
Figure IV. 8. Dalle pré-chargée à 60%.....	69
Figure IV. 9. Augmentation de la charge ultime (dalle pré-chargée).....	70
Figure IV. 10. La rupture finale de la dalle pré-chargée à 60% et réparée par une seule couche.....	70
Figure IV. 11. La rupture de la dalle pré-chargée à 60% et réparée par deux couches.....	71
Figure IV. 12. Courbe charge-temps pour une dalle pré-chargée à 80%.....	71
Figure IV. 13. Dalle pré-chargées à 80%.....	72
Figure IV. 14. Augmentation de la charge ultime (dalles pré-chargées à 80%).....	72
Figure IV. 15. Rupture finale des dalles pré-chargées à 80%.....	73
Figure IV. 16. Augmentation de la charge ultime des dalles renforcées (deux couches).....	74
Figure IV. 17. Rupture finale de la dalle avec décollement du composite.....	75
Figure IV. 18. Augmentation de la charge ultime des dalles pré-chargées à 60% pour deux surfaces.....	75
Figure IV. 19. Rupture finale des dalles réparées par (40x40) cm ²	76
Figure IV. 20. Augmentation de la charge ultime des dalles pré-chargées à 80% (deux surfaces).....	76
Figure IV. 21. Rupture finale des dalles pré-chargées et décollement du renfort avec le béton.....	77
Figure IV. 22. Courbe charge-déplacement de la dalle témoin.....	80
Figure IV. 23. Rupture finale de la dalle non renforcée (D1).....	80
Figure IV. 24. Charge de rupture et déplacement (dalles renforcées).....	82
Figure IV. 25. Courbe charge-flèche des dalles renforcées à (0°).....	83
Figure IV. 26. Courbe charge-flèche des dalles renforcées à (45°).....	83
Figure IV. 27. Rupture finale des dalles renforcées.....	83
Figure IV. 28. Courbe charge-flèche d'une dalle pré-chargée (avant la réparation).....	84
Figure IV. 29. Charge de ruine et déplacement (dalle pré-chargées à 60%).....	85
Figure IV. 30. Courbe charge-flèche des dalles pré-chargées (après réparation 0°)....	85
Figure IV. 31. Courbe charge-flèche des dalles pré-chargées (après réparation à 45°).....	86
Figure IV. 32. Décollement de composite avec le béton (D8).....	86
Figure IV. 33. Décollement de composite (D9).....	86

Figure IV. 34. Courbe charge-flèche d'une dalle pré-chargée (avant réparation).....	87
Figure IV. 35. Charge de ruine et déplacement (dalles pré-chargées à 80%).....	88
Figure IV. 36. Courbe charge-flèche des dalles pré-chargées (après réparation à 0°)..	89
Figure IV. 37. Courbe charge-flèche des dalles pré-chargées (après réparation à 45°).	89
Figure IV. 38. Décollement du composite dalle D12.....	89
Figure IV. 39. Décollement du composite dalle D13.....	90
Figure IV. 40. Charge de rupture et déplacement (dalles renforcées).....	90
Figure IV. 41. Courbe charge-flèche des dalles renforcées (0°, 45°, 0°/90°, 45°/135°)..	91
Figure IV. 42. Décollement de TFC (D14 et D15).....	91
Figure IV. 43. Charge de rupture et déplacement (dalles pré-chargées à 60%).....	92
Figure IV. 44. Courbes charge-flèche des dalles pré-chargées à 60% (0°, 45°, 0°/90°, 45°/135°).....	93
Figure IV. 45. Mode de rupture des dalles D16 et D17.....	93
Figure IV. 46. Charge de rupture et déplacement (dalles pré-chargées à 80%).....	94
Figure IV. 47. Courbes charge-flèche des dalles pré-chargées à 80% (0°, 45°, 0°/90°, 45°/135°).....	94
Figure IV. 48. Décollement du composite des dalles D18 et D19.....	95
Figure IV. 49. Courbes charge-déformation du composite des dalles renforcées.....	96
Figure IV. 50. Courbes charge-déformation du béton des dalles renforcées.....	97
Figure IV. 51. Courbes charge-déformation du composite des dalles renforcées (0°, 45°, 0°/90°, 45°/135°).....	97
Figure IV. 52. Courbes charge-déformation du béton des dalles renforcées (0°, 45°, 0°/90°, 45°/135°).....	97
Figure IV. 53. Courbes charge-déformation du composite des dalles pré-chargées à 60%.....	98
Figure IV. 54. Courbe charge-déformation du béton des dalles pré-chargées à 60%...	98
Figure IV. 55. Courbes charge-déformation du composite des dalles pré-chargées (0°, 45°, 0°/90°, 45°/135°).....	99
Figure IV. 56. Courbes charge-déformation du béton des dalles pré-chargées (0°, 45°, 0°/90°, 45°/135°).....	99
Figure IV. 57. Courbes charge-déformation du composite des dalles pré-chargées à 80%.....	99
Figure IV. 58. Courbes charge-déformation du béton des dalles pré-chargées à 80%...	101
Figure IV. 59. Courbes charge-déformation du composite des dalles pré-chargées (0°, 45°, 0°/90°, 45°/135°).....	101
Figure IV. 60. Courbes charge-déformation du béton des dalles pré-chargées (0°, 45°, 0°/90°, 45°/135°).....	101

Liste des tableaux

<i>Tableau I. 1. Propriétés des fibres</i>	23
<i>Tableau I. 2. Propriétés des matrices</i>	24
<i>Tableau I. 3. Comparaison qualitative entre Verre-E, Carbone-H.T et fibre Aramide</i>	26
<i>Tableau II. 1. Propriétés des dalles testées par Teng et al</i>	43
<i>Tableau II. 2. Caractéristiques des dalles testées</i>	47
<i>Tableau III. 1. Caractéristiques des granulats</i>	53
<i>Tableau III. 2. Composition du béton</i>	54
<i>Tableau III. 3. Propriétés du TFC et de la colle de SikaDur-330</i>	55
<i>Tableau III. 4. Caractéristiques des dalles en béton armé (partie 1)</i>	62
<i>Tableau III. 5. Caractéristiques des dalles en béton armé (partie 2)</i>	63
<i>Tableau IV.1. Résultats des essais à la rupture des dalles saines</i>	65
<i>Tableau IV.2. Les résultats d'essais</i>	78
<i>Tableau IV.3. Caractéristiques des dalles (partie 2)</i>	79
<i>Tableau IV.4. Résultats des essais à la rupture des dalles renforcées</i>	81
<i>Tableau IV.5 Résultats des essais (dalles renforcées)</i>	98
<i>Tableau IV.6 Résultats des essais (dalles pré-chargées à 60%)</i>	101
<i>Tableau IV.7 Résultats des essais (dalles pré-chargées à 80%)</i>	101

Liste des abréviations et des sigles

<i>HR</i>	Haute résistance
<i>THM</i>	Très haut module
<i>PRF</i>	Polymère renforcé de fibres
<i>TD</i>	Résine thermodurcissable
<i>TP</i>	Résine thermoplastique
<i>PRFV</i>	Polymère renforcé de fibres de verre
<i>PRFC</i>	Polymère renforcé de fibres de carbone
<i>PRFA</i>	Polymère renforcé de fibres d'aramide
<i>TFC</i>	Tissu de fibre de carbone

Table des matières

Résumé	
Abstract	
ملخص	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des abréviations et des sigles	
Introduction générale	1
CHAPITRE I. Pathologies de dégradation	
I.1 Pathologies d'ouvrages	5
I.1.1 Pathologies d'origines des désordres (Pathologie structurelle)	5
<i>I.1.1.1 Erreurs de conception</i>	5
<i>I.1.1.2 Erreurs d'exécution</i>	6
I.1.2 Dégradation des matériaux	6
<i>I.1.2.1 Pathologies d'origine chimique</i>	6
<i>I.1.2.2 Pathologies d'origine physique</i>	10
<i>I.1.2.3 Pathologies d'origine mécanique</i>	13
I.2 Méthodes de réparation.....	15
I.2.1 Chemisage en béton armé	16
I.2.2 Chemises en acier	16
I.2.3 Tôles collées.....	17
I.2.4 Matériaux composites renforcés de fibres	17
I.3. Matériaux composites	19
I.3.1 Fibre	19
1.3.1.1. Fibre de carbone	20
1.3.1.2 Fibre de verre	21
1.3.1.3. Fibre d'aramide.....	22
I.3.2. Les matrices	23
I.3.3. Les composites «PRF».....	24
I.3.3.1. Propriétés mécaniques des composites «PRF»	25

I.3.3.2. Comparaison des performances pour le renforcement des structures	25
I.3.4. Techniques de renforcement (mise en œuvre des renforts composites)	26
I.3.5. applications des matériaux composites « PRF » en génie civil	27
Conclusion	30

Chapitre II. Les Dalles

II.1. Comportement mécanique des dalles en béton armé	32
II.2. Poinçonnement	33
II.2.1. Différents types de poinçonnement	35
II.2.1.1. <i>Le poinçonnement symétrique</i>	35
II.2.1.2. <i>Le poinçonnement non symétrique</i>	36
II.2.2. Mode de rupture par poinçonnement	37
II.3. Solutions adoptées pour limiter la rupture par poinçonnement	38
II.3.1. Planchers champignons	38
II.3.2. Les armatures relevées	39
II.3.3. Armatures anti poinçonnement	40
II.3.4. Collage de tôles en acier	42
II.3.5. Collage de matériaux composites	42
II.4. Revue bibliographique sur le renforcement des dalles poinçonnées	42
Conclusion	51

Chapitre III. Fabrication des dalles

III.1. Caractéristique des matériaux utilisés	53
III.1.1. Le béton	53
III.1.2. Armature	54
III.1.3. Composite (La fibre de carbone et la colle époxy)	55
III.2. Description des dalles	56
III.2.1. Coulage des dalles	56
III.2.2. Renforcement des dalles	57
III.2.3. Dispositif expérimental	58
III.2.4. Conditions de chargement et Instrumentations (Description de l'essai)	59
Conclusion	63

Chapitre IV. Résultats expérimentaux

IV. Résultats expérimentaux	65
IV.1. Partie 1- (Essai préliminaires).....	65
IV.1.1. Essais sur dalles non renforcées	65
IV.1.2. Effet du nombre de couches du composite sur la charge de rupture.....	66
IV.1.3. Effet de la surface du composite sur la charge de rupture	73
IV.2. Partie 2 - Partie définitifs	79
IV.2.1. Dalle témoin.....	80
IV.2.2. Effet de nombre des couches de composite	81
IV.2.3. Effet de l'orientation des fibres de composite	89
IV.2.4. Influence du composite sur la déformation	95
Conclusion	101
Conclusions et Perspectives	102
Références bibliographiques	105
Annexe A Fiches techniques.....	116
Annexe B Résultats des essais.....	129

Introduction générale

Introduction

Le béton a toujours été considéré comme le matériau de construction des ouvrages de génie civil par excellence. La plus grande partie des structures de génie civil est conçue pour durer 100 ans en moyenne. Néanmoins, le béton est un matériau fragile. Lorsqu'une structure est mise en service, elle est susceptible de dégradations, dont l'origine peut être physique, mécanique ou chimique. Les facteurs mécaniques sont surtout les charges excessives et les chocs. Suite à cette dégradation on trouve un pourcentage important d'ouvrages nécessitant une réparation pour assurer la sécurité des usagers avant d'arriver à leur limite de vie. Plusieurs recherches sont réalisées sur le béton dégradé dont le but est d'évaluer le comportement des ouvrages endommagés et l'évaluation des techniques de réparation.

La réparation d'un ouvrage est une étape nécessaire pour redonner d'une part les sections d'origine de l'acier et du béton, mais aussi pour rétablir les caractéristiques mécaniques des différents éléments concernés. C'est-à-dire de redonner la possibilité à la structure de reprendre au mieux les efforts qui lui sont appliqués.

Il existe plusieurs méthodes de réparation du béton armé ; parmi ces techniques on trouve la réparation par matériaux composite (polymères renforcés de fibres (PRF)).

Dans le domaine du génie civil, les matériaux composites sont utilisés pour le renforcement et la réhabilitation d'éléments structuraux en béton armé, tels que les poutres, les colonnes, les refends et les dalles.

L'objectif de cette étude est d'évaluer le comportement des dalles en béton armé, renforcées et réparées par matériaux composites, soumises à un chargement centré. Les objectifs spécifiques de l'étude sont :

- Évaluer l'influence du nombre de couches de renfort sur le comportement des dalles.
- Évaluer l'influence de la surface de renfort sur le comportement des dalles.
- Évaluer l'influence du degré d'endommagement sur le comportement des dalles.
- Évaluer l'influence de l'orientation des fibres de composite sur le comportement des dalles renforcées.

Le travail présenté dans cette thèse est composé d'une introduction générale, quatre chapitres et une conclusion générale :

Le premier chapitre présente une étude bibliographique sur les différents types de dégradation des ouvrages en béton armé, et les différentes techniques employées dans les travaux de renforcement ou de réparation des structures en béton armé. Aussi, ce chapitre présente une introduction aux matériaux composites, les constituants, les propriétés mécaniques et les différents procédés de mise en œuvre des renforts composites.

Le deuxième chapitre constitue une étude bibliographique sur le comportement des dalles sous chargement de centré, Les différents types de poinçonnement existants, ainsi que les solutions pour

limiter ce phénomène. Un résumé de quelques travaux expérimentaux réalisés par plusieurs chercheurs sur les dalles renforcées par les matériaux composites soumises au poinçonnement.

Le troisième chapitre présente le programme expérimental réalisé, description détaillée des dimensions, de la surface et du nombre de couches «TFC» et la présentation des moyens d'essai, et des dispositifs de mesure.

Le quatrième chapitre présente les résultats expérimentaux obtenus dans cette étude. Il est divisé en deux parties. La première concerne les résultats du programme préliminaire, et la deuxième présente les résultats des essais définitifs, et les modes de rupture observés pour tous les spécimens testés.

Enfin, le travail s'achève par une conclusion générale relative à la recherche effectuée, incluant des perspectives pour des travaux futurs.

Chapitre I

Pathologies des dégradations

I.1 Pathologies d'ouvrages

Les ouvrages en béton armé, durant leur exploitation, sont exposés à des conditions d'environnement ou de fonctionnement pouvant leur infliger certaines dégradations. Etablir un bon diagnostic impose des connaissances particulières du comportement du béton armé sous l'influence des agents agressifs auxquels il est exposé, de son comportement mécanique. La détermination des causes de dégradation est un sujet complexe, et l'interaction entre les différentes pathologies rend le jugement parfois plus difficile. Le choix des matériaux et les techniques de réparation sont, également, d'une importance décisive pour mener la tâche d'intervention avec succès.

Les causes principales de dégradation des bétons proviennent des attaques physiques, chimiques et mécaniques supportées dans le temps par les structures placées dans un environnement plus ou moins agressif. Les dégradations peuvent provenir également de défauts initiaux dus soit à une conception mal adaptée, soit à une mauvaise mise en œuvre des bétons.

Les principaux effets de la dégradation des ouvrages en béton armé sont :

- Les fissures,
- Les épauffures (fragments de béton détachés de la masse de l'ouvrage),
- L'écaillage (décollement de la couche de mortier laissant les granulats à nu et pouvant se poursuivre par un délitage de la surface sous forme d'écailles),
- La désagrégation (désorganisation de la peau du béton pouvant se poursuivre par une destruction avancée du béton d'un élément d'ouvrage). [1]

I.1.1 Pathologies d'origines des désordres (Pathologie structurelle)

Les actions variables (du trafic et climatiques) et/ou accidentelles sont en grande partie responsables de la dégradation des ouvrages, mis à part les défauts aux moments de la conception et de la construction, qui peuvent aussi être des causes d'apparition des désordres.

I.1.1.1 Erreurs de conception

Les erreurs les plus fréquentes concernent le poids propre de la structure : masse volumique du béton et poids des équipements sous-estimé, erreurs de mètres et « oubli » du poids de certaines pièces. Au cours de la vie d'un ouvrage, le poids de certains équipements peut évoluer de façon significative. Dans le cas d'un pont routier par exemple, la couche de roulement de la chaussée peut être rechargée. Egalement, nous pouvons noter la non-prise en compte des risques de corrosion dans la conception : absence de chape d'étanchéité, évacuation des eaux mal conçue provoquant des ruissellements sur les poutres, joints de chaussée, laissant l'eau ruisseler sous le tablier.

I.1.1.2 Erreurs d'exécution

D'une façon générale, les erreurs d'exécution sont dues à une insuffisance des documents d'exécution, entraînant des improvisations aux conséquences souvent graves, ou bien à des failles dans l'organisation ou le contrôle de la qualité, ou encore au non-respect de certaines règles de l'art. De nombreux désordres sont dus à des plans de ferrailage incomplets ou « illisibles » parce que l'on a voulu mettre l'ensemble de l'information nécessaire à l'exécution sur un seul dessin, ou parce

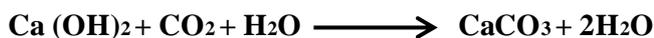
qu'une partie d'ouvrage a été représentée à l'échelle d'un timbre-poste. Dans les cas courants, c'est la qualité de mise en œuvre des différents matériaux qui est principalement en cause. Sur le chantier, le béton peut être d'une qualité médiocre pour de multiples raisons : irrégularité de fabrication sur chantier, délais de transport non contrôlés depuis une centrale de béton prêt à l'emploi, reprises de bétonnage mal exécutées, mise en œuvre dans des coffrages mal nettoyés, ségrégation due à une hauteur de chute trop importante, etc. [2.3]

I.1.2 Dégradation des matériaux

I.1.2.1 Pathologies d'origine chimique

a) Carbonatation

La carbonatation est un phénomène de vieillissement naturel qui affecte tous les bétons. La carbonatation du béton par le gaz carbonique de l'air (CO_2) est un phénomène naturel qui n'est pas nocif pour le béton. Au cours de la prise et du durcissement, les ciments se combinent avec l'eau pour former des produits hydratés de caractère basique. Certains de ces produits [KOH , NaOH et $\text{Ca}(\text{OH})_2$] restent dissous dans la solution aqueuse interstitielle du béton (dont le pH est compris entre 12 et 13). Le gaz carbonique contenu dans l'air a tendance à se combiner avec les produits hydratés, en commençant par les bases alcalines dissoutes dans la solution aqueuse interstitielle, en particulier le $\text{Ca}(\text{OH})_2$, selon une réaction produisant du carbonate de calcium CaCO_3 : [4.5]



Les différentes zones caractéristiques depuis la surface extérieure (Figure I.1) :

- Zone carbonatée dans laquelle la portlandite a totalement disparu.
- Zone mixte où la quantité de carbonate de calcium décroît et celle de portlandite croît,
- Zone saine dans laquelle aucune modification minéralogique n'est relevée. [6]

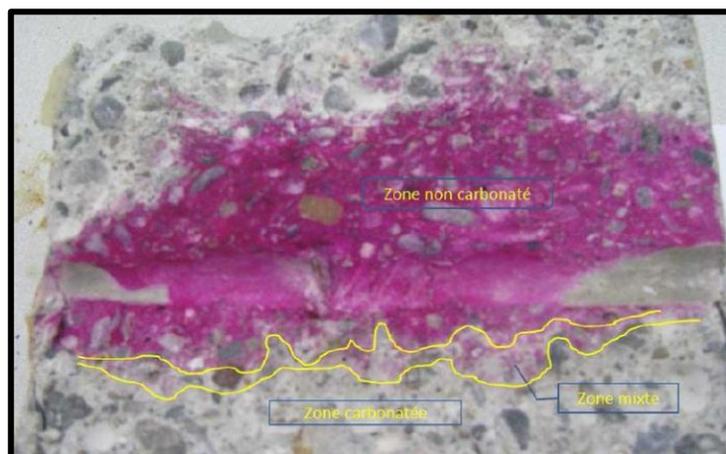


Figure I. 31. Existence des trois zones caractéristiques (carbonatée, mixte, saine) [6]

La carbonatation entraîne des problèmes de durabilité puis de résistance sur les structures en béton armé. Les barres d'acier, censées garantir cette résistance, gonflent sous l'effet de la corrosion et font éclater le béton d'enrobage, les aciers sont alors mis à nu. (figure I.2)



Figure I. 32. Dégradation des éléments d'un ouvrage par carbonatation

Techniques d'investigation

Les différentes techniques d'investigation sont:

- l'observation visuelle directe.
- le prélèvement d'échantillons (carottes ou éclats).
- la détermination de l'âge du béton.
- mesure du pH par contact avec des réactifs.
- la mesure électrique afin de localiser les armatures et d'en déterminer leur diamètre et la distance du front de carbonatation. [7]

b) Corrosion des aciers

La corrosion des armatures est la dégradation la plus courante des ouvrages de génie civil. Cela représente 55% des dégradations observées lors de l'enquête réalisée par la British Cement Association (BCA, 1997) [8]. Les dégradations par corrosion des armatures produisent des défauts qui ne deviennent visibles qu'après un certain temps. Les défauts invisibles sont des modifications chimiques et parfois physiques (liés à la microstructure) de l'enrobage de béton [9].

Le processus de corrosion comporte deux étapes :

- la phase d'incubation de la corrosion correspond à la durée pendant laquelle les agents agressifs (dioxyde de carbone, chlorures) pénètrent dans l'enrobage de béton, sans corroder les armatures. Il s'arrête lorsqu'au niveau des armatures, la teneur en agent agressif atteint un certain seuil. La figure I.3 ci-après illustre ces stades de dégradation par corrosion due à des agents agressifs venant du milieu environnant. [9]
- la phase de propagation, correspond au développement de la corrosion. Figure I.3 [9.10].

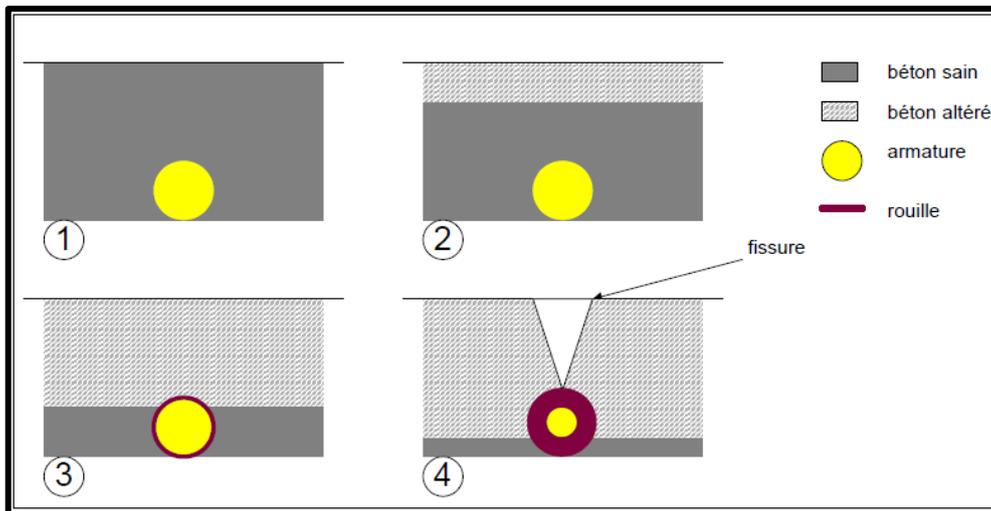


Figure I. 33. Corrosion des armatures du béton armé

(1) le béton sain, (2) un agent agressif pénètre progressivement, (3) lorsque sa teneur est assez forte, l'armature commence à se corroder, (4) et la rouille peut faire éclater l'enrobage [11]

Cette cause de dégradation et ses conséquences sur le béton est traitée par [12.14]



Figure I. 34. Corrosion des armatures [15.16]

c) Réactions sulfatiques

Ainsi selon certains auteurs, la formation d'étrangéité différée, peut être catégorisée selon l'origine des sulfates responsables de la réaction. En effet, la réaction peut se produire dans le béton durci de deux manières différentes, selon la source des sulfates qui vont engendrer la pathologie (externe ou interne) :

- La réaction sulfatique externe : ce phénomène a pour origine la pénétration dans le béton de sulfates provenant du milieu extérieur (eau de mer, eaux usées, sol...) ; nommée également DEF by ESA pour « external sulfate attack » [Collepari, 2003], c'est une pathologie commune pour les bétons exposés aux ambiances marines mais aussi aux sols très sulfatés. Ce phénomène étant apparu depuis plusieurs décennies, les nombreuses études publiées ont permis d'atteindre un niveau de compréhension tout à fait correct (figure I.5).



Figure I. 35. Poutre située en bord de mer sous de l'agression des chlorures

- La réaction sulfatique interne : en ce qui concerne ce type de formation d'ettringite différée, la source des sulfates est interne au béton (présence de sulfates dans le clinker, granulats pyritiques) ; elle peut aussi être la conséquence de la déstabilisation de l'ettringite ; en effet, l'ettringite soumise à une forte température ($> 70^{\circ} \text{C}$ au cours de son histoire thermique, l'hydratation du béton par exemple) devient moins stable (formation de phases sulfoaluminates plus stables à stoechiométrie en sulfates plus faibles). Après retour à des températures plus faibles, cette ettringite préalablement déstabilisée, se reforme dans le matériau durci sans que la source des sulfates ne soit autre que l'ettringite dissoute elle-même; cependant, un apport suffisant en eau est indispensable afin de générer un gonflement significatif. Cette pathologie est appelée DEF by ISA pour « Internal sulfate attack » [Collepari, 2003], et est relativement récente. Bien qu'elle soit assez bien connue, nombreux sont les travaux en cours afin de comprendre les mécanismes exacts de dégradations de cette pathologie. [17]

d) Alkali-réaction

L'alkali réaction est une réaction chimique entre la silice de granulats et les alcalins présents dans la pâte de ciment. Seuls les granulats contenant des silices réactives (ou amorphes) sont concernées. La réaction, qui se déroule à la périphérie des granulats, entraîne des gonflements préjudiciables à la résistance des bétons, sous forme de faïençage, et éventuellement d'éclatements (Figure I.6). Si l'alkali réaction est principalement du type alkali-silice, il existe aussi des réactions alkali-carbonate et alkali-silicate. [18.19]

Cette réaction, quand les conditions sont remplies relativement aux alcalins et silices réactives, se développe préférentiellement dans les ouvrages soumis à une humidité permanente, comme la plupart des ouvrages hydrauliques. Elle concerne alors l'ouvrage en masse.



Figure I. 36. Exemples de dégradations d'ouvrages dues à l'alcali-réaction [12]

Les conséquences des alcalis-réactions sont diverses, les plus préoccupantes sont le gonflement irréversible des ouvrages atteints qui entraîne de la fissuration, une chute des caractéristiques mécaniques (résistances mécaniques et module d'Young) des bétons affectés. [20]

I.1.2.2 Pathologies d'origine physique

a) 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. Le retrait est un processus relativement complexe. Il peut se décomposer en quatre types différents : plastique, de séchage, thermique, de carbonatation et endogène.



Figure I. 37. Fissuration de peau du béton

Le retrait plastique (avant la prise)

Avant la prise, une partie d'eau du béton frais peut s'évaporer ou être absorbée par le support. Ce phénomène génère des tensions capillaires dans le matériau, qui se traduisent par une réduction du volume occupé par la pâte, c'est le retrait plastique. L'effet du retrait plastique sur le comportement mécanique des structures réparées par rechargements minces adhérents n'est pas considérable car le rechargement peut s'adapter aux variations dimensionnelles avant la prise du matériau. [21]

Le retrait thermique

Le retrait thermique peut être la cause de pré-fissuration du béton. La prise puis le durcissement du béton se font avec un dégagement de chaleur ; le matériau se contracte au cours de son refroidissement. A ce phénomène viennent s'ajouter des effets de masse, la température d'hydratation pouvant être plus élevée au sein d'une pièce massive et plus faible au voisinage des parois par échange thermique avec l'extérieur.

L'expérience montre que le retrait gêné, hydraulique et / ou thermique, peut provoquer la fissuration dans tous les éléments, mais particulièrement dans les murs et les dalles en fonction de la longueur, l'épaisseur, le ferrailage, l'hygrométrie ambiante et les conditions climatiques (ensoleillement, vent, pluie...). Le retrait hydraulique s'effectue sous l'action de l'évaporation d'une partie de l'eau de gâchage. [22]

Le retrait endogène

On l'appelle parfois retrait d'autodessiccation et quelquefois aussi retrait chimique [23], le retrait endogène est lié à la contraction du béton en cours d'hydratation et protégé de tout échange d'eau avec le milieu environnant. Il provient en fait d'un phénomène d'auto-dessiccation de la pâte de ciment consécutif à la contraction. Le phénomène conduisant à la contraction est dû à des forces de traction capillaires internes, similaires à celles responsables du retrait plastique. Ce dernier type de retrait concerne plus particulièrement les bétons à hautes performances (BHP) ou à très hautes performances (BTHP). Il devient négligeable pour les bétons ordinaires. [24]

Le retrait de séchage

Le retrait de séchage est généralement l'aspect le plus critique à l'égard de la compatibilité déformationnelle d'une réparation. Le retrait de séchage est cette contraction que subit le béton lorsque son contenu en eau s'évapore vers l'extérieur. Lors du séchage, le déséquilibre thermodynamique engendré, provoque un échange de vapeur d'eau de la matrice cimentaire vers le milieu extérieur. La dessiccation du milieu crée une variation de tensions capillaires, de tensions superficielles et des pressions de disjonction. Le retrait de séchage d'une composition est lié directement à sa perte de masse.

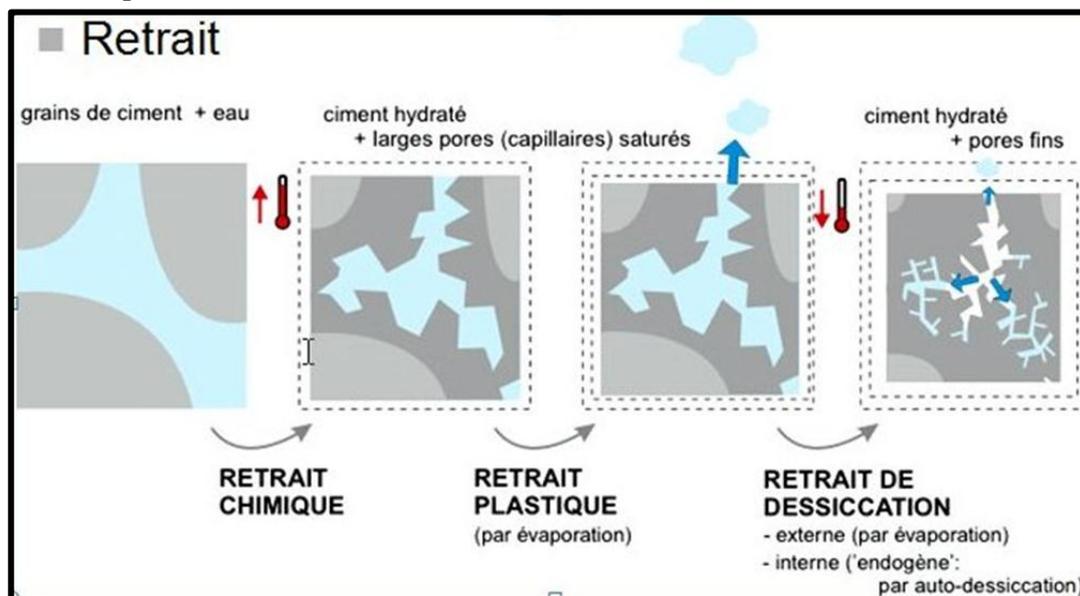


Figure I. 38. Les types de retrait

Il existe un cinquième type de retrait, le retrait de carbonatation, pour lequel il n'existe que peu de données expérimentales à l'heure actuelle. Ce retrait est lié aux réactions de carbonatation des constituants du ciment.

b) Gel-dégel

L'eau est un des rares éléments de la nature à avoir un volume plus important à l'état solide qu'à l'état liquide (pour une masse équivalente). Dans l'eau solide, les molécules s'organisent en mailles moléculaires de forme hexagonale, générant beaucoup plus de vide entre elles : la masse ne change pas quand elle se solidifie mais son volume varie et augmente d'environ 10 %.

Lorsque l'eau pénètre dans les pores du béton, les forces d'adhésion capillaires abaissent le point de congélation : l'eau contenue dans les pores les plus fins ne se transforme en glace qu'à une température loin au-dessous de 0 °C. La glace se forme donc d'abord dans les pores les plus grands et, ensuite, lors d'un abaissement plus poussé de la température, dans les plus petits.

Néanmoins, l'expansion de l'eau dans la porosité des bétons provoque l'apparition de contraintes pouvant engendrer un écaillage progressif du béton, à partir de la surface (Figure I.9). [18]

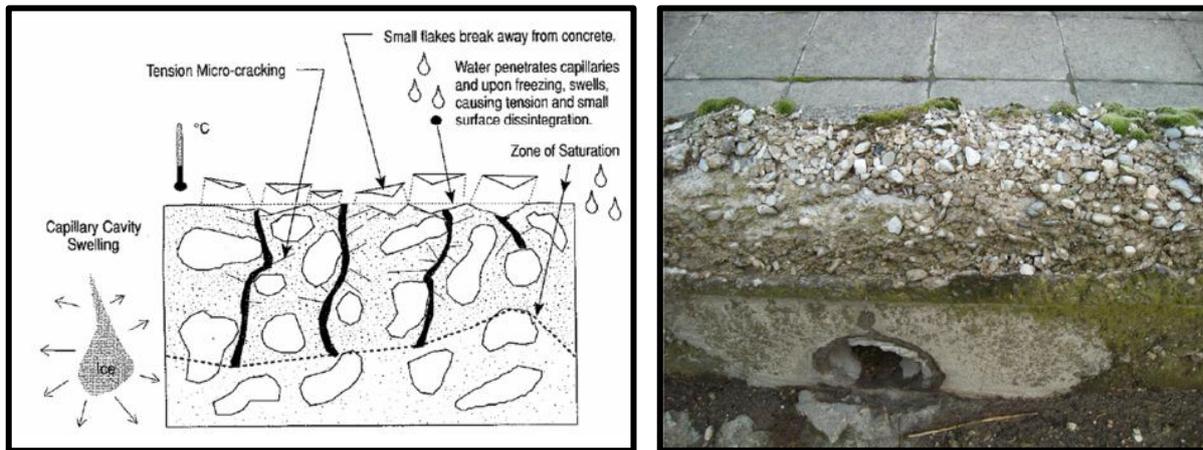


Figure I. 39. Effets des cycles de gel-dégel

Les effets du gel sur le béton dépendent de différents paramètres :

- La quantité d'eau contenue dans le béton.
- La dimension des pores.
- L'âge du béton.
- Les migrations d'humidité.
- La vitesse de refroidissement.
- La gélivité des granulats.

Le rapport eau/ciment est un facteur déterminant pour éviter les dégâts dus aux cycles de gel-dégel. Plus ce rapport est faible :

- Plus la quantité d'eau susceptible de geler est faible.
- Plus le point de congélation est bas, (car le diamètre des pores est plus petit)
- Plus le transport d'humidité est lent est difficile.
- Plus les pressions engendrées ne sont basses.
- Plus le béton est résistant.

L'expérience démontre qu'un béton résiste bien au gel lorsque son rapport eau/ciment ne dépasse pas 0,5. [25]

1.1.2.3 Pathologies d'origine mécanique

a) Délamination

L'action conjuguée des sollicitations climatiques, des sels anti-verglas et du trafic circulant directement sur le béton des hourdis de ponts 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.10).

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.

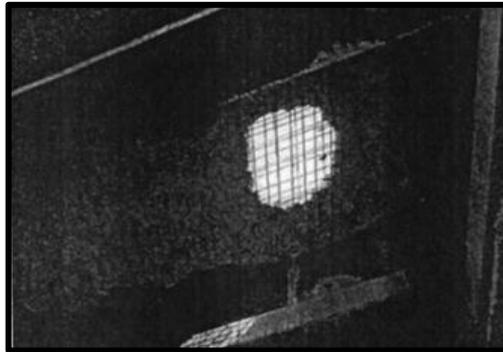


Figure I. 40. Délamination du béton d'un hourdis de pont aboutissant à la formation d'un trou

b) 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. 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.11 et I.12). Ces chocs peuvent créer des épaufrures, des éclats importants de béton, voir des ruptures d'acier.

Les chutes de blocs font partie des mouvements de terrain regroupant l'ensemble des déplacements, plus ou moins brutaux, du sol ou du sous-sol, d'origine naturelle ou anthropique. Il faut cependant rapidement distinguer les mouvements lents et continus tels que les affaissements, les tassements, les phénomènes de gonflement-retrait des sols très argileux et certains glissements de terrains des mouvements rapides et discontinus. Les écroulements ou éboulements et les chutes de blocs font partie de cette dernière catégorie. Ils résultent de l'évolution des falaises allant, selon les volumes de matériaux mis en jeu, de la simple chute de pierre (inférieur à 0.1 m^3) à l'écroulement catastrophique (supérieur à 10 millions de m^3).

La distinction entre éboulements et chutes de blocs tient avant tout au nombre d'entités en mouvement. En théorie, une chute de bloc est limitée à un seul bloc qui se déplace. En pratique et du fait des possibles divisions et fractionnements du bloc initial au cours des différents rebonds de sa trajectoire, on parlera encore de chutes de blocs lorsque le nombre de blocs reste faible. Les éboulements concernent la chute d'un grand nombre de blocs.

Les principaux facteurs responsables du déclenchement d'un phénomène rocheux sont:

- › Les caractéristiques du bloc (type de roche, masse, forme, etc.).
- › Les actions climatiques (variations de températures avec gel et dégel, présence d'eau, pluie, altération, etc.).

- › La topographie (pente, obstacles, etc.).
- › La nature des sols (terrain meuble, rocher, etc.).
- › La forme et la densité de la végétation (des arbres peuvent freiner ou stopper la progression des blocs). [26]

Pour se protéger contre les chutes de blocs, diverses parades sont envisageables (le Purge de paroi, les ancrages, le béton projeté, les galeries de protection pare-blocs) qui dépendent des paramètres suivants : le volume des blocs, la fréquence des chutes, la nature des ouvrages à protéger et le coût financier.



Figure I. 41. Chute de bloc sur une maison à Lumbin (Isère), janvier 2002



Figure I. 42. Eboulement sur la RN 85 à l'entrée du village de Laffrey (Isère), janvier 2004

I.2 Méthodes de réparation

Comme cela a été montré précédemment, le béton se dégrade sous l'action de nombreux facteurs. Compte tenu du coût des structures de génie civil, il est important de pouvoir les réparer afin d'augmenter leur durée de vie. 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 l'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).

Il est important de travailler au développement de méthodes de réparation de surfaces, afin de pouvoir réparer les endommagements et les défauts possibles, que les ouvrages d'arts peuvent posséder afin d'augmenter leur durabilité.

I.2.1 chemisage en béton armé

Le chemisage en béton armé consiste en une augmentation considérable des sections (Figure I.13) par la mise en œuvre d'un ferrailage additionnel à l'ancien élément, et d'un nouveau béton

d'enrobage ; pour favoriser l'accrochage, ce dernier sera mis en œuvre après la confection du coffrage [27.28].

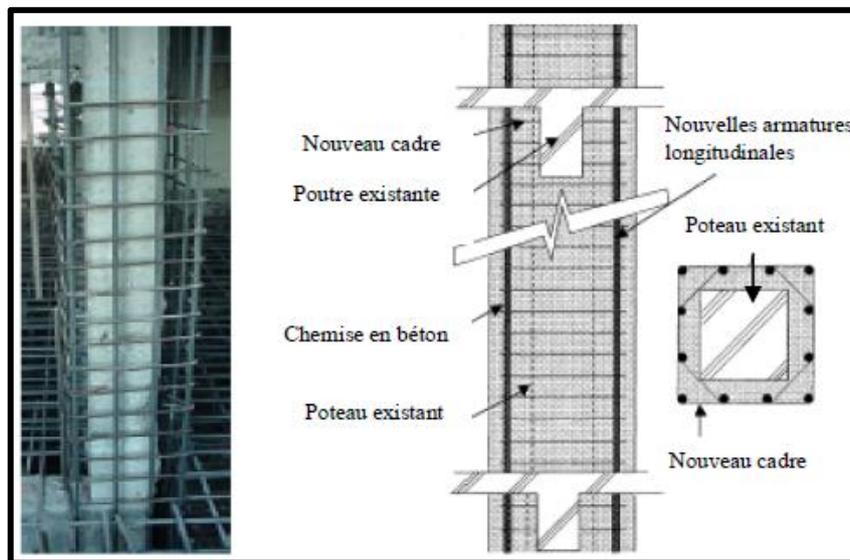


Figure I. 43. Chemisage en béton armé

I.2.2 chemises en acier

Le renforcement des poteaux de sections circulaires ou rectangulaires avec des chemises en acier permet d'améliorer considérablement la résistance sismique des poteaux. L'efficacité des chemises en acier a été clairement démontrée, à la fois par les recherches expérimentales et par des observations sur le terrain effectuées durant le séisme de Northridge en 1994. Plusieurs ponts dont les piles étaient renforcées avec des chemises en acier se trouvaient dans des régions ayant subi des secousses intenses qui ont atteint une accélération maximale de 0,25 g. Aucun de ces piles ne semble avoir subi de dommages importants (Chai, 1996).

Toutefois, cette technique est coûteuse et exigeante en main-d'œuvre. Compte tenu de la grande efficacité de cette technique et de son coût, les chemises en acier pourraient éventuellement être utilisées dans les installations industrielles possédant un nombre restreint de poteaux nécessitant un renforcement. Cependant, dans le cas des bâtiments types où plusieurs poteaux doivent être renforcés, cette technique s'avère trop onéreuse.

Les chemises en acier rectangulaires destinées au renforcement des poteaux rectangulaires améliorent aussi la résistance et la ductilité des poteaux. Toutefois, les résultats des recherches ont démontré que les chemises rectangulaires sont moins efficaces que les chemises elliptiques.

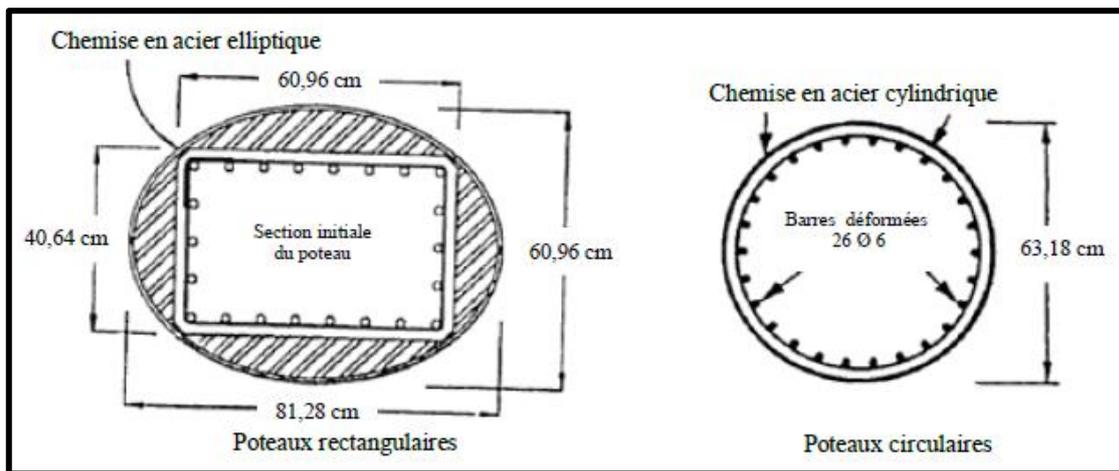


Figure I. 44. Renforcement de poteaux circulaires et rectangulaires avec des chemises en acier [29]

I.2.3 tôles collées

Ce type de renforcement consiste à pallier les insuffisances locales ou globales des structures en béton par des tôles d'acier (voir d'autres matériaux) collées en surface du béton. Il fut appliqué très rapidement pour des renforcements de poutres de pont-roulant dans une cimenterie, puis pour le renforcement d'ouvrages d'art dont le niveau de service n'était plus suffisant compte tenu de l'évolution du trafic supporté (Theillout 1997).

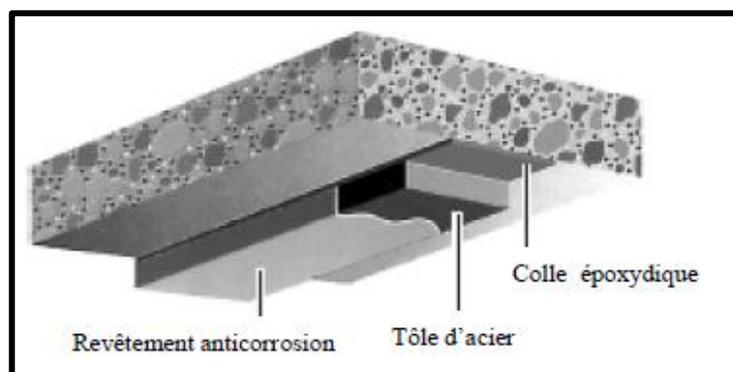


Figure I. 45. Application de plats métalliques selon le procédé l'Hermit

I.2.4 matériaux composites renforcés de fibres

La technologie du renforcement par les polymères renforcés de fibres est l'une des technologies les plus efficaces d'accroissement de la résistance des éléments structuraux porteurs. Son application est relativement simple, très peu dérangeante pour les utilisateurs des ouvrages renforcés, et peu exigeante en main-d'œuvre. Ainsi, elle représente l'une des solutions de rechange les plus souhaitables en matière d'accroissement de la résistance des ouvrages existants. Les caractéristiques non corrosives des fibres de carbone et leur résistance à la plupart des substances chimiques donnent à ce système de renforcement une durée de vie bien plus longue que celle des matériaux conventionnels tels que l'acier, c'est à dire une valeur plus économique à long terme.

Les termes «matériau composite renforcé de fibres», «composite amélioré» ou «polymère renforcé de fibres : «PRF» » sont généralement employés pour désigner les matériaux en fibres synthétiques telles que la fibre de verre, la fibre de carbone et la fibre d'aramide enchâssée dans une matrice (résine époxy ou vinylester). Les composites de fibres possèdent habituellement un rapport résistance-poids plus élevé que celui des matériaux de construction conventionnels tels que l'acier, et une excellente résistance à la corrosion.

Ces matériaux ont initialement été développés pour les industries aérospatiales et de la défense. C'est la hausse de la demande des matériaux de construction efficaces et durables qui entraîne une plus grande utilisation de ces matériaux composites améliorés dans les constructions civiles [30]. De récentes recherches et tentatives (expérimentaux et numériques) de développement ont révélé que ces matériaux permettraient de renforcer plusieurs structures en béton armé existantes (exemple : F. Elgabbas et al. 2010, A.S. Mosallam 2000, S S J Moy et al. 2015, C. Gheorghiu et al. 2006, Bahira Abdul-Salam 2016, David E et al 1998, R. Madi 2009, Zakia DRAIDI 2005, Bediar Hakim 2003). [31-39]

Les lamelles en polymère renforcé de fibres collées à l'extérieur, ont été introduites en Allemagne et en Suisse vers le milieu des années 80 comme solution de rechange au procédé consistant à renforcer les poutres en béton à l'aide de tôles d'acier. Dans le secteur de la construction, les lamelles en composite sont désormais préférées aux tôles en acier car elles sont plus faciles à utiliser et offrent plus de possibilités. Tandis que les tôles sont des matériaux plus appropriés aux surfaces plates et aux poutres, les lamelles en composite sont plus efficaces sur les surfaces rondes, telles que les poteaux, ou les surfaces plus larges, telles que les murs, [30.40.41].

La Figure I.16 montre le renforcement de structures au moyen de composites préfabriqués Sika® CarboDur®.



Figure I. 46. Renforcement de structures en BA par matériaux composites [42]

I.3. Matériaux composites

Les matériaux composites en polymères renforcés de fibres « PRF » sont des produits de synthèse constitués principalement de renforts fibreux, supportés par un liant appelé matrice [41].

Leur comportement dépend principalement du pourcentage de fibres et des propriétés mécaniques des constituants. Ce sont les renforts fibreux qui donnent aux composites leurs propriétés hautement directionnelles, leur imposant un comportement anisotrope et essentiellement linéaire élastique jusqu'à la rupture. [43] Dans le domaine du génie civil, les composites unidirectionnels (toutes les fibres sont orientées dans la même direction) sont les plus courants. [44]

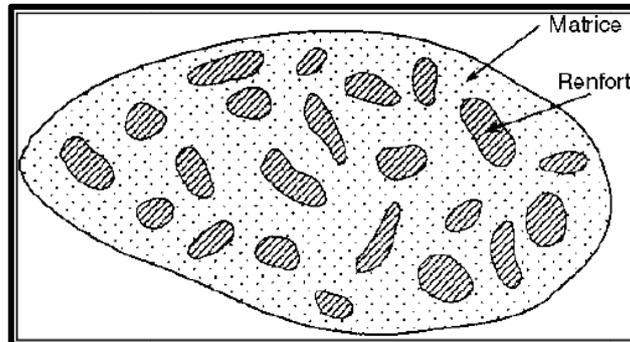


Figure I. 47. Schéma d'un matériau composite [45]

I.3.1 Fibre

Les fibres (renforts) contribuent à améliorer la résistance mécanique et la rigidité des matériaux composites, et se présentent sous forme filamentaire, allant de la particule de forme allongée à la fibre continue qui donne au matériau un effet directif [46]. Les propriétés des composites sont principalement influencées par le choix des fibres [47]. Parmi les fibres les plus utilisées en génie civil, on peut citer : le carbone (haut module élastique et résistances mécaniques importantes à la fatigue), le verre (résistances moyennes, très utilisé pour renforcer les bétons) et l'aramide (de haute résistance à la traction, utilisée en câbles de hautes performances).

1.3.1.1. Fibre de carbone

Les fibres de carbone ont un haut module d'élasticité, de 200 à 800 GPa. L'allongement ultime est de 0,3 à 2,5 %. Les fibres de carbone n'absorbent pas l'eau et elles résistent à plusieurs solutions chimiques. Elles présentent une résistance excellente à la fatigue, et une faible relaxation comparée à celle des aciers extensibles précontraints. La fibre de carbone est un conducteur électrique et, par conséquent, peut donner la corrosion galvanique si elle est en contact direct avec l'acier. Il faut signaler également le mauvais comportement au choc et à l'abrasion des stratifiés renforcés par des fibres de carbone. Les fibres de carbone se différencient par le taux de carbone plus ou moins élevé qui modifie les allongements et les contraintes à la rupture et les modules d'élasticité. On trouvera des fibres dites « à haute résistance » HR et des fibres « à haut module » HM ou même « à très haut module » THM, et des fibres intermédiaires [48].

a.1) L'oxydation

Les fibres acryliques étant fusibles, la phase d'oxydation a pour but de supprimer artificiellement le pont de fusion. Cette opération est effectuée en chauffant les fibres à environ 300°C en atmosphère d'oxygène. Il se produit alors une oxydation à une réticulation des chaînes moléculaires.

a.2) La carbonisation

Cette deuxième phase consiste à chauffer progressivement les fibres réticulées de 300°C à 1100°C environ, en atmosphère inerte. Il y a alors une élimination de l'eau et de l'acide cyanhydrique ; seuls les carbones sont conservés dans la chaîne. Les fibres ainsi obtenues ont de bonnes caractéristiques mécaniques et peuvent être utilisées après traitement de surface. Les fibres sont alors dénommées: fibres à haute résistance (HR) ou à haute ténacité (HT).

a.3) La graphitisation

La phase de graphitisation est utilisée lorsqu'on souhaite obtenir des fibres à module d'Young élevé. Cette phase consiste à effectuer, à la suite de la carbonisation, une pyrolyse des fibres, en atmosphère inerte, jusqu'à une température de l'ordre de 2600°C.

La graphitisation provoque une réorientation des réseaux de carbone suivant l'axe des fibres, ce qui aboutit à une augmentation du module d'Young. Suivant le taux de graphitisation, on obtient des fibres à haut module (HM) ou des fibres à très haut module.

a.4) Le traitement de surface

La dernière phase consiste en un traitement de surface, par oxydation ménagée en milieu acide (nitrique ou sulfurique). Cette phase a pour objet d'accroître la rugosité des filaments ainsi que la nature des liaisons chimiques afin d'améliorer la liaison fibre-résine.

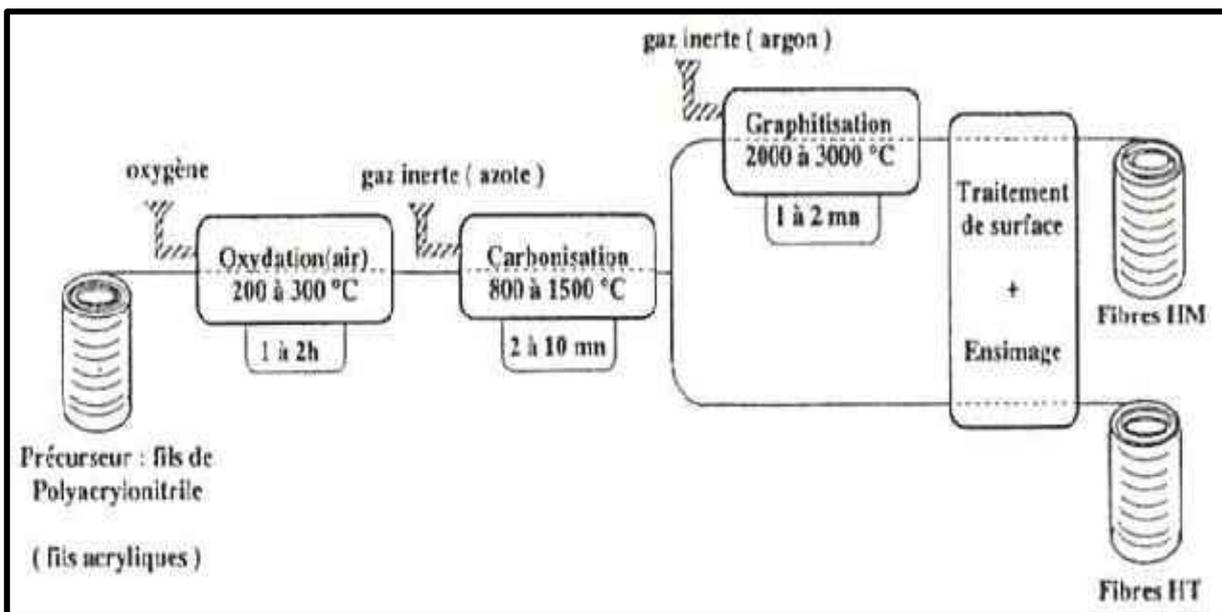


Figure I. 48. Schéma du principe de fabrication des fibres de carbone à base de PAN

1.3.1.2 Fibre de verre

Les fibres de verre sont moins chères que les fibres de carbone et les fibres d'aramide. Par conséquent, les composites en fibres de verre sont devenus la solution la plus utilisée dans plusieurs applications, tel que le génie civil, l'industrie des bateaux et d'automobiles. Les modules d'élasticité des fibres sont de 70 à 85 GPa avec un allongement ultime de 2 à 5 % selon la qualité. Par contre les fibres de verre peuvent avoir des problèmes de relaxation. Elles sont aussi sensibles à l'humidité, mais avec le choix correct de matrice, les fibres sont protégées.

Les fibres de verre sont à faible coût de production, et constituent le renfort le plus utilisé actuellement (bâtiment, nautisme et autres applications non structurales aéronautiques). Leur fabrication se fait en général par étirage décrit par la figure I.21. Les oxydes minéraux constituant la matière première (silice, alumine etc...) sont mélangés en proportion voulue suivant le type de fibre de verre désiré. Ce mélange est ensuite porté à très haute température ($>1550^{\circ}\text{C}$) afin d'être liquéfié pour être étiré à travers une filière sous forme de filaments de diamètres calibrés. Ces filaments isotropes sont ensimés pour optimiser l'adhésion de la matrice, puis assemblés pour former les fils, eux mêmes stockés sous forme de bobine appelée gâteau. Le gâteau est alors étuvé, pour éliminer l'eau résiduelle et pour stabiliser l'ensimage. Les fibres de verre ainsi obtenues sont amorphes, ce qui leur confère des caractéristiques mécaniques parfaitement isotropes. [49] (Yohann LEDRU)

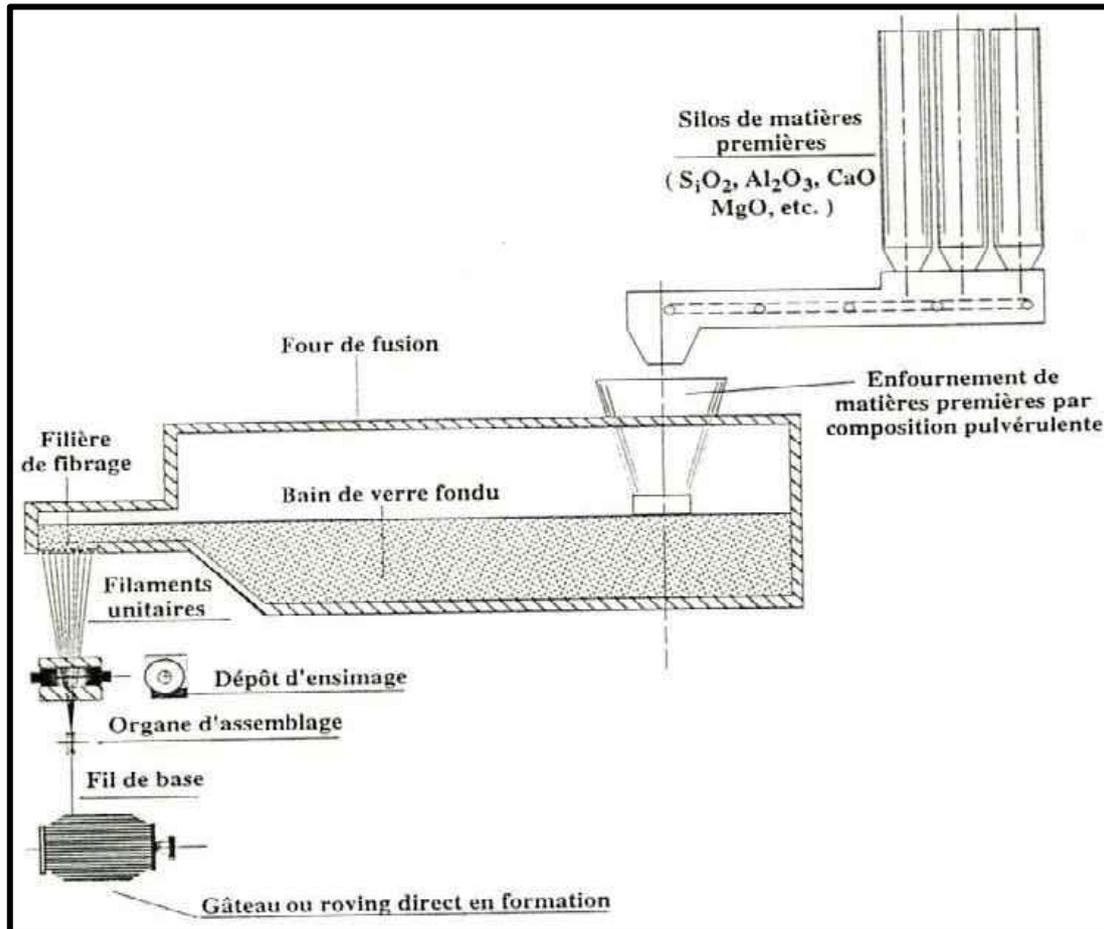


Figure I. 49. Description des différentes opérations du procédé mécanique d'étirage permettant la fabrication des fibres de verre

1.3.1.3. Fibre d'aramide

Appelés aussi polyamide aromatique, une marque bien connue des fibres d'aramide est « kevlar », mais il existe d'autres marques aussi tel que « Twaron », « Technora », et « SVM ». Les modules d'élasticité de ces fibres sont de 70 à 200 GPa avec une haute énergie de fracture et un allongement ultime de 1,5 à 5 % selon la qualité. Les fibres d'aramide sont sensibles aux températures élevées, à l'humidité et aux radiations « ultra violet », et par conséquent, ne sont pas largement utilisées dans les applications de génie civil. Plus loin, les fibres d'aramide ont des problèmes avec la relaxation et la corrosion, mais avec une bonne résistance au choc et à la fatigue. [46] Berreur et al. (2002) ont présenté les principaux matériaux de renfort comme suit (Figure I.20):

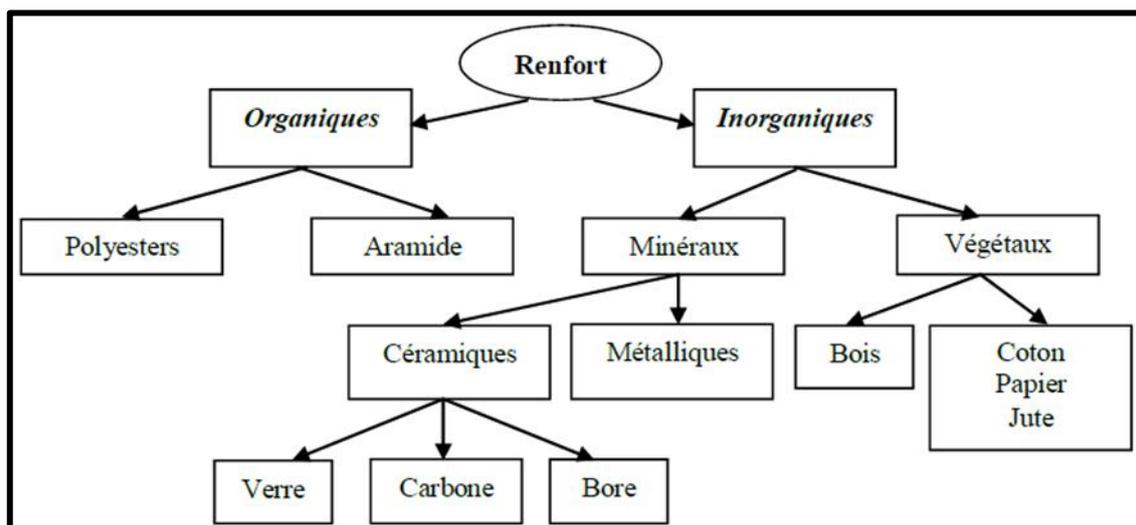


Figure I. 50. Principaux matériaux de renfort [46]

Le Tableau I.1 donne un ordre de grandeur des caractéristiques des fibres et matrices usuellement employées dans la fabrication des matériaux composites. [50]

Tableau I. 4. Propriétés des fibres

Filament	Diamètre (µm)	Densité	Résistance à la traction (MPa)	Module de traction (MPa)	Allongement à la rupture (%)	Température de fusion (°C)
Verre E	3-30	2.40	3 400	73 000	4.5	850
Verre D	3-30	2.14	2 500	55 000	4.5	-
Verre R	3-30	2.48	4 400	86 000	5.2	990
Carbone HR	8	1.78	3 500	200 000	1	2 500
Carbone HM	8	1.8	2 200	400 000	0.5	2 500
Aramide HR	12	1.45	3 100	70 000	4	480
Aramide HM	12	1.45	3 100	130 000	2	480

HR : haute résistance ; HM : haut module.

I.3.2. Les matrices

La matrice fournit le mécanisme nécessaire au transfert de la charge, de part et d'autre des fibres. Elle protège également les fibres des risques d'abrasion et des autres attaques environnementales et chimiques [30]. Il existe deux types principaux de matrices:

- *Résine thermodurcissable (TD)* : polymère transformé en un produit essentiellement infusible et insoluble après traitement thermique (chaleur, radiation), ou physicochimique (catalyse, durcisseur). La transformation est irréversible. Les résines thermodurcissables ont des propriétés mécaniques élevées [51]

- *Résine thermoplastique (TP)* : polymère pouvant être alternativement ramolli par chauffage, et durci par refroidissement dans un intervalle de température spécifique du polymère étudié. Les résines thermoplastiques présentent l'aptitude à l'état ramolli, de se mouler aisément par plasticité. La transformation est réversible.

Les différentes familles de matrice sont résumées sur Figure I.21.

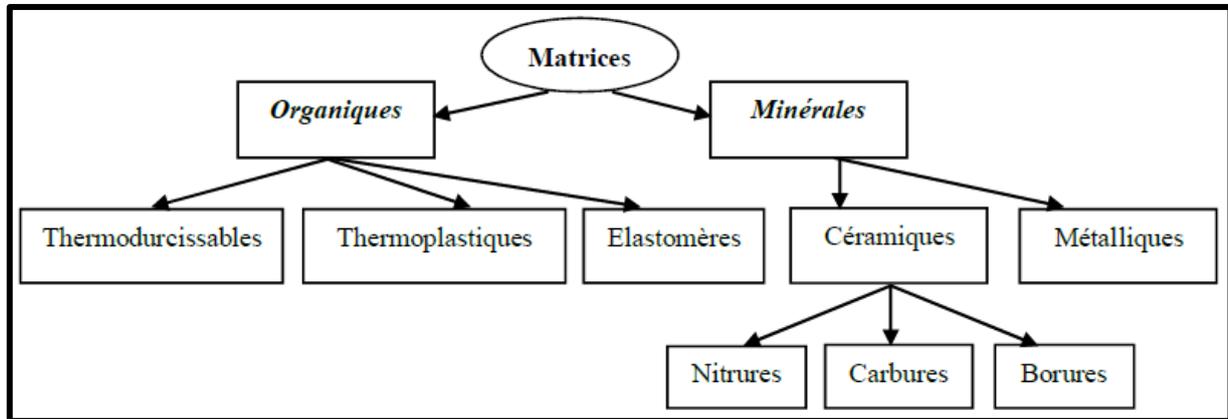


Figure I. 51. Organigramme illustrant les différentes familles de matrice

En génie civil, les résines thermodurcissables (thermosets) sont utilisées presque exclusivement, telles que les matrices vinylesters, polyesters et époxy [47].

Tableau I. 5. Propriétés des matrices

Matériau	Densité (Kg/m ³)	Résistance à la traction (MPa)	Module d'élasticité (GPa)	Déformation de rupture (%)
Polyster	1 000 - 1 450	20 – 100	2.1 - 4.1	1.0 - 6.5
Epoxy	1 000 - 1 300	55 – 130	2.5 - 4.1	1.5 - 9.0

I.3.3. Les composites «PRF»

Lorsque les fibres et les matrices sont combinées dans un nouveau matériau, il devient un composite. Les fibres peuvent être orientées dans une seule direction, ce qui donne des composites unidirectionnels, ou dans plusieurs directions afin d'optimiser la performance du composite qui sera bi ou multidirectionnel [30,47]. En fonction des fibres utilisées, les composites «PRF» sont classés en trois groupes [47]:

- Polymère renforcé de fibres de verre (glass-fibre-reinforced polymer) : PRFV
- Polymère renforcé de fibres de carbone (carbon-fibre-reinforced polymer) : PRFC
- Polymère renforcé de fibres d'aramide (aramid-fibre-reinforced polymer) : PRFA

La fibre est l'élément porteur de charge principale d'un composite. Par conséquent, la fibre influence fortement sur les caractéristiques mécaniques du composite. La résine fournit le mécanisme nécessaire au transfert de la charge de part et d'autre des fibres. [30].

I.3.3.1. Propriétés mécaniques des composites «PRF»

Les propriétés mécaniques des matériaux composites varient considérablement. Ces propriétés dépendent des fibres contenues dans le composite (type, quantité et direction) [52], de la matrice utilisée, et du rapport volume-fibre, c'est à dire le ratio du volume des fibres par rapport au volume total du composite. Elles sont aussi affectées par le volume ou la dimension du composite lui-même [47]. En général, les composites de fibres de carbone sont plus solides et plus rigides que les composites de fibres de verre [30].

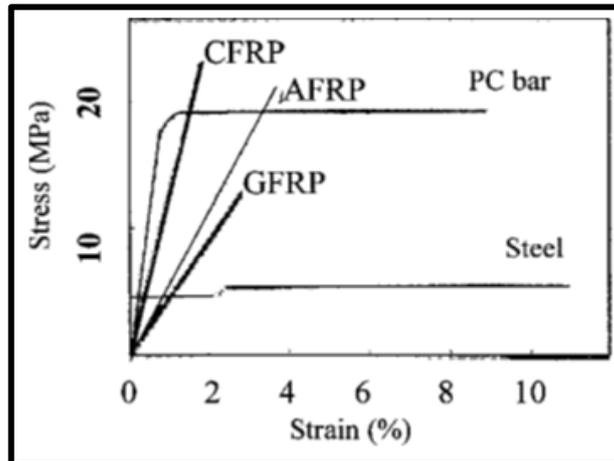


Figure I. 52. Courbe de contrainte-déformation typiques pour certains polymères renforcés de fibres [52]

I.3.3.2. Comparaison des performances pour le renforcement des structures

Les composites «PRFC» ont des propriétés supérieures à celles des composites «PRFV», mais ces dernières ont l'avantage d'être moins chères. Le Tableau I.3 suivant donne une comparaison qualitative des différents composites «PRF» couramment utilisés pour les applications de renforcement des structures en béton armé. Les composites «PRFC» sont les fibres les plus utilisées dans les matériaux [50]

Tableau I. 6. Comparaison qualitative entre Verre-E, Carbone-H.T et fibre Aramide

Critères	Tissus de composites en		
	Fibres de Verre E	Fibres de Carbone	Fibres d'Aramide
Force de traction	Très bonne	Très bonne	Très bonne
Force de compression	Bonne	Très bonne	Inadéquate
Module de Young	Adéquate	Très bon	Bon
Comportement à long terme	Adéquate	Très bon	Bon
Comportement à la fatigue	Adéquate	Excellent	Bon

Densité apparente	Adéquate	Bonne	Excellent
Résistance à l'alcaline	Inadéquate	Très bonne	Bonne

I.3.4. Techniques de renforcement (mise en œuvre des renforts composites)

Bien que l'installation du système de renforcement avec des matériaux composites varie d'un fabricant ou d'un installateur à l'autre, le processus passe généralement par les étapes suivantes [47.53] :

1. Inspecter la surface de l'élément de structure à renforcer.
2. Réparer les fissures et les surfaces effritées avec une injection d'époxy et de mortier à base de résine époxy.
3. Préparer la surface de l'élément de structure (avec des meules et du sablage humide au besoin) en éliminant les saillies et en s'assurant que le profil est adéquat.
4. Appliquer une couche d'apprêt puis du mastic de vitrier afin d'assurer l'adhérence des tissus de fibres.
5. Appliquer une première couche d'agent d'imprégnation.
6. Appliquer les tissus de fibres sur la surface, comme s'il s'agissait de papier peint.
7. Appliquer une deuxième couche d'agent d'imprégnation, une fois que les tissus auront bien durci, généralement au bout d'une heure.
8. Répéter les étapes 6 et 7, jusqu'à ce que toutes les couches de fibres soient installées.

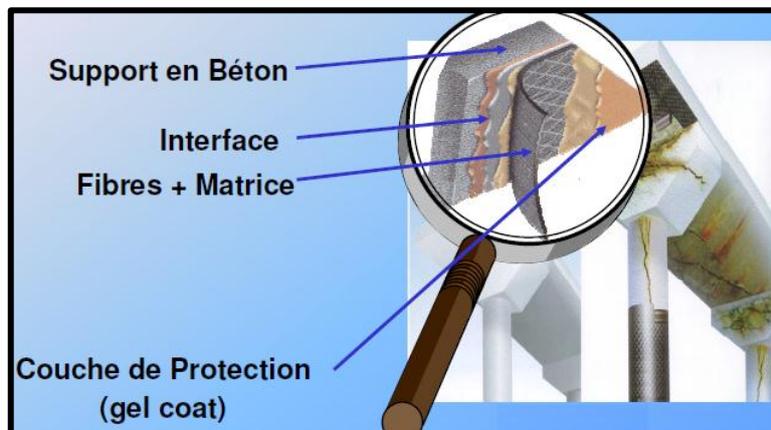


Figure I. 53. Conception du système multicouche [53]

I.3.5. applications des matériaux composites « PRF » en génie civil

Le génie civil est actuellement peu consommateur de matériaux composites, comparativement à d'autres secteurs tels que l'industrie de l'automobile ou celle de l'aérospatiale. Cependant, il existe de réelles perspectives dans les prochaines années quant à leur utilisation structurelle pour la réhabilitation des constructions civiles et industrielles. D'où l'intérêt et l'engouement apportés par les différents centres et laboratoires de recherche à travers le monde, pour étudier les différents aspects d'éléments structuraux en béton renforcés ou réparés par des «PRF».

D'une manière générale, les matériaux composites du type polymère renforcé de fibres «PRF» présentent des avantages considérables dès qu'il s'agit de la protection, la réparation et le

renforcement d'ouvrages ou d'éléments d'ouvrages en béton armé tels que poutre, poteau, dalle ou mur.

a) Les colonnes et les poteaux

Plusieurs techniques différentes ont été développées pour renforcer ou réhabiliter des colonnes existantes en béton armé, en utilisant des composites «PRF» [54.55]. Les méthodes de renforcement peuvent être classés en trois catégories en fonction de la méthode adoptée pour construire le composite «PRF» à savoir : la stratification au contact, l'enroulement filamentaire et le chemisage par coquille préfabriquée en «PRF». Une colonne peut être enveloppée complètement par des tissus «PRF» avec une ou plusieurs couches. Elle peut être aussi partiellement enveloppée en utilisant des bandes «PRF» sous forme d'une spirale continue ou des anneaux discrets. [56]

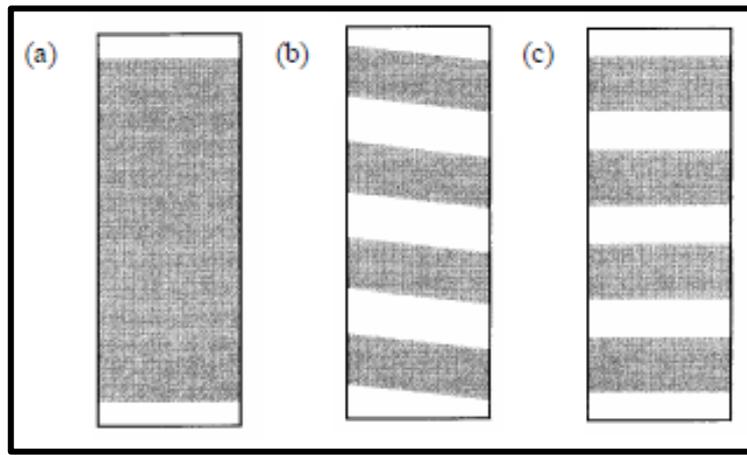


Figure I. 54. Méthodes typiques d'enveloppement des colonnes en BA par PRF



Figure I. 55. Des tissus d'aramide pour renforcer les piles d'un pont
[57]



Figure I. 56. Enveloppement de carbone

b) Les poutres

Le renforcement vis-à-vis de la résistance à la flexion d'une poutre en béton armé simplement appuyée en utilisant les composites «PRF», est généralement réalisé en liant une lamelle «PRF» sur le support de la poutre concernée.

La Figure I.27 présente différentes configurations de collage de matériaux composites sur une poutre ; chaque configuration est prévue pour un objectif particulier et la Figure I.28 montre le renforcement de structures au moyen de composites préfabriqués Sika® CarboDur®. Il y a plusieurs études sur le renforcement des poutres par matériaux composite (exemple : Bencardino F 2006, R. Madi 2009, Spadea, G 2015, Demir 2014..) [58-61]

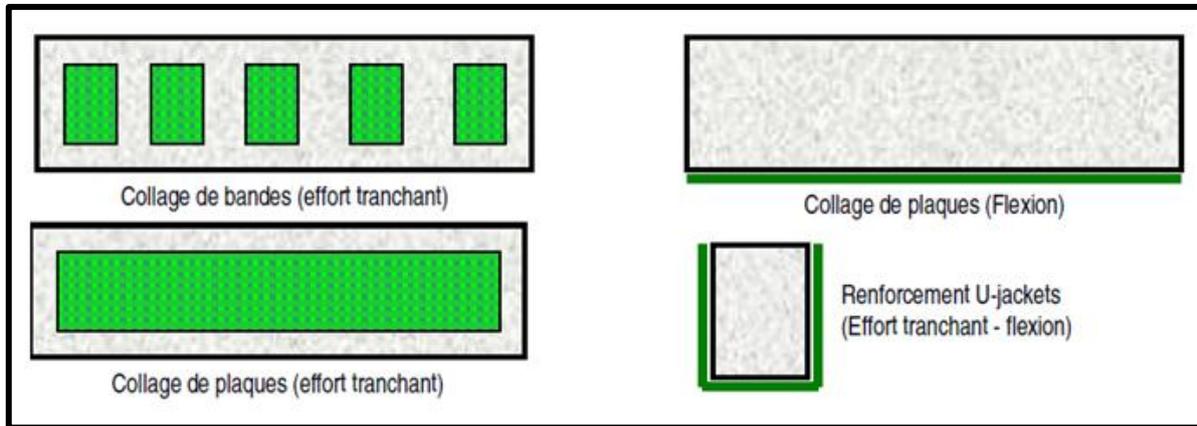


Figure I. 57. Les différentes méthodes de renforcement par le collage de plaques en composites [62]



Figure I. 58. Mise en œuvre de bandes de renfort en sous face d'une dalle et sur des poutres [63]

d) Les dalles

La procédure de base de renforcement des dalles simplement appuyées par «PRF» est de coller des bandes ou des lamelles «PRF» sur la face tendue de la dalle. Pour les dalles travaillant dans les deux sens, on utilise des lamelles croisées (Figure I.29), ou bien des «PRF» avec des fibres dans les deux directions. D'autre part, le renforcement d'une dalle en béton armé travaillant dans les deux sens peut être concentré dans la région centrale ou dans la région des moments maximaux, selon les besoins de renforcement, mais dans ce cas les bandes/lamelles de «PRF» sont terminées loin des bords de la dalle

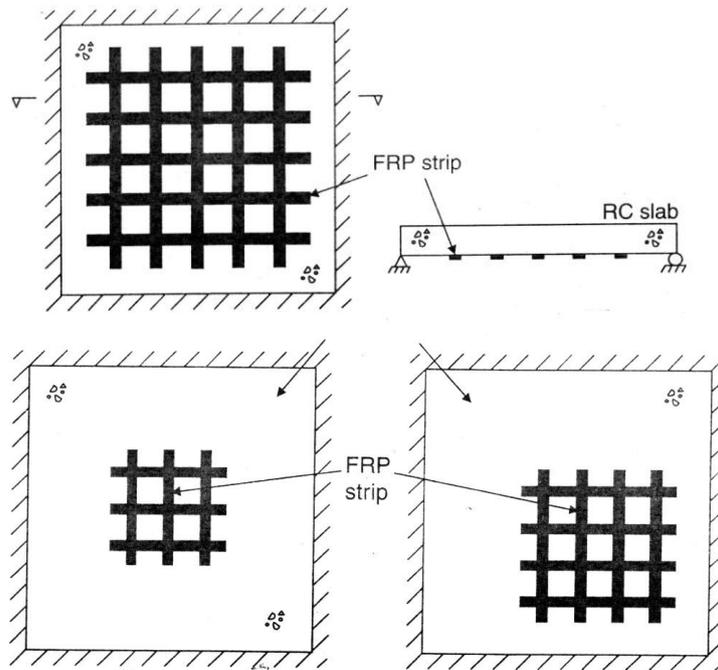


Figure I. 59. Renforcement d'une dalle travaillant dans les deux sens des lamelles en PRF : (a) dans les deux directions, (b) concentrées en petites régions ciblées [64]



Figure I. 60. Renforcement d'une dalle de plancher par TFC dans un immeuble à Saint Maurice [41]

Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons défini les différentes pathologies du béton, Tous ces phénomènes affaiblissent les ouvrages et leur font perdre les caractéristiques mécaniques qui avaient été calculées lors de leur conception.

Ces dernières années, l'utilisation des matériaux composites constitués de résine et de renforts dans le domaine du génie civil a pris de l'ampleur. Les matériaux composites ont une grande flexibilité en s'adaptant aux formes géométriques les plus complexes des éléments renforcés, et pour leur légèreté par rapport aux aciers, de transport et de mise en œuvre sur site, ainsi que leur

résistance mécanique plus importante que les autres moyens de renforcements. Ces avantages, mécanique et physico-chimique permettent l'utilisation des matériaux composites comme méthode de renforcement et de réhabilitation des structures en béton armé ; l'application de tissus ou lamelles est une alternative intéressante par rapport aux méthodes de réparation conventionnelle.

Chapitre II

Les dalles

Introduction

Les éléments de structures peuvent être classés en 3 groupes : -les éléments de structures verticaux (descente des charges – fonction : supporter): Poteaux isolés, portiques, voile plan, voile plissé, voile courbe, Murs en blocs d'agglomérés de ciment (parpaings) - les éléments de structures qui assurent la transmission et la descente des charges par compression : arcs articulés, arcs encastrés, voûtes, coques dômes couple -les élément de structures contenus dans un plan horizontal (fonction: franchir et transmettre les charges par flexion) : les poutres (poutre rectangulaire, poutre en T, poutre voile, poutre caisson, poutre en voile plissé poutre treillis), les planchers et dalles.

Les dalles sont des éléments très importants qui entrent dans la constitution de l'ossature d'une structure « élément porteur ». Généralement horizontal, dont deux dimensions sont grandes par rapport à la troisième que l'on appelle épaisseur.

Les dalles jouent le rôle : • De plate-forme porteuse pour l'étage considéré. • De toit pour l'étage sous-jacent. • D'écran permettant le confort de l'habitant. • D'élément de stabilité.

Il est possible de classifier les dalles 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.

II.1. Comportement mécanique des dalles en béton armé

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 augmentant 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'appuis, de la répartition des armatures et du mode de chargement.

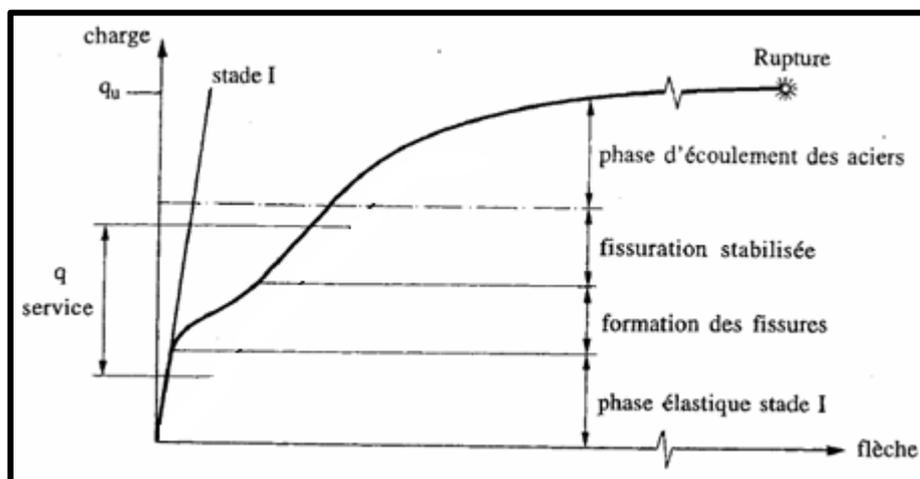


Figure II. 31. Phases successives du comportement d'une dalle en flexion

- **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 charges conduit à un état d'équilibre instable provoquant l'effondrement de la dalle. [78.80]

II.2. Poinçonnement

Lorsqu'une force concentrée (réaction d'une colonne) agit normalement au plan moyen d'une dalle en béton armé [65], 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 (punching shear ou two-way shear). La rupture par poinçonnement est caractérisée par une force concentrée agissant perpendiculairement sur une dalle - réaction d'une colonne ou charge concentrée (pieds d'une machine, essieu de véhicules lourds ...) qui crée une rupture locale par pénétration à travers la dalle (figure II.2). La figure II.3 montre le cône tronqué de poinçonnement séparé de la dalle par la fissure de poinçonnement, généralement inclinée par rapport au plan de la dalle d'un angle compris entre 25 et 40°. [66.67.26]

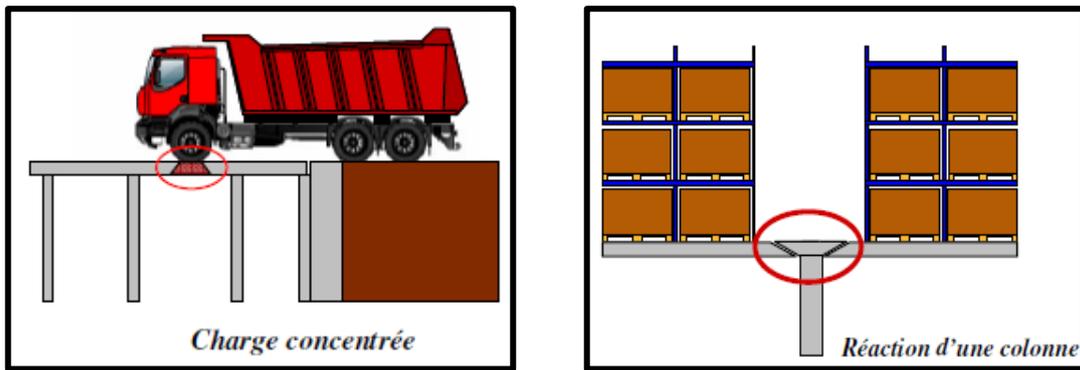


Figure II. 32. Différentes causes de poinçonnement

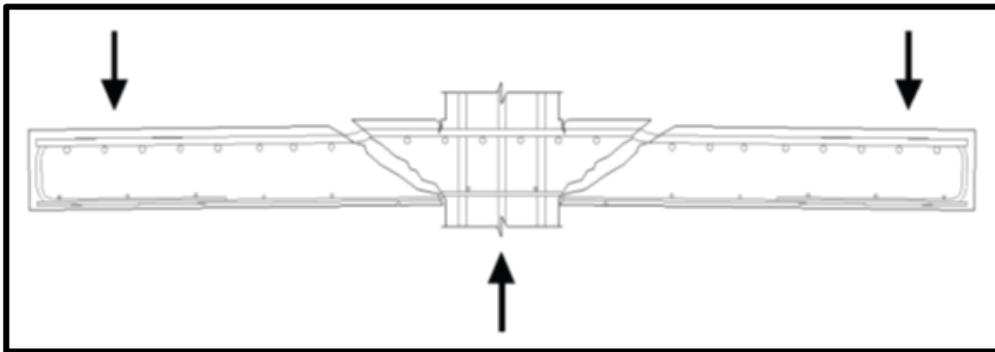


Figure II. 33. Rupture par poinçonnement d'une dalle en béton armé [68]

Ce mécanisme de rupture peut se rencontrer essentiellement dans les planchers-dalles et dans les semelles et radiers de fondation, ou lorsqu'une grande charge est transmise à une dalle par des appuis concentrés. Le plancher-dalle est composé d'une dalle en béton armé ou en béton précontraint d'épaisseur constante qui est appuyée sur des colonnes, avec ou sans chapiteaux, disposés en général suivant une trame régulière (figure II.4).

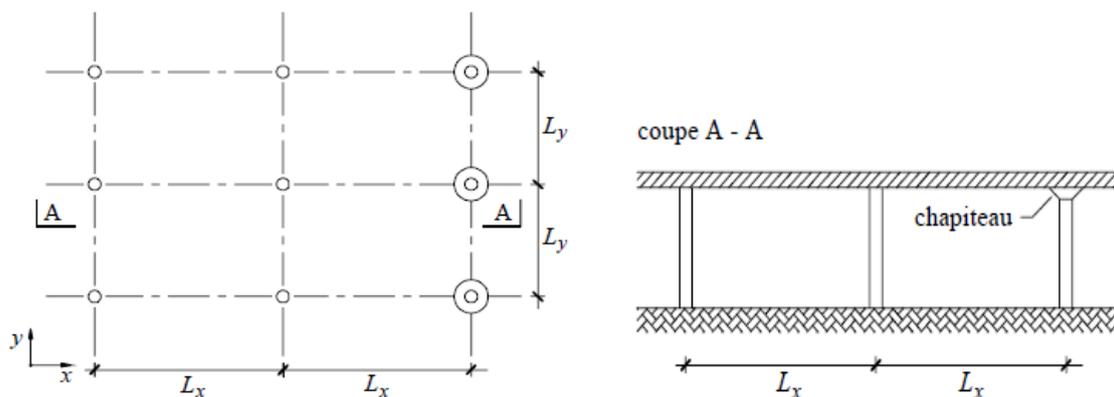


Figure II. 34. Le plancher-dalle



Figure II. 35. *Cas d'effondrement de structures par poinçonnement: parking sur plusieurs étages en phase de construction (Piper Row Car Park, Wolverhpton, 1997) [69]*

II.2.1. Différents types de poinçonnement

En général, on peut distinguer deux types de poinçonnement : le poinçonnement *symétrique* et le poinçonnement *non symétrique* ou asymétrique (poinçonnement *non symétrique sans excentricité* ou *centré*).

II.2.1.1. Le poinçonnement symétrique

On parle de poinçonnement symétrique si la géométrie, la charge, les conditions d'appuis et la constitution de l'élément structurel (matériau et armatures) peuvent être considérés symétriques par rapport à deux axes de symétrie comme le montre la figure II.6.a. Lorsque la symétrie est relative à tous les axes radiaux, on se trouve dans le cas particulier du poinçonnement axisymétrique. [66]

II.2.1.2. Le poinçonnement non symétrique

Si une de ces conditions vient à manquer, on rentre dans le cadre du poinçonnement non symétrique. Dans ce cas, on peut encore distinguer deux domaines différents : le poinçonnement non symétrique sans excentricité ou centré, figure II.6.b et le poinçonnement non symétrique avec excentricité ou excentré, figure II.6.c. La différence entre ces deux domaines est que dans le cas du poinçonnement excentré, les conditions de non symétrie conduisent à l'apparition d'un moment de flexion à transférer de la dalle à la colonne. Ce moment est appelé moment non balancé [70] ou moment d'encastrement. Le phénomène de transmission du moment entre la dalle et la colonne constitue l'un des problèmes principaux de l'étude du poinçonnement excentré.

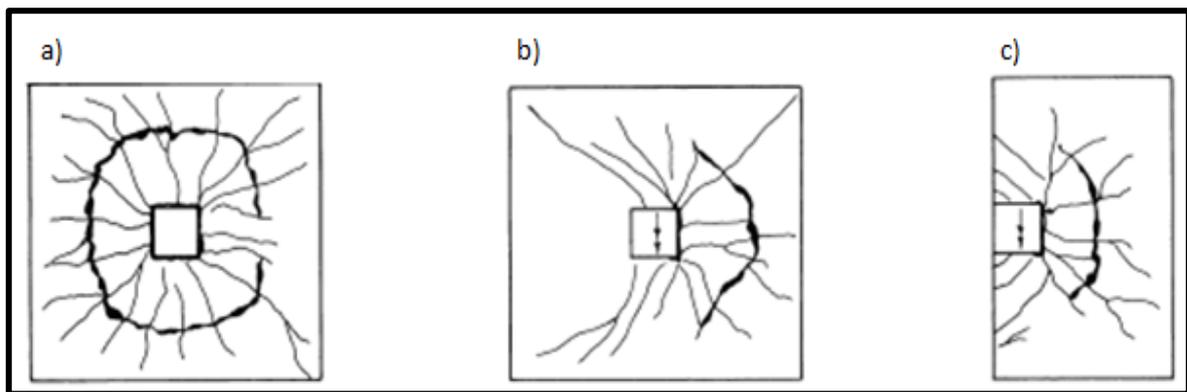


Figure II. 36. Rupture par poinçonnement d'une dalle

- a) Rupture par poinçonnement d'une dalle sur une colonne intérieure sans excentricité, b) rupture par poinçonnement d'une dalle sur une colonne intérieure avec excentricité et c) rupture par poinçonnement d'une dalle sur une colonne de bord. [66.70]

L'effet combiné de la charge verticale et du moment peut être remplacé par une charge verticale excentrée par rapport à l'axe de la colonne. Dans ce cas, la surface de rupture se forme du côté de la colonne où l'excentricité est appliquée. Cette surface n'est plus nécessairement un cône tronqué, mais peut devenir asymétrique autour de la colonne suivant l'intensité du moment de flexion, cette asymétrie augmente avec l'augmentation de l'excentricité [70].

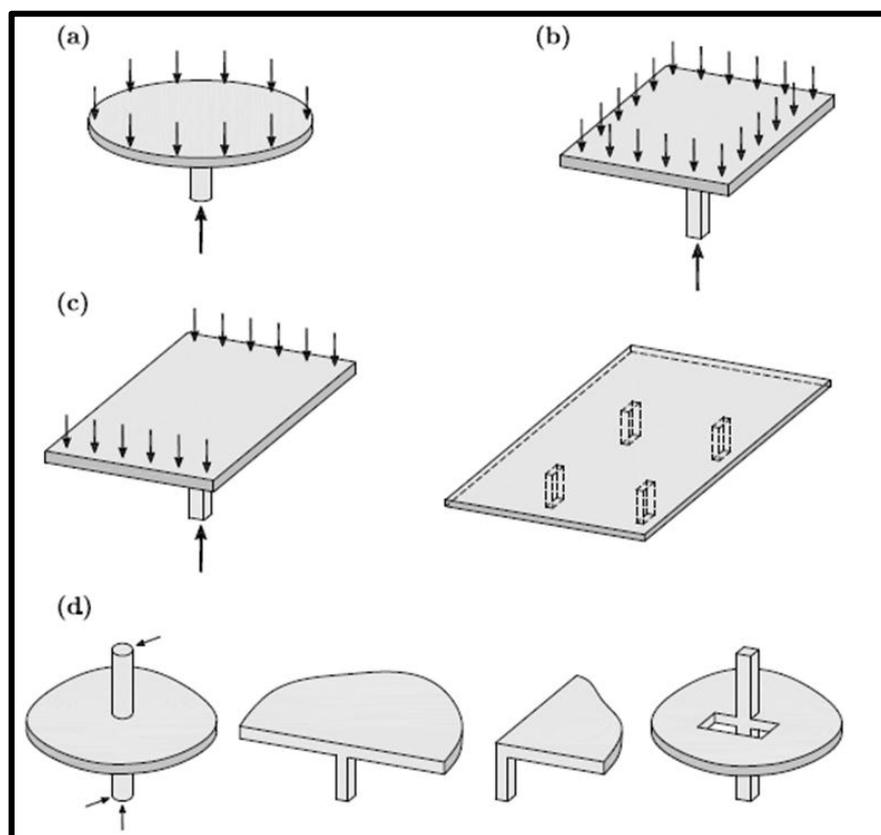


Figure II. 37. Différents types de poinçonnement des dalles en béton armé:

- (a) poinçonnement axisymétrique. (b) poinçonnement symétrique.

(c) poinçonnement non symétrique (sans excentricité). (d) poinçonnement excentré.

II.2.2. Mode de rupture par poinçonnement

Le mode de rupture par poinçonnement est très complexe et fait l'objet depuis plusieurs années de recherches importantes [71.72].

Les principales caractéristiques établies sont décrites ci-dessous :

- Des **fissures tangentielles**, de forme circulaire; elles apparaissent très rapidement autour de la colonne sur la face supérieure de la dalle.
- après la fissuration tangentielle importante, des fissures radiales dues aux moments tangentiels M_t apparaissent.
- Les moments radiaux M_r et les courbures dans la direction radiale restent limités.
- Des **fissures internes** en forme de tronc de cône apparaissent pour les charges comprises entre 50 et 70% de la charge ultime, sans changer la résistance de la dalle.
- L'ouverture des fissures radiales en face supérieure de la dalle reste faible en présence d'armature de flexion suffisante.
- Les déformations au voisinage des colonnes restent faibles jusqu'à la ruine.
- La **rupture se produit brutalement**, sans déformation préalable significative. Le cône de poinçonnement s'ouvre largement.

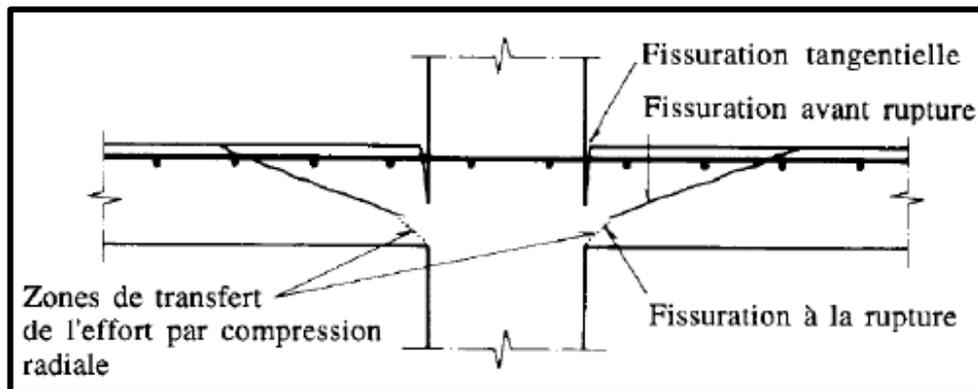


Figure II. 38. Mode de rupture d'une dalle par poinçonnement

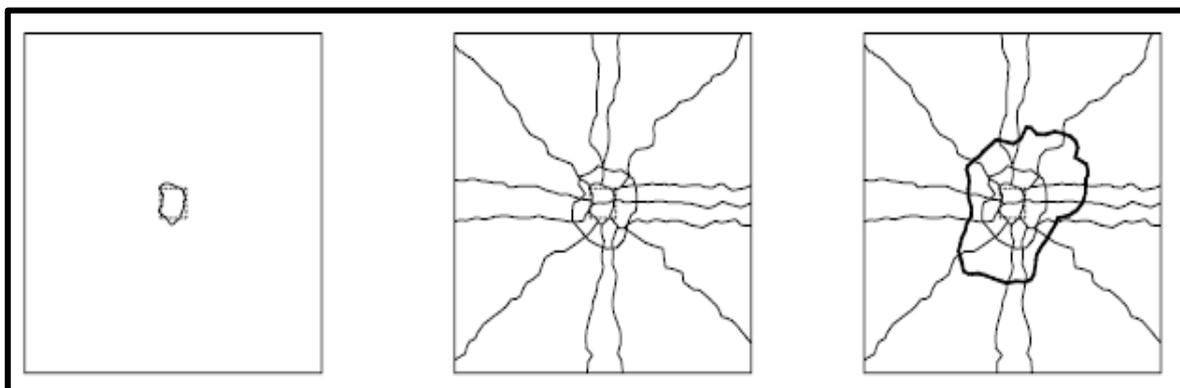


Figure II. 39. Evolution des fissures sur la face tendue d'une dalle pendant la mise en charge

II.3. Solutions adoptées pour limiter la rupture par poinçonnement

II.3.1. Planchers champignons

Ce système consiste en un élargissement de la colonne lorsqu'elle entre en contact avec la dalle, pour justement se prémunir du risque de faire pénétrer la colonne à travers la dalle. Le premier plancher-dalle avec chapiteau (bâtiment à cinq étages) a été conçu par Turner (Turner 1905) (chercheur américain) aux Etats Unis en 1906 avec la disposition complexe des barres d'armature de flexion dans quatre directions, se croisant sur les colonnes, afin de chercher dans le plus de directions possibles les moments et de les ramener sur la colonne, (figure II.10). Cette technique a été améliorée par Maillart (figure II.11) en transmettant mieux l'effort par la ligne génératrice hyperbolique des champignons (têtes des colonnes).

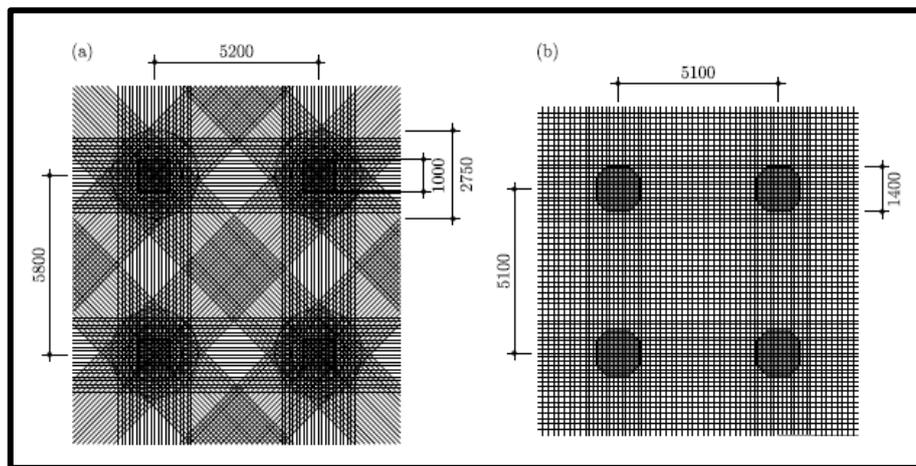


Figure II. 40. Plan d'armature pour un étage type selon le concept de plancher-dalle de Turner:

(a) adapté de [Turner1905b] et plan d'armature pour le troisième étage du bâtiment de Altdorf de Maillart construit entre 1911 et 1912 ; (b) adapté de [BILLINGTON 2008]

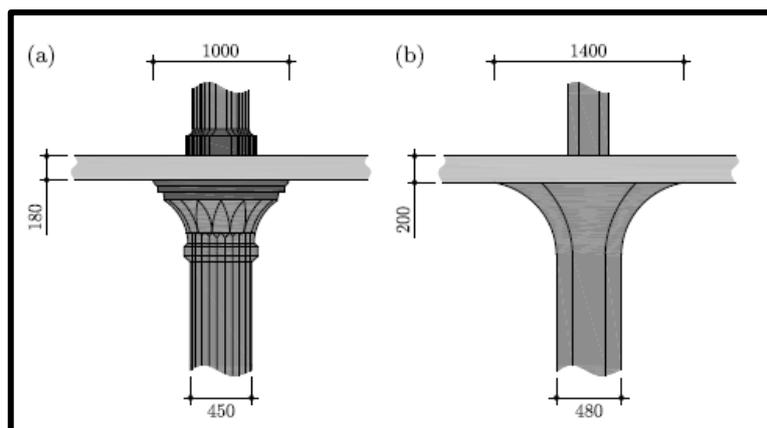


Figure II. 41. Détail du concept de plancher-dalle de Turner (a), adapté de [Turner1905b] et de celui de Maillart (b)[BILLINGTON 2008]

II.3.2. Les armatures relevées

Ce système consiste à plier les armatures de la zone tendue sur appuis et développer l'ancrage dans la zone comprimée. La Figure II.12 montre un exemple d'application de ce système, ces armatures limitent les fissures dues à l'effort tranchant et au poinçonnement qui se développent dans les dalles et même dans les poutres. En Suisse, cette application s'est développée dès l'introduction des planchers champignons, et dans les ponts-dalles entre 1950 et 1970. [70]



Figure II. 42. Exemple d'utilisation des barres relevées. Moulin Roland, Brême, 1910.

Pour cette méthode on peut citer deux avantages principaux, dans le cas de la rupture par effort tranchant ou par poinçonnement [BILLINGTON 2008]

- La composante verticale de l'effort de la barre participe directement à la résistance à l'effort tranchant. Cet effet est aussi caractéristique des autres systèmes d'armatures pour la reprise des efforts tranchants, comme par exemple, les étriers verticaux;
- Lors de la rupture par poinçonnement, la dalle n'est retenue que par les armatures de flexion de la nappe inférieure [MIRZAEI Y. 2010]. La grande quantité d'armatures de flexion nécessaires pour soutenir la dalle après la rupture par poinçonnement est généralement difficile à mettre en place pour des raisons constructives. Dans ce cas, des barres relevées bien ancrées peuvent prévenir l'effondrement complet de la structure. L'inconvénient principal de ce système est le façonnage et la mise en place compliqués à cause de l'interaction avec les armatures de flexion, ce qui demande un travail long, compliqué et par conséquent, une plus grande demande de main d'œuvre qualifiée.

II.3.3. Armatures anti poinçonnement

Il existe deux systèmes d'armatures de poinçonnement : les goujons et les étriers, généralement disposés dans le sens vertical autour du poteau à l'intérieur de la dalle. Le premier système est une série de goujons alignés (figure II.13), composés d'armatures nervurées. L'ancrage des armatures est assuré aux deux extrémités par des têtes d'ancrage, dont le diamètre est au moins trois fois celui de la barre d'armature. Ce type d'armatures munies d'ancrages mécaniques aux deux extrémités permet d'obtenir un bon confinement du béton.

Ghali, en (1989), donne les règles de dimensionnement à l'aide de huit essais de poinçonnement centré. Regan, en (1985), donne les recommandations d'utilisation des goujons pour le calcul avec les normes britanniques BS8110 de 1985. [74]

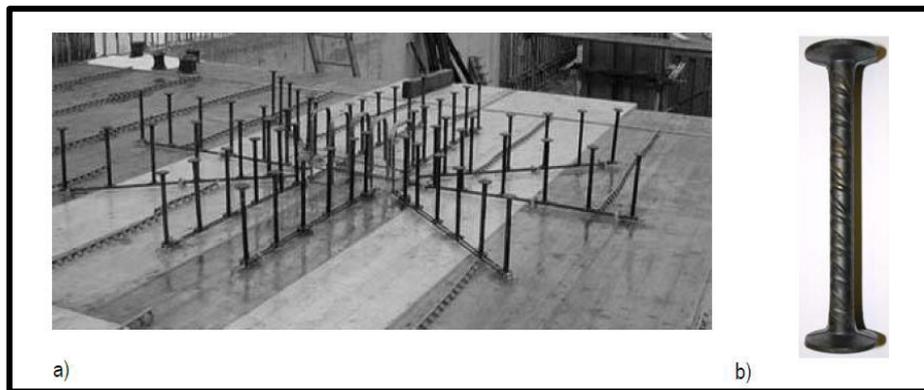


Figure II. 43. a) Ensemble d'armatures anti poinçonnement, b) Détail d'un goujon []



Figure II. 44. Placement des armatures anti poinçonnement autour d'un poteau de rive et autour d'un poteau central [75]

Le deuxième système est réalisé par des barres d'armatures façonnées, tel qu'il est illustré par la Figure II.15

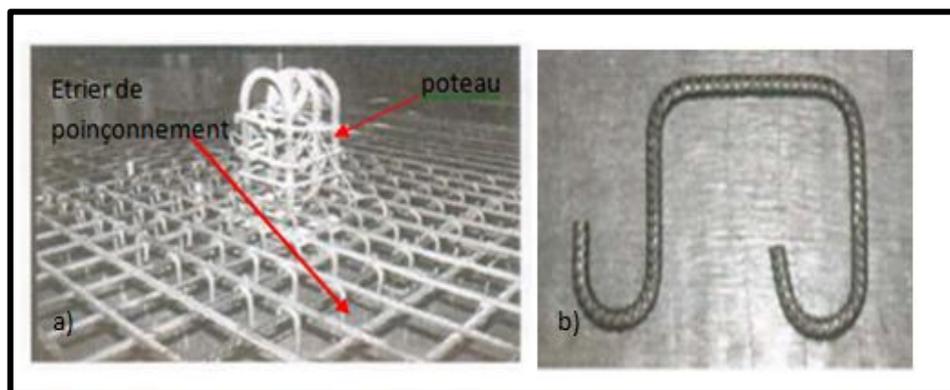


Figure II. 45. a) Ferrailage d'une dalle, b) Détail d'un étrier de poinçonnement [70]

Les armatures de poinçonnement sont disposées dans la dalle dans la région dangereuse, (figure II.15) dans le but de limiter les fissures diagonales dues à l'effort tranchant provoqué par la charge concentrée exercée par le poteau sur la dalle. Elles traversent la zone d'appui et se superposent à l'armature de flexion déjà présente. Ce qui permet une augmentation de la rigidité de la zone d'appui et, par conséquent, une diminution des déformations de la région qui l'entoure. Selon la théorie de la fissure critique [70], cet effet engendre une augmentation indirecte de la résistance au

poinçonnement. Celle-ci dépend du rapport entre la quantité d'armatures de flexion et la quantité d'armatures de poinçonnement disposées.

II.3.4. Collage de tôles en acier

Cette méthode de renforcement consiste à coller des tôles en acier d'épaisseur allant de 0,5 à 1 mm sur les faces tendues de structures en béton armé. 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 colle utilisée est généralement, une résine époxyde.

Les problèmes qui se posent lors de l'utilisation de tôles extérieures sont : [74]

- Sensibilité de l'acier à l'oxydation, il demande donc une protection et un entretien quotidien.
- La difficulté de mise en flexion locale de la tôle au voisinage des fissures qu'elle recouvre,
- 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 (masses manipulées trop importantes), ce qui limite d'autant les possibilités de réparation.

L'emploi de ce mode de réparation est particulièrement limité à cause de sa mise en œuvre difficile et onéreuse. 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.

II.3.5. Collage de matériaux composites

On a parlé de cette méthode dans le chapitre I.

II.4. Revue bibliographique sur le renforcement des dalles poinçonnées

[Teng J.G. et al. 2001] [76] ont réalisé une étude expérimentale sur dalle en BA en porte-à-faux renforcée par des bandes en fibres de verre. Les bandes composites sont ancrées dans le béton. Elles sont introduites dans des encoches remplies de mortier et d'époxy dans le mur d'ancrage (figure II.16). 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.1).

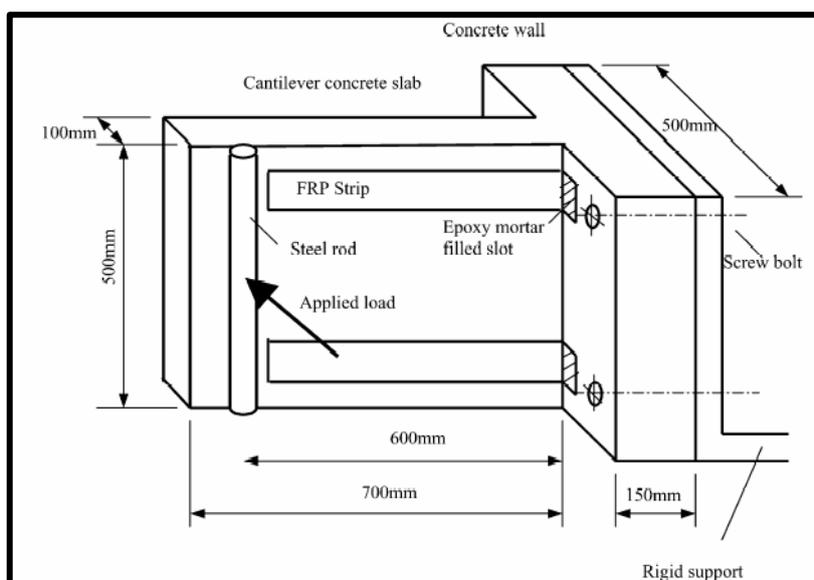


Figure II. 46. Description de l'essai de la dalle en porte à faux [76]

Tableau II. 3. Propriétés des dalles testées par Teng et al

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	5XHAS	0
A2	500	102.2	8	42.4	306	5XHAS	40X1.7X1
A3	501	101.0	15	41.2	360	5XHAS	80X1.8X1
A4	500	101.9	18	38.4	314	5XHAS	80X3X2
B1	500	101.9	11	36.6	455	5XHA6	0
B2	502	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	16	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.17 et II.18) 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 est plus ductile que celui des dalles renforcées.

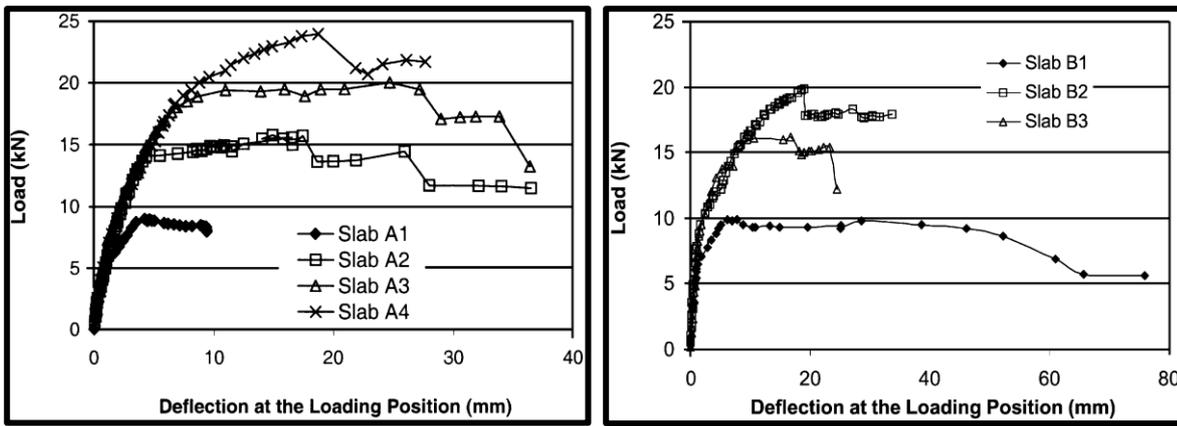


Figure II. 47. Charge-flèche du groupe A et B [76]

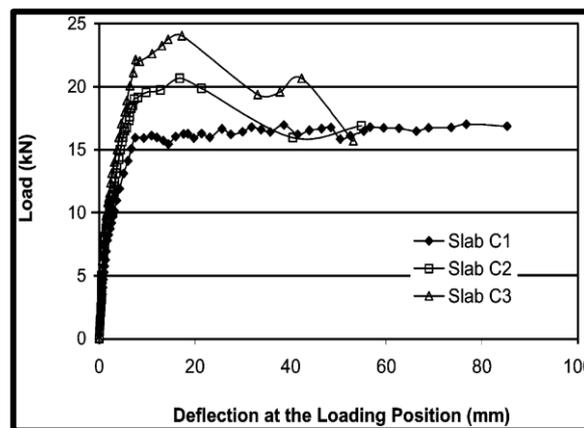


Figure II. 48. Charge-flèche du groupe C [76]

[Mosallam A.S. et al. 2003] [77] ont mené une étude expérimentale sur des dalles renforcées à échelle 1 ($2670 \times 2670 \times 76$ 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 ($90^\circ/0^\circ/90^\circ/0^\circ$) (figure II.19). 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.20). La rupture commence par apparition des fissures 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 dalles renforcées était 200% de celle des dalles non renforcées (figure II.21). Les résultats expérimentaux ont été confrontés aux résultats des calculs par éléments finis, et la corrélation fut assez bonne (figure II.22).

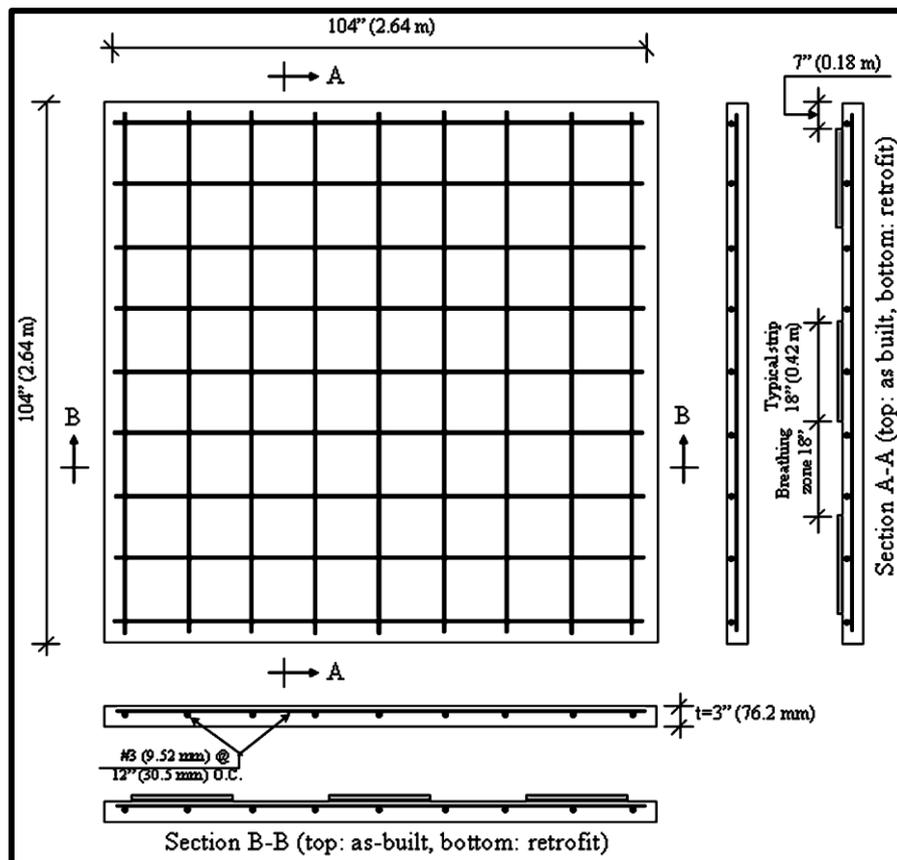


Figure II. 49. Dalle en BA renforcées par des bandes en fibres de carbone [77]

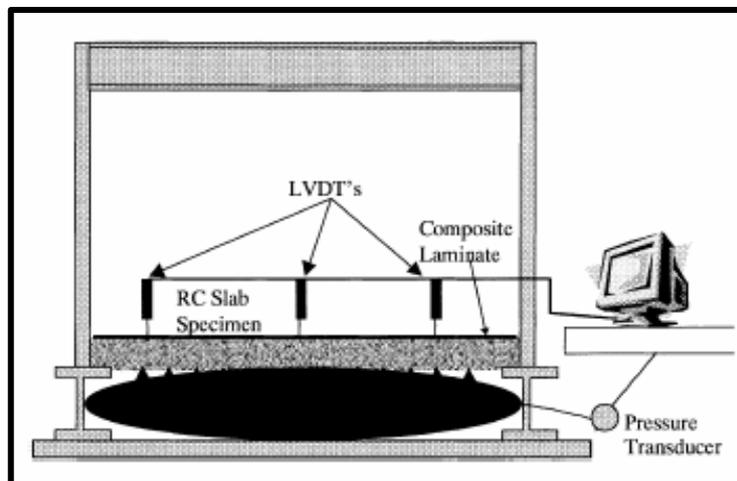


Figure II. 50. Dispositif expérimental: chargement uniforme

[Mosallam A.S. et al. 2003]

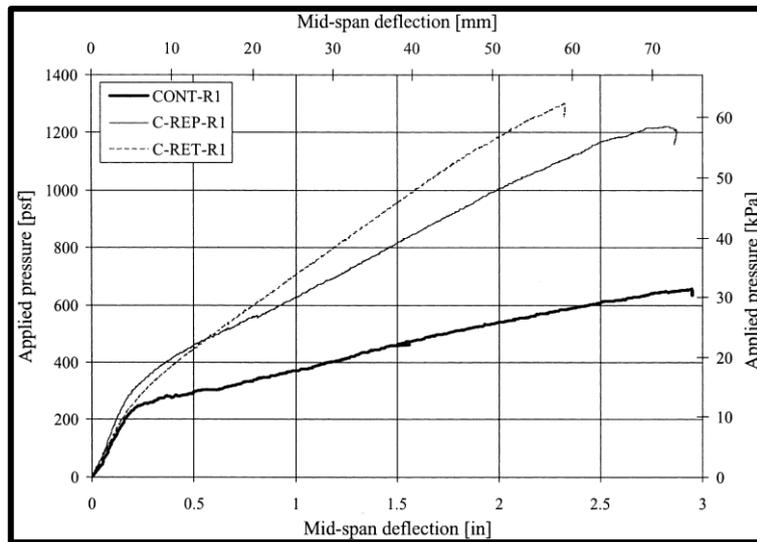


Figure II. 51. Résultat expérimentale. Courbe charge-flèche

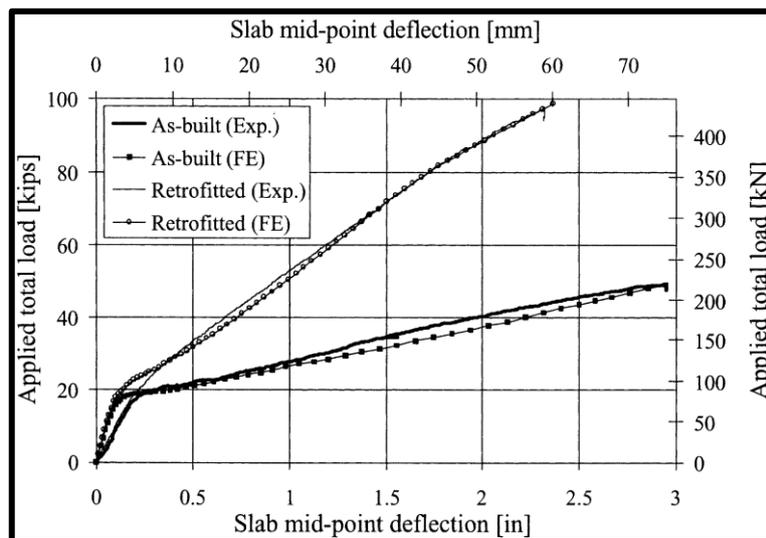


Figure II. 52. Les résultats expérimentaux et ceux des calculs par EF

[El Houssain 2004, El Houssain 2006] [78.79] ont réalisé une étude expérimentale sur dalle en BA renforcée (600×600×50). Un treillis soudé est utilisé pour le renforcement interne de la dalle. Les renforts sont des bandes en composite carbone/époxy (figure II.23). L'auteur a traité 18 dalles décomposées en trois formes, pour étudier l'influence de différents paramètres tel que le type de béton (béton ordinaire (BO), béton à haute performance (BHP)), le degré de renforcement en acier et en composite. Le tableau II.2 montre les caractéristiques des dalles de la première forme. Les résultats des deux essais sont illustrés sur les figures II.24 et II.25. Les résultats expérimentaux montrent que le renforcement par plaques composites peut augmenter jusqu'à 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, en augmentant le degré de renforcement ; le mode

de rupture passe de la flexion au poinçonnement précédé, dans certains cas, par le décollement de la plaque du renfort.

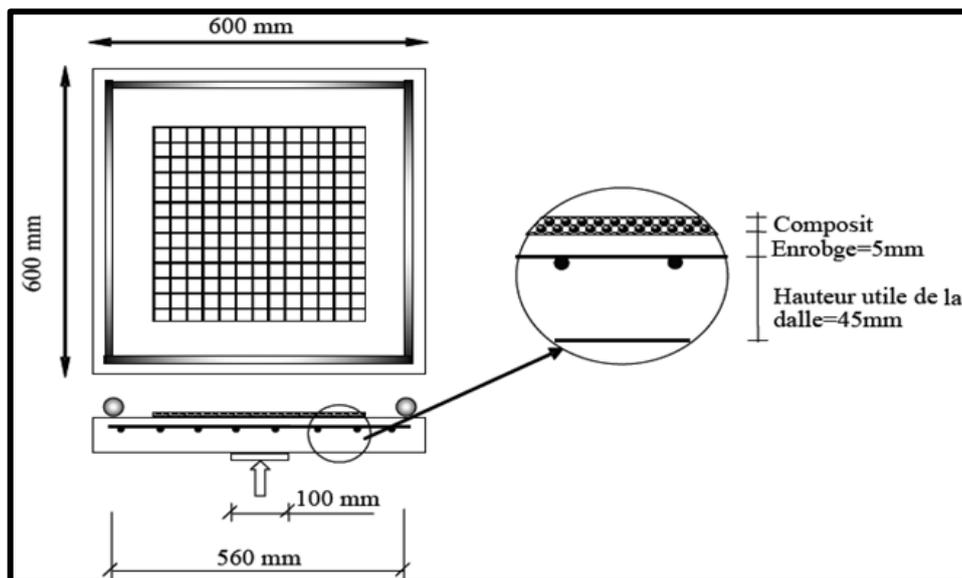


Figure II. 53. Dimensions de la dalle et schéma de renforcement [78]

Tableau II. 4. Caractéristiques des dalles testées

Dalle	Béton(MPa)	Armature(%)	Composite	
			Surface(%)	Épaisseur (mm)
D11	25	0.12	–	–
D12	25	0.33	–	–
D13	25	0.12	65	1
D14	25	0.12	65	1.6
D15	25	0.12	65	2.0
D16	25	0.12	38	0.8
D17	25	0.33	38	1.2
D18	25	0.33	38	1

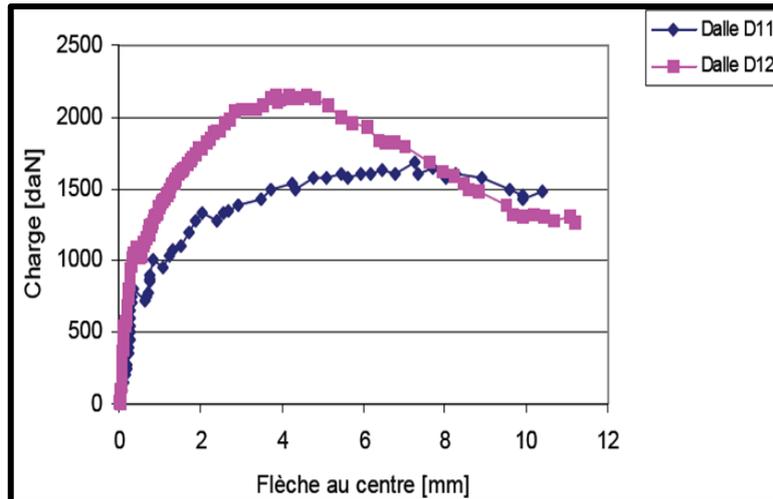


Figure II. 54. Courbes charge-flèche pour les dalles non renforcées

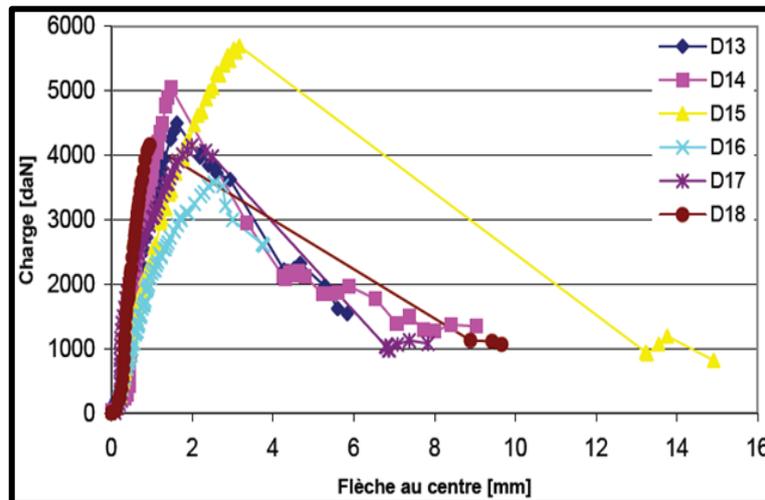


Figure II. 55. Courbes charge-flèche pour les dalles renforcées

[M. Laurent 2007] [80.81] ont mené une étude expérimentale sur des dalles carrées (1300×1300×100mm) et rectangulaire (2000x1300x100mm) avec trois types d'armature. Les dalles sont renforcées par des bandes en composite carbone/époxy dans la face tendue de la dalle. (figure II.26)

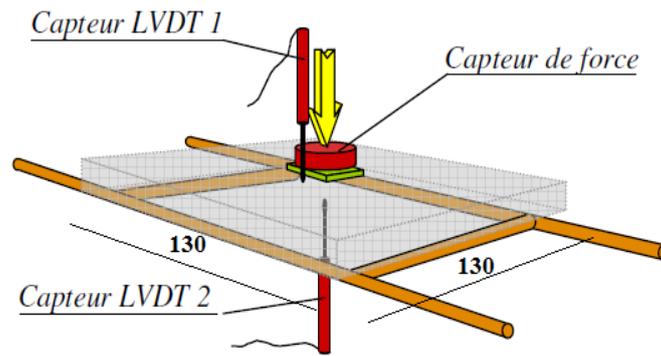


Figure II. 56. Positionnement des capteurs de déplacement et d'effort

Deux modes de rupture sont remarqués dans toutes les dalles (figure II.27). Les résultats des dalles d'essais sont illustrés sur les figures II.28 et II.29. Les résultats expérimentaux montrent que le renforcement par plaques composites peut augmenter jusqu'à 150% la charge à la rupture. Avec une diminution dans la valeur de déplacement jusqu'à 25% correspondant (10mm).



Rupture par flexion



Rupture par poinçonnement

Figure II. 57. Fissuration due aux différents modes de rupture des dalles BA renforcées

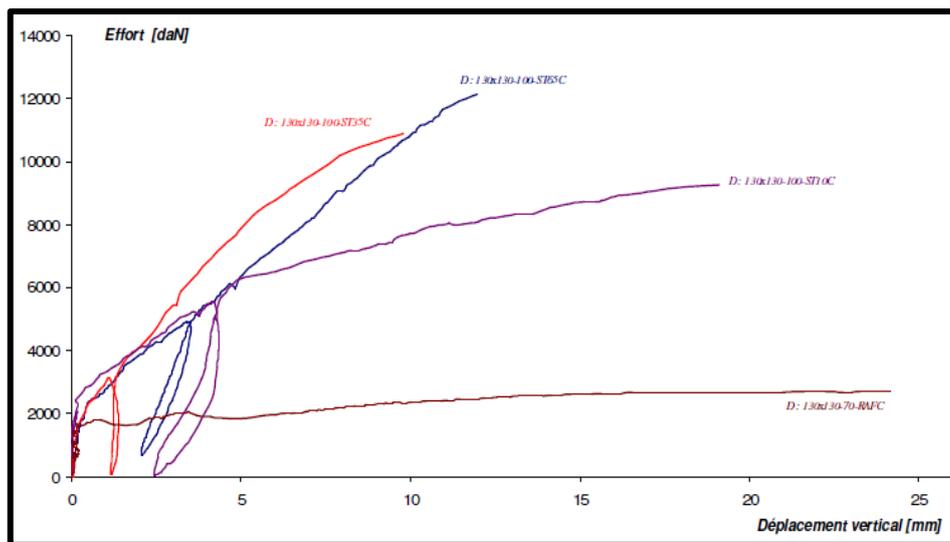


Figure II. 58. Courbe charge-flèche des dalles en BA non renforcées

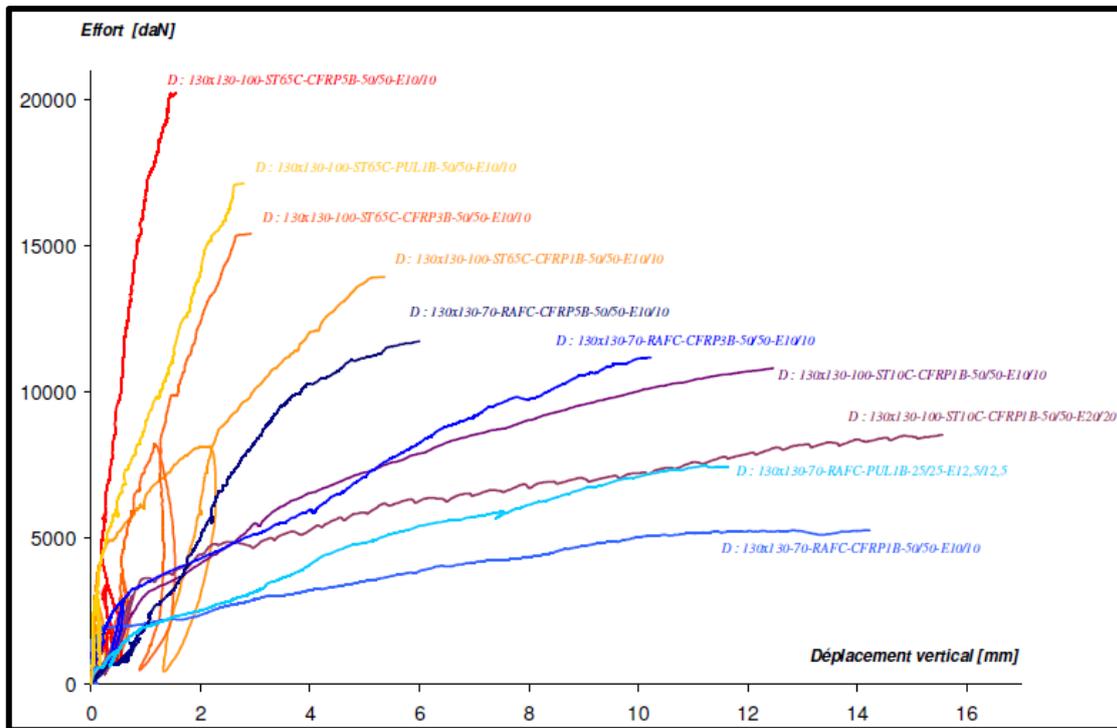
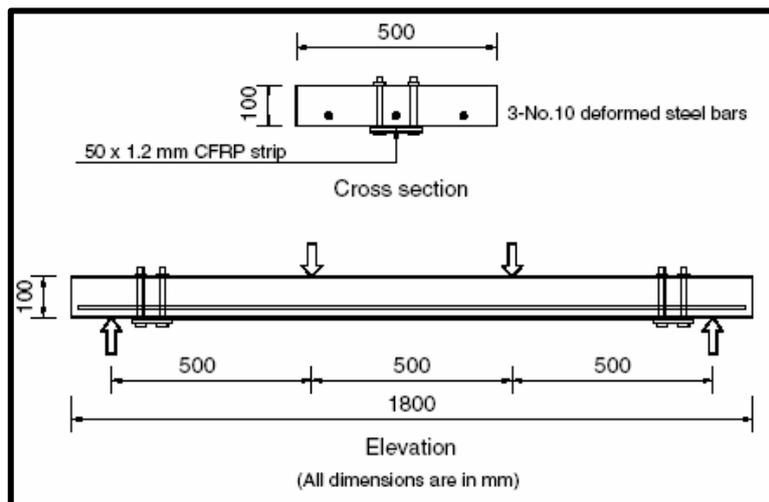
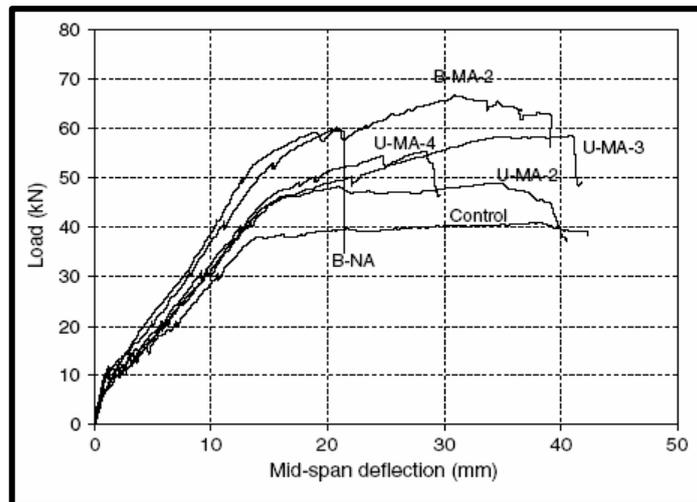


Figure II. 59. Courbe charge-flèche des dalles en BA renforcées [80]

[T. El Maaddawy et al 2008] [82] a mis en place un système d'ancrage permettant le blocage des bandes composites de type « Carbon Fiber Reinforced Plastic » (CFRP) (pour retarder le décollement des bandes composites en extrémité). Ces ancrages sont constitués de plaques métalliques (100 x 130 x 10 mm) placées sous le renfort CFRP. Ces plaques sont fixées par l'intermédiaire de tiges filetées qui traversent l'épaisseur de la dalle (Figure II.30). Le blocage des bandes par ces ancrages permet une augmentation de la phase plastique du comportement. En effet, l'effort n'est pas augmenté très fortement (environ 25 %), mais la flèche à rupture a été multipliée par 2.





Avec B-NA : dalle renforcée modèle et B-MA-2 : dalle renforcée avec ancrage

Figure II. 60. Effets sur le comportement de la dalle de l'ancrage des bandes composites [82]

La rupture apparue par délaminé des bandes composites collées sur le support béton. Lorsque les dalles testées sont de type « dalles-poutres », les comportements biaxiaux et les critères de rupture présents dans les dalles béton armé traditionnelles, présentés dans les paragraphes précédents, ne peuvent pas se développer. Les essais sur dalles carrées renforcées permettent de les prendre en considération.

D'autres travaux ont été réalisés sur le renforcement des dalles par matériaux composite [O. Liman, et al. 2003], [Shaah A et al. 2008], [Saravanan, M. et al. 2012] , [Meisami,M.H. 2013], [Hafidi , M. et al. 2013] , [Anil Ö. et al. 2013] , [Hassan. M. et al. 2014] et [B. Abdul-Salam et al. 2016] [83-90]. Cependant, ces dalles se comportent essentiellement comme des poutres et se dimensionnent selon les mêmes principes.

CONCLUSION

Les structures de type dalles sont très sensibles au poinçonnement. Le renforcement par des composites peut être une solution intéressante et rentable, pour améliorer la capacité portante de la dalle. Dans notre travail, nous envisageons le renforcement et la réparation à l'aide de composite (Carbon Fiber Reinforced Polymer CFRP) de différentes dimensions avec différente épaisseur et orientations des fibres.

Chapitre III

Fabrication des spécimens

Introduction

Toutes les dalles ont été réalisées au sein de notre laboratoire (LGCH), pour minimiser la dispersion des résultats ; l'ensemble des spécimens ont suivi le même protocole de fabrication, à savoir le malaxage, le coulage, la vibration et le stockage. L'objectif de cette 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.

III.1. Caractéristique des matériaux utilisés

III.1.1. Le béton

Le ciment utilisé est un ciment CPJ-CEMII/A42.5 produit à la cimenterie de *Hadjar El Soud* (Wilaya de Skikda, Algérie).

Le gravier utilisé est un gravier 5/15 provenant de la carrière de *Bousselba-El-Fedjoudj* (Wilaya de Guelma, Algérie).

Le sable utilisé est un sable roulé (0/5) de *OUM-ALI* (Wilaya de Tébessa, Algérie).

Les caractéristiques des granulats sont présentées au tableau III.1.

Tableau III. 6. Caractéristiques des granulats

Caractéristiques	Gravier	sable
Masse volumique absolue (g/cm ³)	2.47	2.56
Masse volumique apparente (g/cm ³)	1.41	1.53
Teneur en eau (%)	2.5	16
Module de finesse	-	2.28
Equivalent de sable	-	82

La méthode utilisée pour formuler le béton est la méthode «**Dreux-Gorisse**». Cette méthode permet, à partir des caractéristiques propres des constituants (ciment, granulats,...) de définir très rapidement une composition qui serait en mesure de produire un béton répondant aux exigences d'une résistance désirée et une maniabilité fixée. [91]

Nous avons coulé cinq éprouvettes 16x32 pour définir la moyenne de la résistance du béton en compression. D'après les essais de compression sur les éprouvettes cylindriques (16x32 cm²) après 28 jours, effectués par une machine de compression 3000 KN (Presse Controls Model 50-00802(B), on trouve une résistance de 25,5MPa. (figure III.1)

Tableau III. 7. Composition du béton

Ciment (Kg)	Sable (Kg)	Gravier (Kg)	Eau (Kg)
-------------	------------	--------------	----------



Figure III. 15. Test des éprouvettes (cylindrique et cubique)

III.1.2. Armature

Le ferrailage du spécimen est composé d'une seule nappe de barres d'acier rond lisse espacées de (81.2 ,133) mm avec une distance moyenne entre le coffrage et les armatures de 25 mm. Le diamètre des barres est de 6mm pour toutes les dalles.

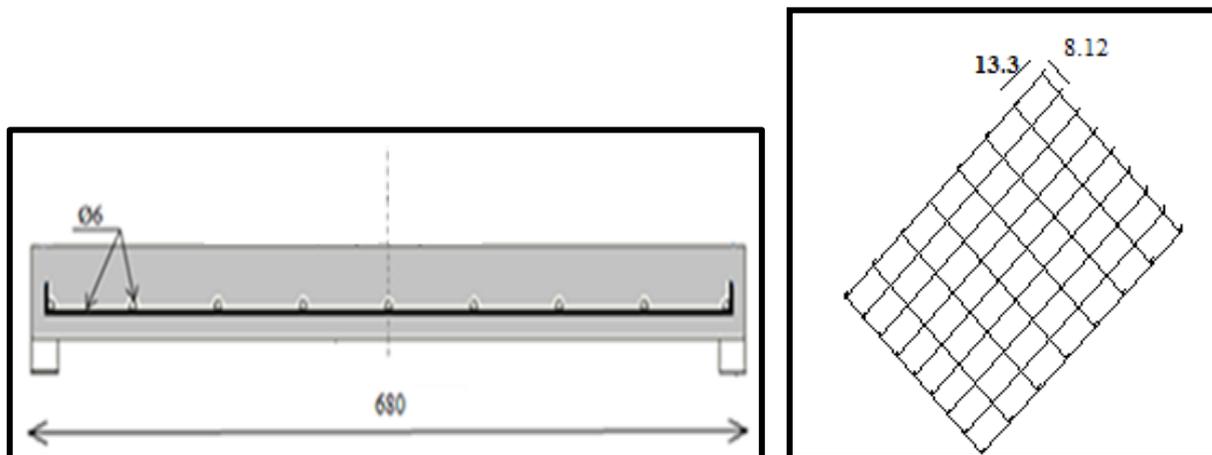


Figure III. 16. Ferrailage des dalles

III.1.3. Composite (La fibre de carbone et la colle époxy)

Les matériaux composites à savoir le tissu de fibre de carbone CFRP et la colle époxy ont été fournis par Sika-France. Le tissu de fibre de carbone est du type SikaWrap-230C. C'est un tissu à base de fibres de carbone unidirectionnel ; il est constitué de 99% de fil de chaîne et 1% de fil de trame.

La résine d'imprégnation utilisée est la Sikadur-330. C'est une résine époxy sans solvant à deux composants, A (résine) et B (durcisseur). Les proportions en poids du mélange fournies par le fabricant sont respectivement de 4 à 1 pour la résine et le durcisseur. La réaction de polymérisation survient environ 1 heure après mélange des deux produits, le durcissement a lieu environ après 48 heures.

Les caractéristiques mécaniques d'usine sont données dans le Tableau III.3 [92.93]. La résine époxy SIKADUR 330 est composée de deux pâtes A et B, à mélanger avec des proportions en poids de 1 à 4 (Figure III.3) suivant les prescriptions du fabricant. Les propriétés mécaniques fournies par le fabricant sont données au Tableau III.3.

Tableau III. 8. Propriétés du TFC et de la colle de SikaDur-330 (ANNEX A)

Caractéristiques	SikaWrap 230C	Sikadur 330
Résistance à la traction	4000 MPa	30 MPa
Allongement à la rupture	1.7%	0.9%
Module d'élasticité en traction	230 GPa	4.5 GPa
Épaisseur	0.129 mm	----
Masse par unité de surface	235 g/m ² ± 10 g/m ²	----
Densité	1,82 g/cm ³	1,30 kg/l



Figure III. 17. a) Tissus de CFRP, b) Produits A et B de la colle SikDur-330



Figure III. 18. Préparation de la résine

III.2. Description des dalles

III.2.1. Coulage des dalles

Pour notre travail expérimental, nous avons fabriqué trente dalles rectangulaires en bétons armé pour la partie (1) préliminaires, et dix-neuf dalles pour la partie (2) définitive. Toutes les dalles sont de dimension $965 \times 680 \text{ mm}^2$, et de 60 mm d'épaisseur. Le choix de ces dimensions est lié d'une part aux dimensions du bâti rigide de la machine (longueur et largeur des dalles), et d'autre part par la condition de non fragilité (épaisseur des dalles). Les dalles s'appuient sur un cadre rectangulaire très rigide en acier (appui simple), de dimensions intérieures $915 \times 630 \text{ mm}^2$. Deux coffrages bois ont été réalisés et utilisés pour l'ensemble des corps d'épreuve (Figure III.5). Le fond et les côtés de coffrage sont huilés pour faciliter le démoulage.

Pour chaque dalle on a coulé trois éprouvettes cubiques $(10 \times 10 \times 10) \text{ cm}^3$ pour définir la résistance à la compression du béton au jour de l'essai.



Figure III. 19. Coulage des dalles

III.2.2. Renforcement des dalles

La colle époxy est mélangée suivant le mode d'emploi de SIKA tout en respectant les proportions en poids de 4 à 1 entre les produits A et B. La colle est appliquée uniformément sur la face de la dalle à renforcer, un bout du tissu de carbone préalablement coupé est posé délicatement sur la colle pour amorcer la pose, un rouleau de marouflage a servi pour presser le tissu sur l'éprouvette, et éliminer les bulles d'air afin de réaliser une adhérence parfaite et limiter l'épaisseur de la colle. Cette procédure de pose est renouvelée pour les éprouvettes renforcées avec plusieurs couches. La maturité du durcissement de la colle est constatée en général après 48 heures. Pour la première partie le composite est coupé en deux surfaces $(20 \times 20) \text{ cm}^2$ et $(40 \times 40) \text{ cm}^2$, mais pour la deuxième partie, une seule surface de composite $(40 \times 40) \text{ cm}^2$.



Figure III. 20. Renforcement des dalles

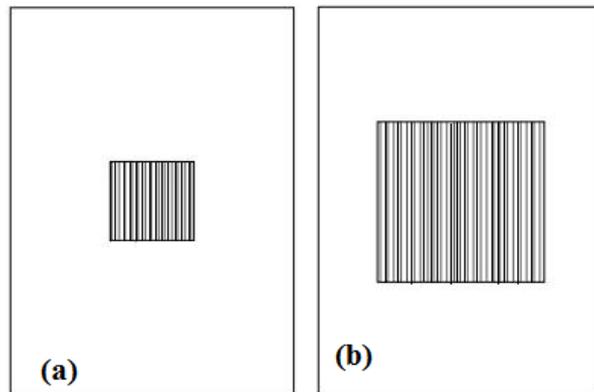


Figure III. 21. Orientation des composites (partie 1)

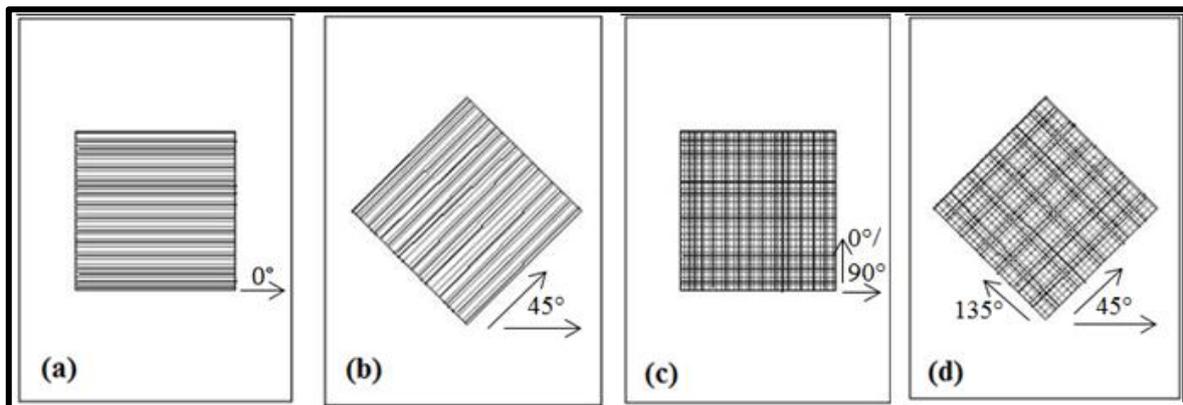


Figure III. 22. Orientation des composites (partie 2)

a) Orientation 0° - b) Orientation 45° - c) Orientation $0^\circ/90^\circ$ - d) Orientation $45^\circ/135^\circ$

III.2.3. Dispositif expérimental

Les essais de poinçonnement des dalles de la partie (1) sont réalisés par la machine d'essai transversal Figure III.9 et III.10 (de marque Controls model 50- C3032), et pour la partie (2) sont réalisés par la machine (Controls model 50-C8422/MP). Le chargement est appliqué à l'aide d'un vérin hydraulique au centre de la dalle. Le dispositif de chargement (poinçonnement) est constitué d'un tube cylindrique en acier infiniment rigide de 60 mm de diamètre.



Figure III. 23. Machine d'essai



Figure III. 24. Machine d'essai

III.2.4. Conditions de chargement et Instrumentations (Description de l'essai)

Les dalles sont placées sur le bâti métallique, présenté au paragraphe (III.2.1), appuyées sur leurs quatre côtés. Le chargement est appliqué à l'aide d'un vérin au centre de la dalle. Le dispositif de chargement est constitué d'un tube d'appui rond de 60mm de diamètre. (Figure III.11).

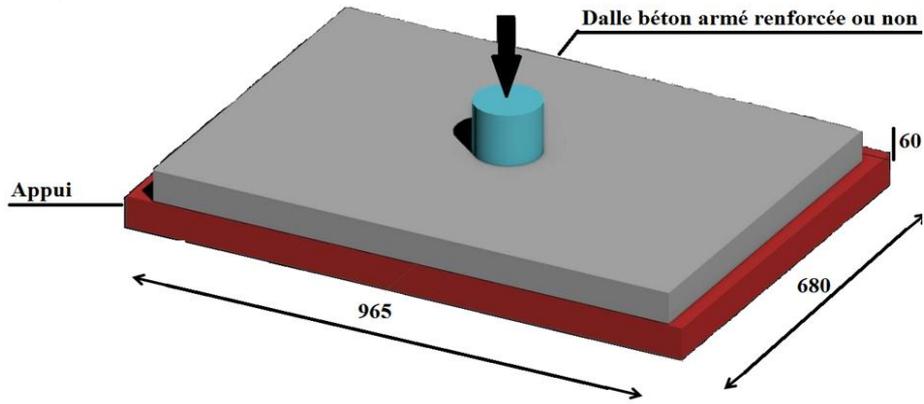
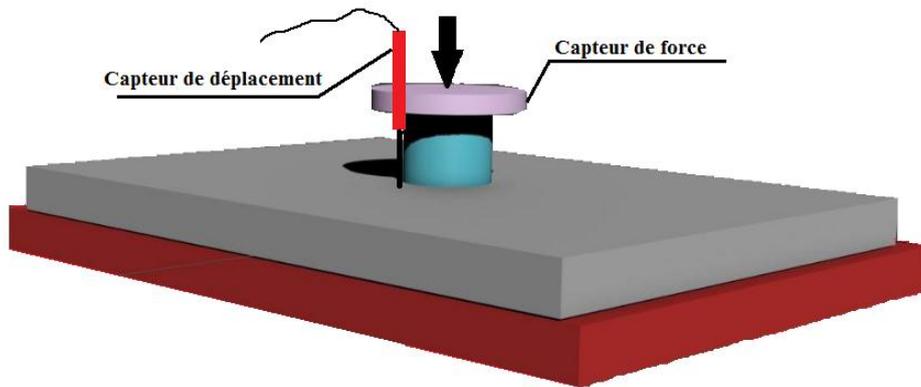


Figure III. 25. Description des dalles

Lors du chargement de deuxième partie des dalles, l'effort, le déplacement vertical à côté du centre de la dalle ainsi que les déformations de béton et des composites sont mesurés. Le capteur de déplacement de course ± 100 mm est placé à la dalle, au niveau de l'extrados de la dalle. (Figure III.12).



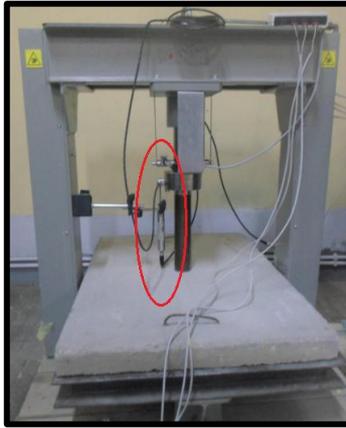


Figure III. 26. Schématisation des appuis et positionnement de capteur de déplacement

Dans notre étude, nous suivons l'évolution des déformations locales dans des endroits choisis sur la trajectoire possible de la fissure. Nous utilisons la technique expérimentale d'analyse des contraintes par des jauges de déformation électriques. (figure III.13)

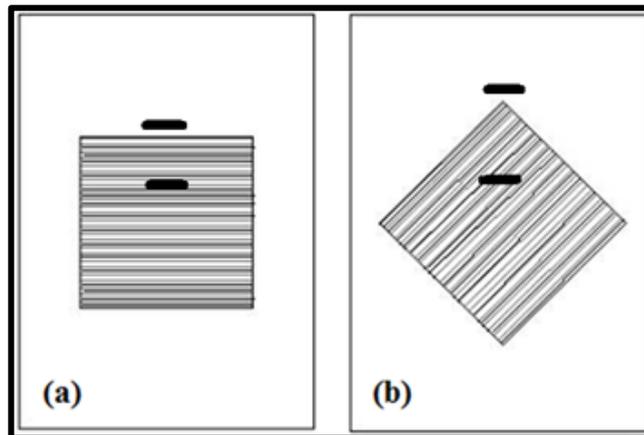


Figure III. 27. Positionnement des jauges

Les déformations de béton et de composite des dalles sont mesurées à l'aide de jauges d'extensométrie électrique, de résistance 120Ω de longueur de grille 60 mm avec pont d'extensométrie (Controls 82_P0398). (figure III.14)



Figure III. 28. Les jauges

Les tableaux III.4 et III.5 recensent les différentes dalles testées pour les deux parties (dalle témoin, dalles renforcées et dalles pré charge)

Tableau III. 9. Caractéristiques des dalles en béton armé (partie 1)

Dalle	Pré- chargement (%)	Composite	
		Surface (cm ²)	Nombre de couches
D01	-	-	-
D02	-	-	-
D03	-	-	-
D04	-	-	-
D05	30	20x20	01
D06		20x20	01
D07	60	20x20	01
D08		20x20	01
D09		20x20	01
D10	80	20x20	01
D11		20x20	01
D12	-	20x20	01
D13	-	20x20	01
D14	-	20x20	01
D15		20x20	02
D16	60	20x20	02
D17		20x20	02
D18		20x20	02
D19	80	20x20	02
D20		20x20	02
D21	-	20x20	02
D22	-	20x20	02
D23	-	20x20	02
D24		40x40	01
D25	60	40x40	01
D26		40x40	01
D27		40x40	01
D28	80	40x40	01
D29		40x40	01
D30	-	40x40	01

Tableau III. 10. Caractéristiques des dalles en béton armé (partie 2)

Dalle	Pré- chargement (%)	Composite	
		Orientation de fibre	Nombre des couches
D01	-	-	-
D02	-	0°	3
D03	-	0°	2
D04	-	45°	2
D05	-	45°	3
D06	-	0°	2
D07	-	0°	3
D08	60	45°	2
D09	-	45°	3
D10	-	0°	2
D11	80	0°	3
D12	-	45°	2
D13	-	45°	3
D14	-	0°/90°	2
D15	-	45°/135°	2
D16	60	0°/90°	2
D17	-	45°/135°	2
D18	80	0°/90°	2
D19	-	45°/135°	2

CONCLUSION

L'objectif de la première partie de l'étude expérimentale est de comparer le comportement des dalles renforcées et non renforcées, et évaluer l'effet de l'épaisseur et la surface du renforcement sur la charge ultime et le mode de rupture des dalles. Le nombre total de dalles en béton armé pour cette partie est de trente dalles.

Dix-neuf dalles ont été réalisées pour la partie deuxième, dont dix-huit sont renforcées. Cette partie est étude de l'effet de l'orientation de fibre de composite avec différents épaisseur de composite sur la charge de ruine et le mode de rupture.

Chapitre IV

Résultats expérimentaux

IV. Résultats expérimentaux

Dans ce chapitre nous présentons l'ensemble des résultats expérimentaux obtenus sur le renforcement et la réparation des dalles en béton armé soumises au poinçonnement par matériaux composite TFC.

IV.1. Partie 1- (Essais préliminaires)

Cette série d'essais a pour but d'étudier l'influence de la surface du composite et du nombre de couches du composite sur le comportement des dalles en béton armé. Pour cette raison nous avons choisi deux surfaces la première est de (20x20) cm², et la deuxième est de (40x40) cm², avec une seule couche ou deux couches.

IV.1.1. Essais sur dalles non renforcées

Nous avons réalisé des essais de poinçonnement sur des dalles saines (dalles témoins). Les résultats obtenus par ces essais sont illustrés sur les figures IV.1 et IV.2. La charge moyenne de rupture est de 32 KN (tableau IV.1). [111,112]

Tableau IV.1. Résultats des essais à la rupture des dalles saines

Dalles	Dimensions (cm ³)	Charge de rupture (KN)	Moyenne (KN)
D1	96,5x68x6	32.84	
D2	96,5x68x6	29.32	
D3	96,5x68x6	32.61	31.94
D4	96,5x68x6	33.00	

D'après ces essais, on peut remarquer que le comportement de la dalle se caractérise par trois phases:

- La première correspond au comportement élastique du béton non fissuré, se caractérisant par une augmentation rapide de la charge.
- Durant la deuxième phase, des fissures diagonales apparaissent sur la face tendue de la dalle. Cette dernière continue à supporter le chargement. Des fissures apparaissent à partir du centre de la dalle (point de poinçonnement) et se propagent vers les extrémités (les quatre coins) de la dalle.
- La troisième partie correspond à la phase de rupture. Pour cette dernière, on remarque une très légère augmentation de la charge, conduisant à un état d'équilibre instable provoquant l'effondrement de la dalle.

Ainsi, nous remarquons l'apparition d'une zone (de surface six fois la surface du poinçon) du béton, pratiquement entièrement dégradée, qui se détache du reste de la dalle.

Enfin, on observe l'apparition de quatre zones non fissurées où fissurées microscopiquement, entres les fissures macroscopiques diagonales, restant pratiquement simplement dégradées figure IV.2.

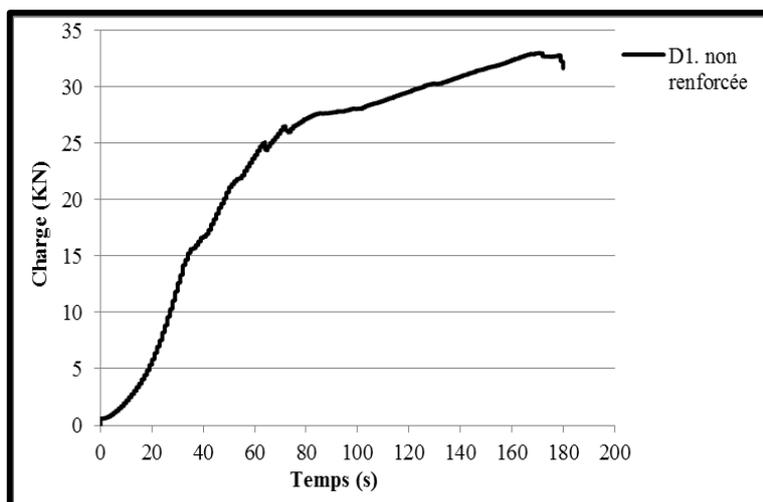


Figure IV. 50. Courbe charge-temps pour dalle saine

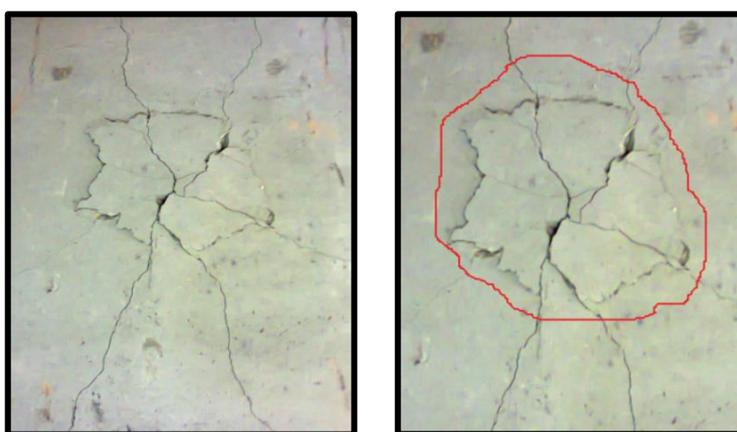


Figure IV. 51. Rupture finale des dalles saines

Ces essais concernent des dalles renforcées ; on peut grouper ces dalles en trois groupes selon la surface du composite, du nombre des couches et du pourcentage de dégradation de la dalle.

IV.1.2. Effet du nombre de couches du composite sur la charge de rupture

IV.1.2.1. Cas des dalles renforcées par composite (une seule couche et deux couches)

Dans cette partie nous avons renforcé les dalles témoins par une seule couche et deux couches de composite ; la surface du composite de ces dalles est $(20 \times 20) \text{ cm}^2$. La figure IV.3 montre l'augmentation de la charge des dalles renforcées par rapport à la dalle saine. Nous remarquons que l'ajout d'une couche de composite augmente la capacité ultime de la dalle de 13,5% en moyenne, et l'ajout de deux couches augmente cette capacité de 17,5% en moyenne. Comme cela a été rapporté par de nombreux auteurs, y compris [94,95].

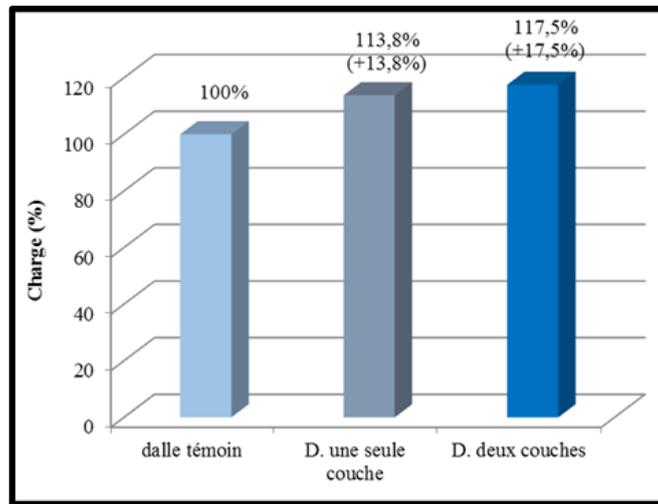


Figure IV. 52. Augmentation de la charge ultime des dalles renforcées (une couche et deux couches) (une

La figure IV.4 rassemble les courbes charge-temps correspondant à différentes dalles (une dalle renforcée par une seule couche et une autre renforcée par deux couches avec la dalle non renforcée).

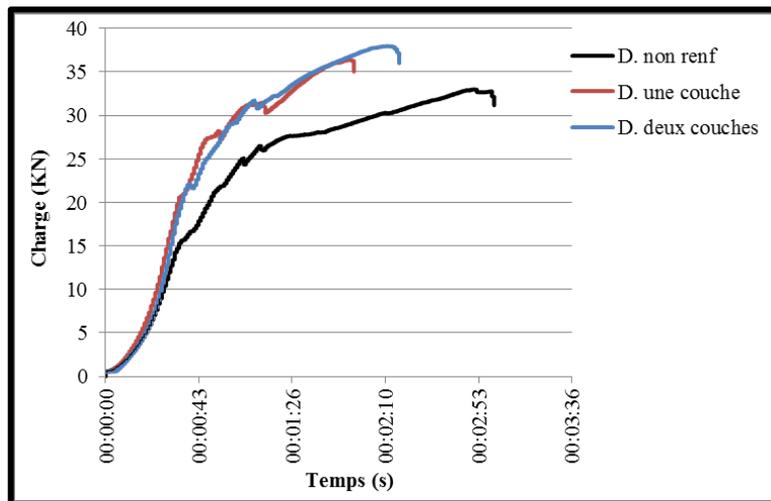


Figure IV. 53. Courbes charge-temps pour les dalles renforcées (20x20) cm² (1couche + 2 couches) (1couche

En augmentant la charge de poinçonnement, nous remarquons que le composite commence à se décoller du béton suivant une ligne parallèle à la longueur de la dalle [96], et cela à partir du centre du composite suivant la plus grande dimension de la dalle (Longueur de la dalle), que ce soit pour les dalles renforcées par une seule ou bien deux couches de composite. Puis, en continuant l'augmentation de la charge du poinçonnement, nous remarquons qu'une zone de surface six fois la surface du poinçon (englobant la zone de renforcement) se détache du reste du béton, Cela correspond aux observations de [95]. Ainsi nous remarquons un retardement d'apparition des fissures. Comme, nous remarquons que les dimensions des fissures, pour ces essais (dalles renforcées par une seule ou bien deux couches), sont petites en comparaison avec les essais sur les dalles saines. Il est à noter que les résultats obtenus sont similaires à ceux obtenus par d'autres auteurs [97] (Figures IV.5 et IV.6).

Ce résultat montre que l'ajout d'une couche de composite a une influence sur la charge de rupture, et la même chose pour l'ajout de deux couches de composite. Cependant, les gains en charge dus au CFRP sont très modestes pour les spécimens renforcés par une couche, comparativement aux spécimens témoins. Ce faible gain de la charge de ruine à cause de la faible surface du composite, car la surface (20x20) cm² est inférieure au périmètre critique (36x36 cm² au moyen). Pour plus d'information voir [98].

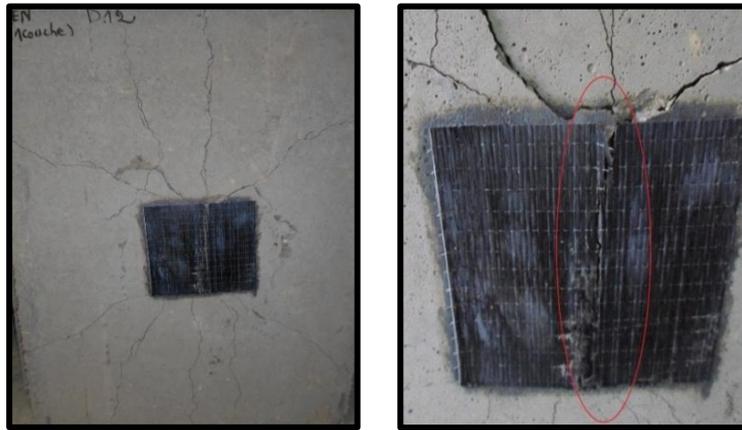


Figure IV. 54. Rupture finale des dalles renforcées par une seule couche

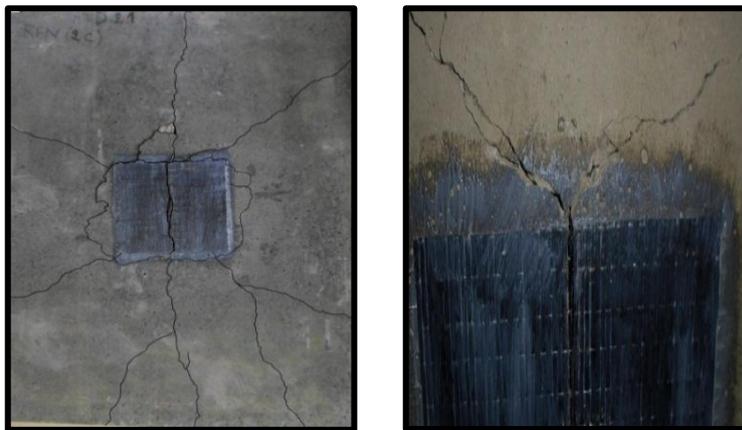


Figure IV. 55. Rupture finale des dalles renforcées par deux couches

IV.1.2.2. Pré-chargement à 60 % de la charge de ruine

Pour cette série d'essais, les dalles sont d'abord chargées jusqu'à 20 KN (correspondant à 60 % en moyenne) de la charge ultime des dalles témoins (figure IV.7), puis elles sont déchargées pour appliquer une réparation par composite. Nous avons réparé ces dalles une fois par une couche de composite de 20x20 cm², et une autre fois par deux couches de même surface. La figure IV.8 montre les fissures de la dalle après le pré-chargement.

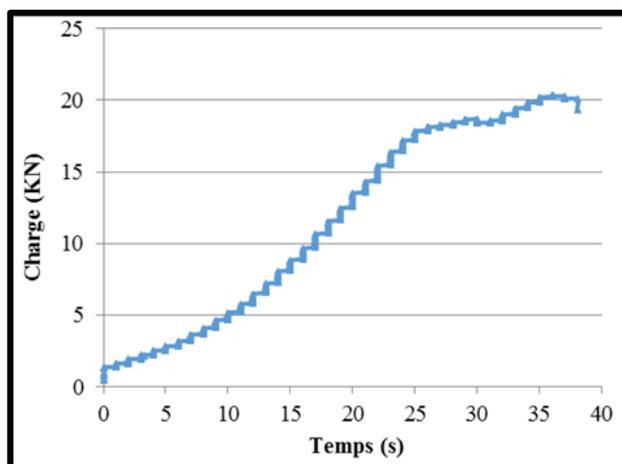


Figure IV. 56. Courbe charge-temps pour dalle pré-chargée à 60%



Figure IV. 57. Fissures apparues dans la dalle pré-chargées à 60%

Les essais sur les dalles réparées avec composite par une surface de (20×20) cm² montrent une augmentation de la charge ultime. Cette dernière est égale à 37.6 KN (cas des dalles réparées par deux couches) correspondant à 17.7% d'augmentation par rapport aux dalles témoins, et elle est égale à 35 KN (cas des dalles réparées par une seule couche). (Voir figure IV.9)

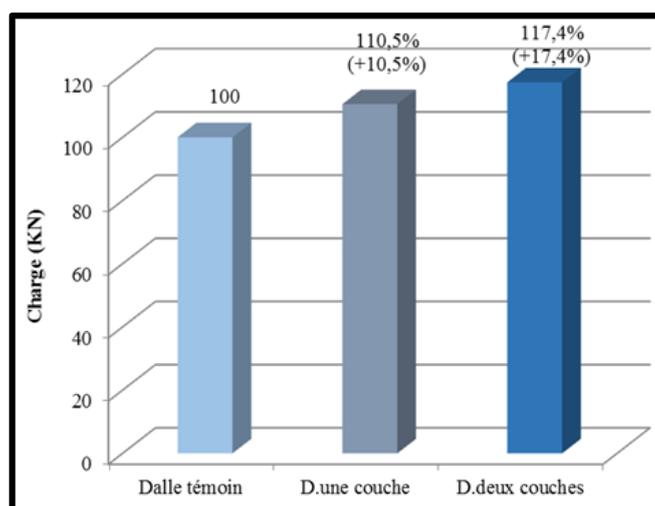


Figure IV. 58. Augmentation de la charge ultime (dalle pré-chargée)

Les remarques qu'on peut avancer:

- Apparition de fissures longitudinales sur les composites.
- Décollement du composite sur le côté parallèle à la largeur de la dalle.
- Diminution de la surface dégradée qui passe de six (cas des dalles saines) à cinq fois la surface du poinçon figure IV.10.
- Les fissures sont plus importantes pour les dalles renforcées par une seule couche, en comparaison avec les dalles renforcées par deux couches.
- Le composite commence à se décoller à partir du centre de la dalle, et la rupture finale se produit une fois que le renfort se décolle du béton (figure IV.11).

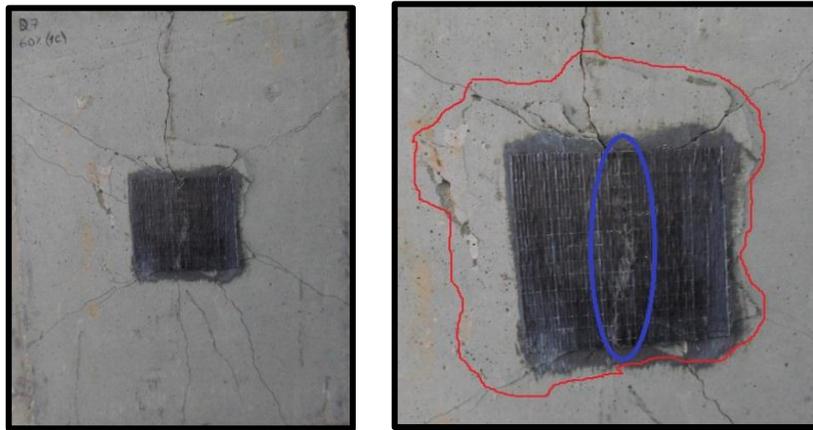


Figure IV. 59. La rupture finale de la dalle pré-chargée à 60% et réparée par une seule couche

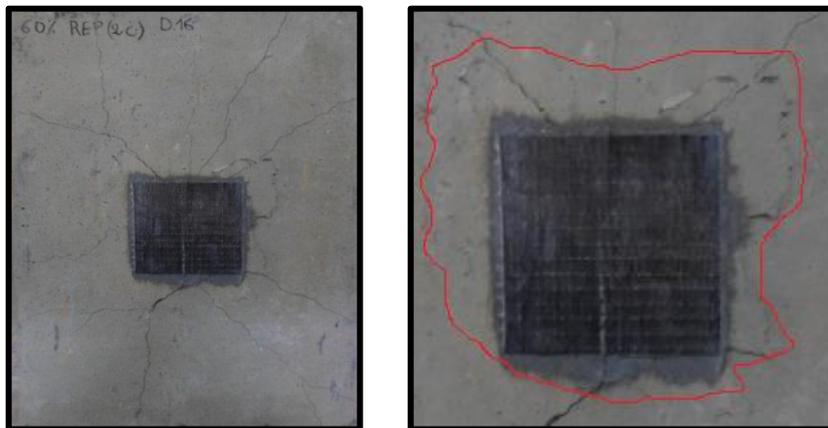


Figure IV. 60. La rupture de la dalle pré-chargée à 60% et réparée par deux couches

IV.1.2.3. Pré-chargement à 80 % de la charge de ruine

Les dalles de cette partie sont d'abord chargées jusqu'à 80 % (25 KN en moyenne) de la charge ultime des dalles non renforcées (figure IV.12), puis elles sont déchargées pour appliquer une réparation par composite. Comme pour les dalles pré-chargées à 60%, ces dalles sont aussi réparées par une seule couche et deux couches de composite.

Les fissures des dalles pré-chargées à 80% de la charge ultime des dalles témoins sont présentées par la figure IV.13.

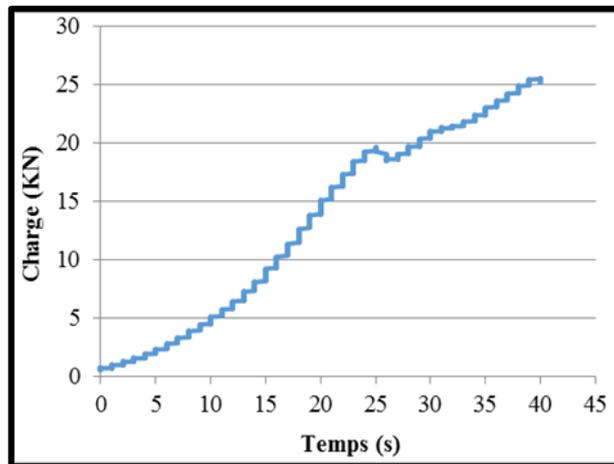


Figure IV. 61. Courbe charge-temps pour une dalle pré-chargée à 80%

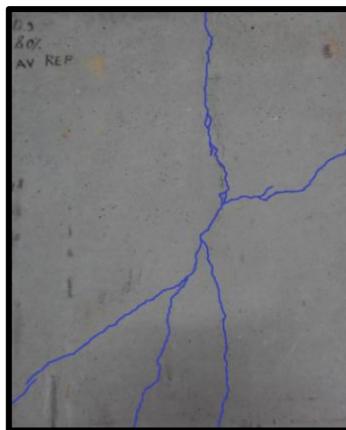


Figure IV. 62. Fissures apparues dans la dalle pré-chargées à 80%

Pour ces essais, une augmentation de la charge ultime est observée. La charge ultime est de 34,2 KN pour les dalles renforcées par une seule couche de composite. Ce gain de charge correspond à 6,9% par rapport à la dalle saine. Pour la dalle réparée par deux couches de composite, la charge de ruine augmente de 16% par rapport à la dalle non renforcé. Cette dernière a un gain presque de 10% par rapport à la dalle réparée par une seule couche. (Figure IV.14).

L'ajout d'une surface de (20x20) cm² supplémentaire en CFRP (couche) n'a pas de conséquence sur le gain obtenu.

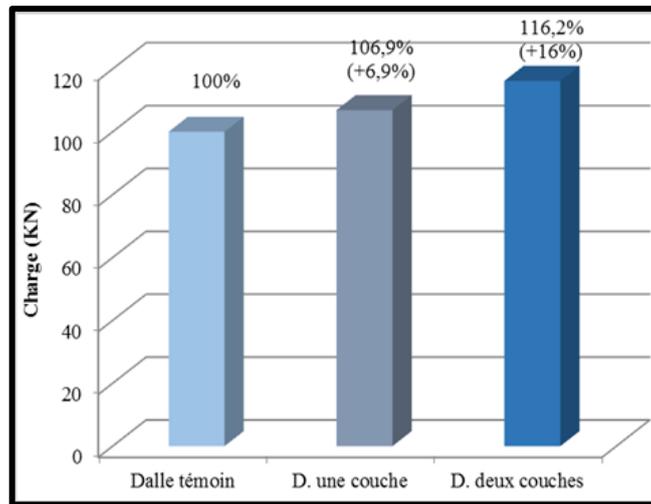


Figure IV. 63. Augmentation de la charge ultime (dalles pré-chargées à 80%)

- Nous observons des fissures longitudinales sur le composite, ainsi qu'un décollement du renfort sur le côté parallèle à la largeur des dalles. (Figure IV.15).
- Une diminution de la surface dégradée qui passe de six (cas des dalles saines) à cinq fois la surface du poinçon.
- Nous remarquons que les dimensions des fissures, pour ces essais (dalles renforcées), sont petites en comparaison avec les essais sur les dalles saines.
- Le composite commence à se décoller à partir du centre de la dalle.

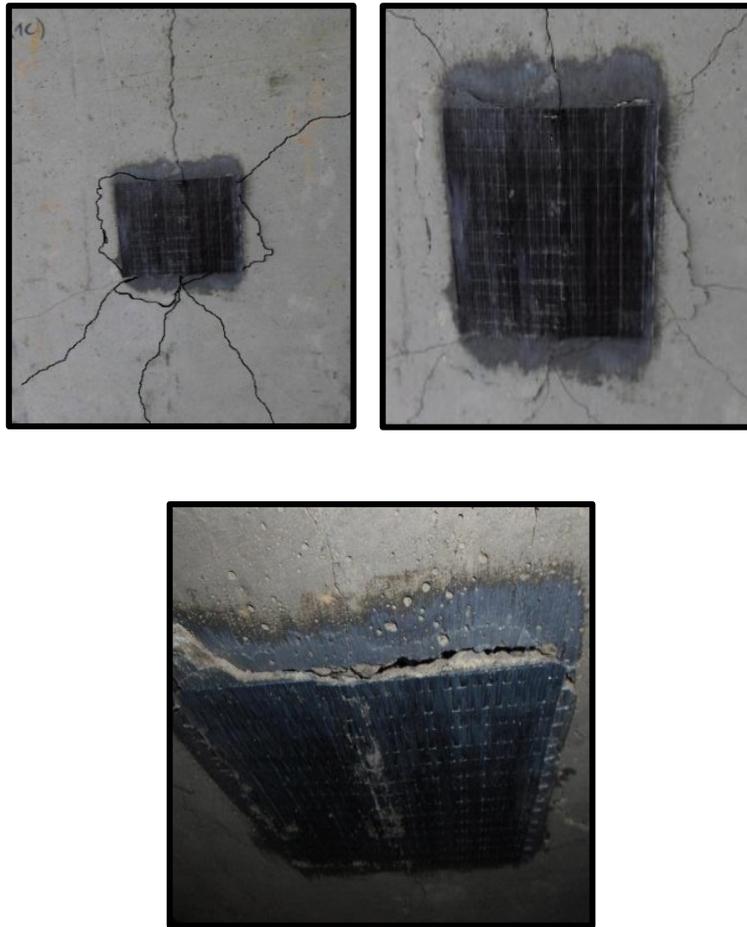


Figure IV. 64. Rupture finale des dalles pré-chargées à 80%

IV.1.3. Effet de la surface du composite sur la charge de rupture

Pour étudier l'influence de la surface du composite (CFRP) sur le mode de rupture et la charge de rupture de la dalle renforcée, sous une charge concentrée au centre de la dalle, deux surfaces ont été collées à la zone tendue des dalles. La première surface est (20 x 20) cm² et la deuxième surface est (40 x 40) cm². Nous avons étudié l'effet des surfaces de matériau composite sur des dalles saines et sur des dalles dégradées à 60% et à 80% de la charge de rupture.

IV.1.3.1. Cas des dalles renforcées par composite par deux surfaces (20x20) cm² et (40x40) cm²

Cette série de dalles renforcées par une seule couche de composite, avec deux surfaces différentes. Les résultats obtenus sont montrés sur la figure IV.16.

D'après les essais sur les dalles, on trouve que la charge de rupture de la dalle renforcée par la grande surface augmente de 25% par rapport aux dalles non renforcées, et de 11% par rapport à la dalle renforcée par la petite surface (20x20) cm². Des résultats similaires ont été rapportés par d'autres études menées sur des dalles en béton armé renforcées par des bandes de CFRP. [99]

Comme pour les essais sur les dalles non renforcées, les fissures restent diagonales avec une diminution en taille et en densité, pour les dalles renforcées par (40x40) cm² par rapport aux dalles témoins et aux dalles renforcées par la petite surface.

L'augmentation de la surface de renforcement par tissu de fibres de carbone fait à augmenter la résistance des dalles. L'effet positif du renforcement sur la capacité des dalles est conforté par les résultats expérimentaux précédemment menés sur ce type de renforcement, au moyen de matériaux composites. [78.100.101]

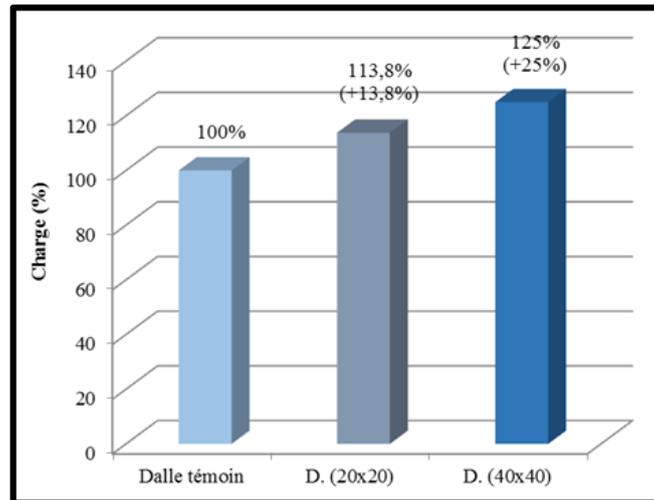


Figure IV. 65. Augmentation de la charge ultime des dalles renforcées (deux couches)

D'après la figure IV.17, représentant un essai sur dalle renforcée par une seule couche de composite de surface 40x40 cm², les remarques suivantes sont soulevées :

- Un décollement longitudinal du composite.
- Une zone qui se détache du reste de la dalle de surface (28x30) cm²
- Parallèlement à la largeur, nous observons un décollement du composite, incluant une couche de béton, du reste de la dalle.
- Une diminution en taille et en densité des fissures est observée. [97]
- Les fissures restent diagonales comme pour les essais précédents.

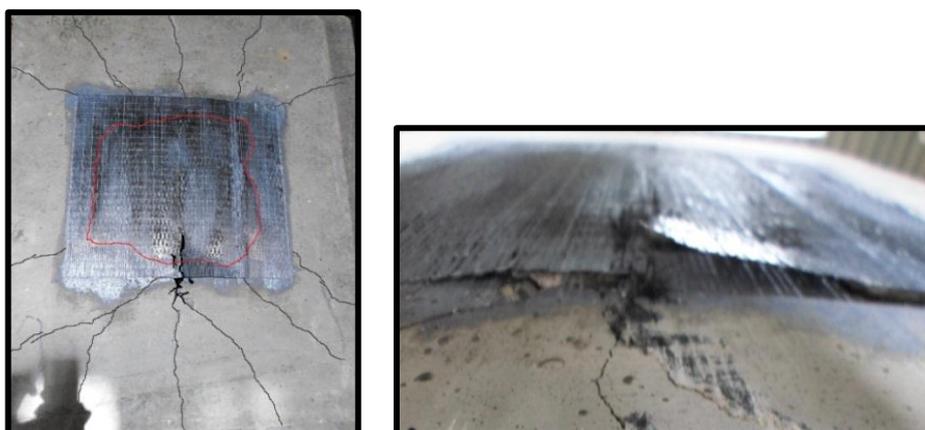


Figure IV. 66. Rupture finale de la dalle avec décollement du composite

IV.1.3.2. Pré-chargement à 60 % de la charge de ruine

Comme pour les essais précédents, les dalles suivantes sont pré chargées à 60% de la charge de rupture, ensuite elles sont déchargées pour la réparation par composite (polymère renforcé de fibres de carbone (PRFC)). Les dalles sont renforcées par deux surfaces de composite ((20x20) cm² et (40x40) cm²) pour étudier de l'effet de la surface sur la charge de ruine et l'étude des fissures.

Après la réparation des dalles, on remarque une augmentation de la charge ultime dans les deux cas de réparation. On trouve que la charge des dalles réparées par la surface de (40x40) cm² augmente jusqu' à 42KN, correspondant à 30% par rapport aux dalles non renforcées, et de 20% par rapport aux dalles réparées par une surface de (20x20) cm². (Figure IV.18).

La figure IV.19 présente les fissures des dalles après réparation. Pour les dalles réparées par la deuxième surface, les fissures sont diminuées en taille et en nombre. On trouve des fissures verticales sur le composite, et ce dernier se décolle avec le béton (longitudinalement).

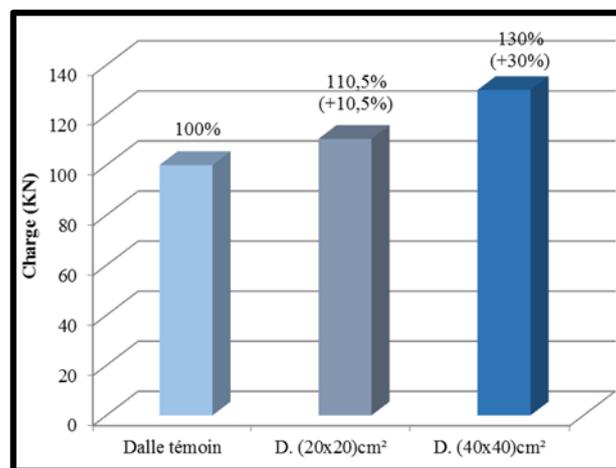


Figure IV. 67. Augmentation de la charge ultime des dalles pré-chargées à 60% pour deux surfaces

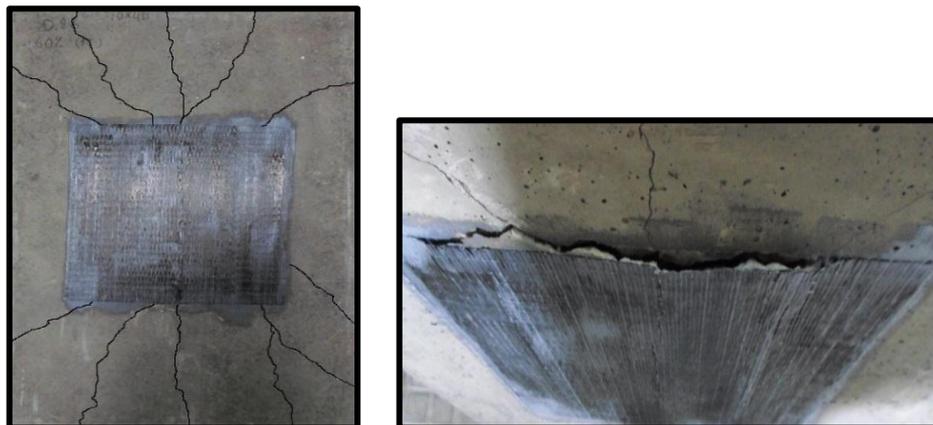


Figure IV. 68. Rupture finale des dalles réparées par (40x40) cm²

IV.1.3.3. Pré-chargement à 80 % de la charge de ruine

Ces dalles sont renforcées aussi par deux surfaces de composite après pré chargement à 80% de la charge de ruine. Après le pré-chargement, on a réparé les dalles par le composite. Suite à la

réparation, on trouve une augmentation de la capacité ultime de la dalle réparée par (20x20) cm², cette augmentation est d'environ 7% par rapport à la dalle témoin. On remarque aussi une augmentation de la charge ultime des dalles dans les deux cas. Après la réparation des dalles par la surface (40x40) cm², la capacité portante maximale est d'environ 42 KN correspondant à un gain de 30% par rapport à celle non renforcée (figure IV.20).

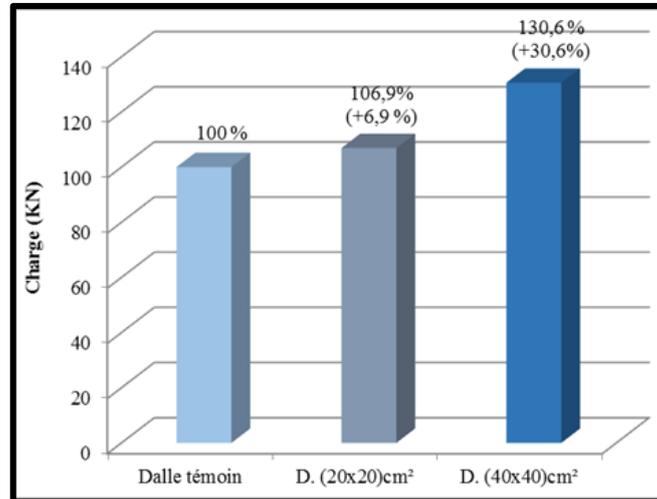


Figure IV. 69. Augmentation de la charge ultime des dalles pré-chargées à 80% (deux surfaces)

Les figures IV.21 montre des fissures diagonales se propageant vers les coins, dans les dalles pré-chargées à 80% dans les deux cas et montrent aussi le problème du décollement de renfort avec le béton au centre pour les dalles réparées avec la deuxième surface (40x40) cm².

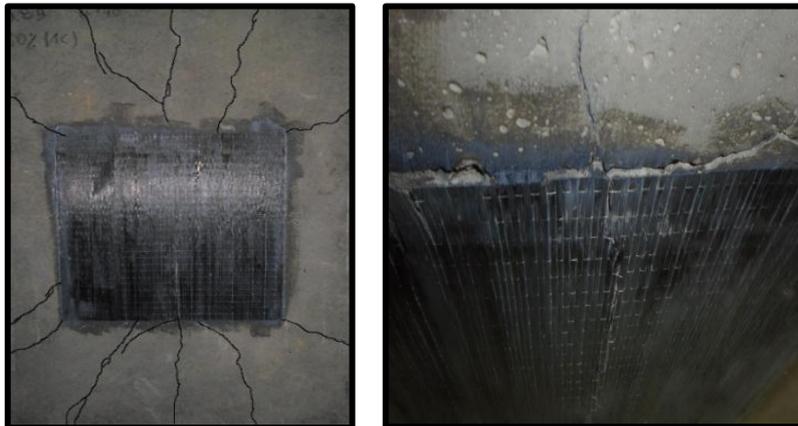


Figure IV. 70. Rupture finale des dalles pré-chargées et décollement du renfort avec le béton

Les principaux résultats obtenus sur les différentes dalles de la partie N°1 sont résumés dans le tableau IV.2

Tableau IV.2. Les résultats d'essais

Dalle	Pré-charge (%)	Composite		Résistance à la compression (jour d'essai) MPa	Charge de rupture (KN)
		Surface (cm ²)	Nombre des couches		
D01	-	-	-	34	32.84
D02	-	-	-	40	29.32
D03	-	-	-	43	32.61
D04	-	-	-	43	33.00
D05	30	20x20	01	39	37,4
D06		20x20	01	43	34.26
D07	60	20x20	01	41	35.83
D08		20x20	01	38	35.47
D09		20x20	01	40	36.23
D10	80	20x20	01	38	31.88
D11		20x20	01	35	34.43
D12	-	20x20	01	38	34.47
D13	-	20x20	01	39	36.39
D14	-	20x20	01	39	38.47
D15		20x20	02	43	37.59
D16	60	20x20	02	43	36.50
D17		20x20	02	40	38.94

D18		20x20	02	42	38.22
D19	80	20x20	02	40	36.59
D20		20x20	02	42	36.81
D21	-	20x20	02	41	33.34
D22	-	20x20	02	43	37.26
D23	-	20x20	02	42	37.96
D24		40x40	01	40	42.89
D25	60	40x40	01	37	39.80
D26		40x40	01	38	42.32
D27		40x40	01	39	41.23
D28	80	40x40	01	41	42.74
D29		40x40	01	40	41.45
D30	-	40x40	01	39	40.00

IV.2. Partie 2- Partie définitif

Pour cette campagne, on a fabriqué des dalles de mêmes dimensions que dans la partie une, mais on a renforcé et réparé ces dalles par une seule surface de composite (40x40) cm². Dans cette deuxième partie on a étudié comme pour la partie précédente, l'effet du nombre de couches de composite (les dalles sont renforcées et réparées par deux couche et trois couches de composite), et aussi l'effet de l'orientation des fibres de composite (0°, 45°, 0°/90° et 45°/135°) sur la charge de rupture des dalles, les déplacements des dalles, les déformations de béton et de composite, et sur les fissures (largeur et nombre).

Le tableau IV.3 montre les paramètres d'essais et les résistances à la compression du béton le jour de l'essai.

Tableau IV.3. Caractéristiques des dalles (partie 2)

Dalle	Pré- chargement (%)	Composite		Résistance à la compression (jour d'essai) MPa
		Orientation des fibres	Nombre de couches	
D01	-	-	-	49
D02	-	0°	2	43
D03	-	0°	3	44
D04	-	45°	2	34
D05	-	45°	3	43
D06		0°	2	44
D07		0°	3	44
D08	60	45°	2	44
D09		45°	3	48
D10	80	0°	2	40
D11		0°	3	46

D12		45°	2	50
D13		45°	3	44
D14	-	0°/90°	2	45
D15	-	45°/135°	2	44
D16	60	0°/90°	2	50
D17		45°/135°	2	44
D18	80	0°/90°	2	46
D19		45°/135°	2	47

IV.2.1. Dalle témoin

L'essai sur la dalle en béton armé non renforcé (D1) est présenté sur la figure IV.22. On remarque une augmentation rapide de la charge avec une flèche limitée, caractérisant la phase élastique du béton (non fissuré). Puis, on remarque des fissures sur la zone tendue avec l'augmentation de la charge et aussi une augmentation rapide de la flèche. Dans la phase de rupture de la dalle non renforcée, on remarque une augmentation faible de la charge et des fissures diagonales dans les quatre côtés de la dalle. Ainsi, on trouve aussi une zone qui se détache du reste de la dalle (figure IV.23). Ces observations montrent un comportement rigide de la dalle témoin. [113]

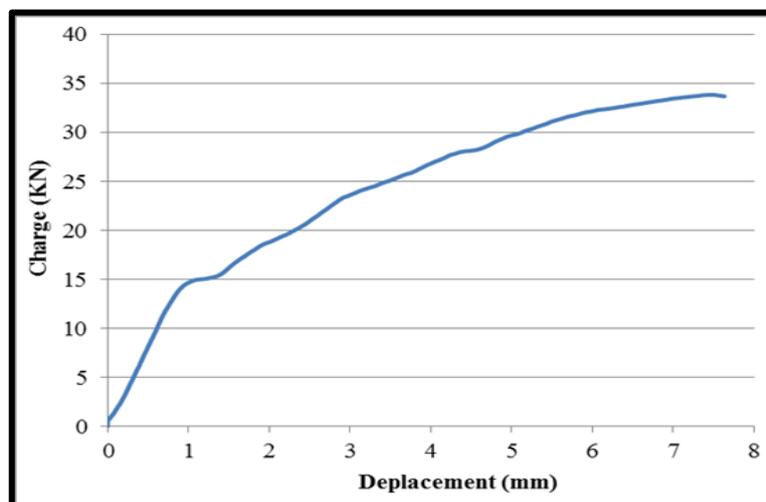


Figure IV. 71. Courbe charge-déplacement de la dalle témoin



Figure IV. 72. Rupture finale de la dalle non renforcée (D1)

IV.2.2. Effet de nombre de couches de composite

IV.2.2.1. Dalles renforcées par deux et trois couches

Ces dalles saines sont renforcées par le composite (polymère renforcé de fibres de carbone (PRFC)) de surface (40x40) cm² sur la zone tendue, le nombre de couche de composite varie entre deux et trois couches avec deux orientations de fibre de composite (0° et 45°). Les résultats obtenus sont présentés dans le tableau IV.4.

On remarque une amélioration du comportement des dalles renforcées par rapport à la dalle saine. La charge de fissuration de la dalle D1 est d'environ 15KN, et la flèche de fissuration est de 1.3mm. Tandis que la charge de fissuration des dalles renforcées (D2, D3, D4 et D5) est augmentée de 30% jusqu'à 44% correspondant à (20-22KN). Cela conduit à l'augmentation de la rigidité des dalles renforcées (5-15%), ces résultats sont en accord avec ceux de la littérature [79] (Tableau IV.4).

Tableau IV.4. Résultats des essais à la rupture des dalles renforcées

Dalle	Charge de fissuration (KN)	Charge de fissuration (%)	Flèche de fissuration (mm)	Charge ultime (KN)	Flèche ultime (mm)
D1	15,21	-	1,4	33,81	7,6
D2	22,0	44,64	0,9	44,38	7,4
D3	21,4	40,69	0,95	44,88	7,6
D4	21,5	41,94	1,04	46,9	7,8
D5	20,0	31,55	1,3	39,62	7,9

Pour les dalles renforcées par deux couches, on remarque une augmentation de la capacité ultime des dalles par rapport à la dalle témoin et les dalles renforcées par trois couches (D3 et D5) ; cette augmentation est due à l'ajout de TFC. Comme cela a été rapporté par de nombreux auteurs, y

compris [102]. La dalle renforcée par trois couches avec orientation (0°) , on remarque un gain d'environ 32.72% ; ce gain de charge est presque le gain de la dalle D2. Pour la dalle renforcée par le composite orienté (45°) la charge est augmentée jusqu'à 17% (figure IV.24). Cette augmentation de la charge de rupture est proportionnelle à l'inverse du nombre de couches de composite, et ceci est dû aux caractéristiques du béton.

En ce qui concerne la charge de rupture, l'ajout d'une troisième couche de CFRP ne semble pas produire de gain additionnel en charge de ruine et ce, aussi bien dans les deux cas d'orientations de composite, par rapport à celle renforcée par deux couches. On peut penser que ces phénomènes ont un lien avec les caractéristiques du béton et les fissures diagonales (les fissures sont presque parallèles aux fibres de composite).

Dans la courbe charge-flèche (figures IV.25 et IV.26), la charge des dalles renforcées augmente plus rapidement que dans la dalle D1 presque de deux tiers de la charge de rupture, correspondant à la première et la deuxième phase de rupture ; et malgré cela, nous trouvons une diminution des valeurs de la flèche par rapport à la dalle témoin (2 et 3 mm).

Avec l'augmentation de la charge, le composite commence à se décoller à partir des coins et est perpendiculaire aux fibres de composite pour les dalles D4 et D5 [96], et la rupture finale se produit par poinçonnement.

Dans la dalle D2, renforcée par deux couches de composite orienté à (0°) , on remarque qu'avec l'augmentation de la force le composite commence à se décoller avec le béton à la zone perpendiculaire aux fibres de composite, avec des fissures au milieu du composite, la rupture finale s'est produite par poinçonnement.

Mais dans le cas de la dalle D3, la rupture finale se produit par poinçonnement mais sans décollement du composite, et l'interface entre le béton et le composite reste sans rupture.

Le renforcement des dalles par tissu de fibre de carbone limite la propagation des fissures en largeur et en nombre dans tous les cas (spécialement dans le cas de deux couches pour les deux cas de renforcement).

La figure IV.27 présente le mode de rupture des dalles renforcées, le décollement du renfort et les fissures.

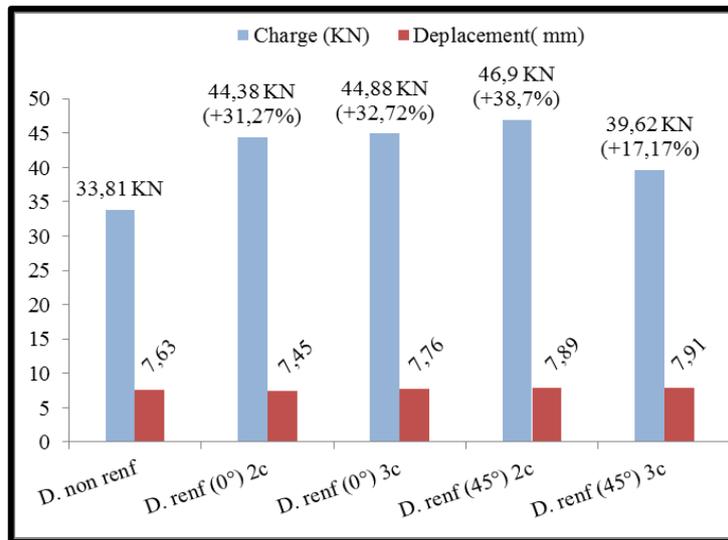


Figure IV. 73. Charge de rupture et déplacement (dalles renforcées)

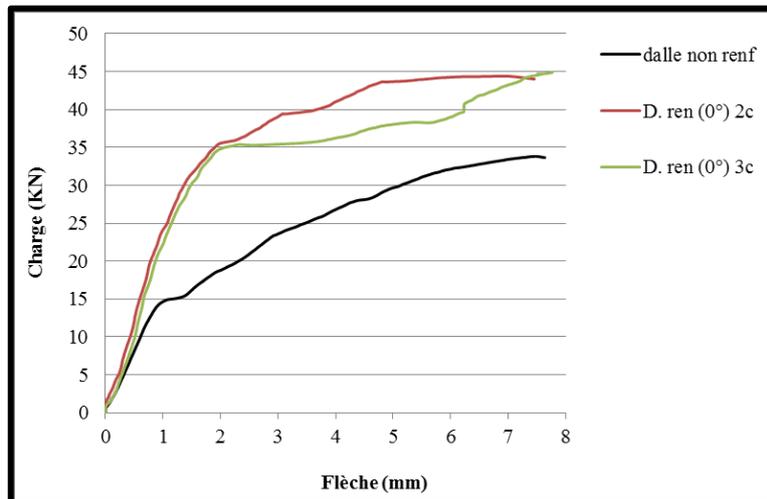


Figure IV. 74. Courbe charge-flèche des dalles renforcées à (0°)

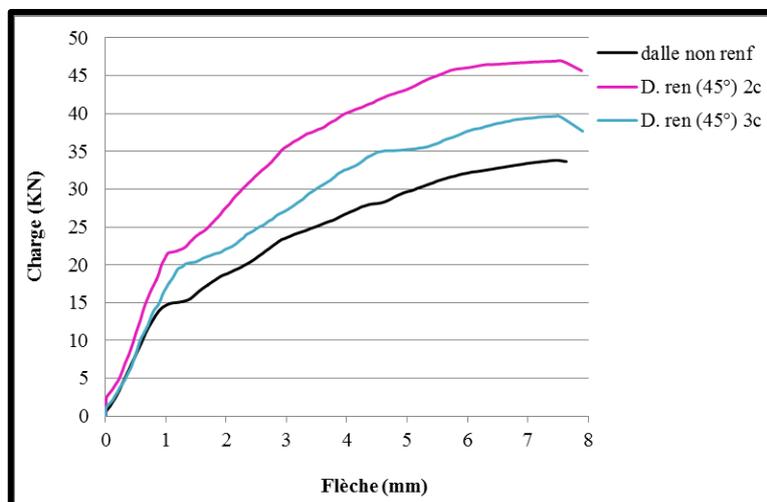


Figure IV. 75. Courbe charge-flèche des dalles renforcées à (45°)

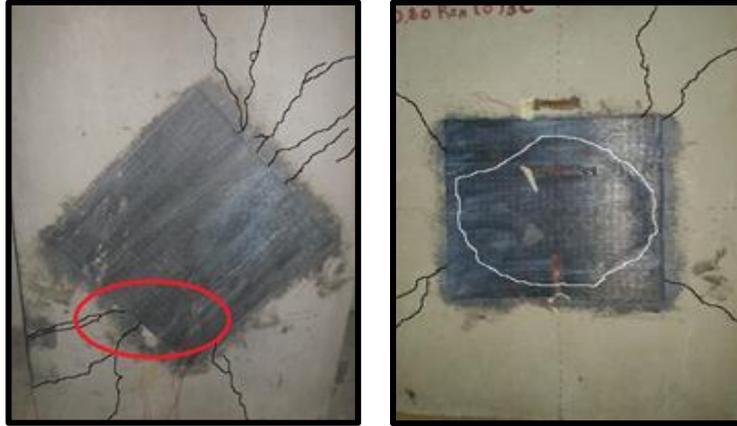


Figure IV. 76. Rupture finale des dalles renforcées

IV.2.2.2. Dalles pré-chargées (60%)

Dans cette partie, on a pré-chargé les dalles à 60% de la charge de ruine de la dalle témoin, après on a réparé les dalles par une surface de (40x40) cm² de composite, et des dalles sont réparées par deux couches, et d'autres par trois couches. Les dalles D6 et D7 sont réparées par composite avec des fibres orientés à (0°), et les dalles D8 et D9 sont réparées par une orientation à (45°). La figure IV.28 montre un exemple de la courbe charge-flèche d'une dalle pré chargée à 60% avant la réparation.

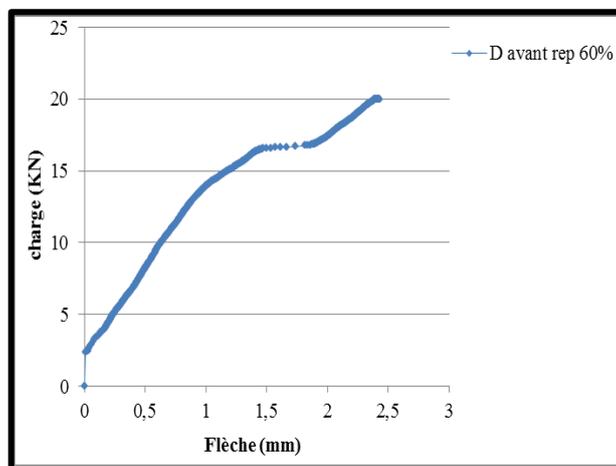


Figure IV. 77. Courbe charge-flèche d'une dalle pré-chargée (avant la réparation)

Les résultats obtenus sont illustrés sur la figure IV.29 ; on remarque une augmentation de la charge de ruine pour tous les cas de réparation, avec une diminution de la flèche des dalles. La capacité portante de la dalle D6 est augmentée de 36% par rapport à la dalle non renforcée et de 12% par rapport à la dalle réparée par trois couches de composite orienté à (0°) D7. Pour les dalles réparées par le composite orienté à (45°), on trouve que la charge de ruine de la dalle D8 est augmentée de 37% par rapport à la dalle D1. En revanche, pour la charge de ruine de la dalle D9

après la réparation, on trouve que la charge de rupture est de 50KN correspondant à un gain d'environ 50% par rapport à celle non renforcée ; on peut expliquer cette augmentation par l'influence de l'épaisseur du renfort en CFRP.

Les figures IV.30 et IV.31 présentent les courbes charge-flèche pour les dalles pré chargées à (60%) après réparation avec de tissu de fibre de carbone (TFC). Les dalles réparées par de tissu des fibres de carbone orienté à (0° et 45°) affichent un comportement presque identique dans la première phase jusqu'à une charge de 30KN. Après la charge augmente rapidement avec une réduction de déplacement au centre (2-3mm) comparé avec D1, cette réduction est due, selon nous, à l'effet de l'addition des couches de TFC et l'effet de l'orientation des fibres de composite. Le comportement des dalles réparées est plus rigide que le comportement de la dalle D1.

Avec l'augmentation de la charge, le composite commence à se décoller à partir du coin pour la dalle D8 et sur le côté pour la dalle D9, et la rupture finale se produit par poinçonnement. Dans le cas des dalles D6 et D7 le composite est fissuré au milieu sans décollement. (Figures IV.32 et IV.33).

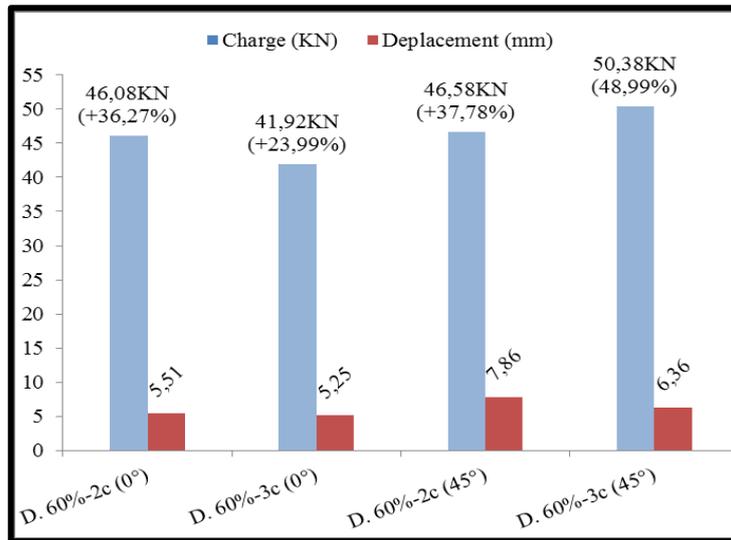


Figure IV. 78. Charge de ruine et déplacement (dalle pré-chargées à 60%)

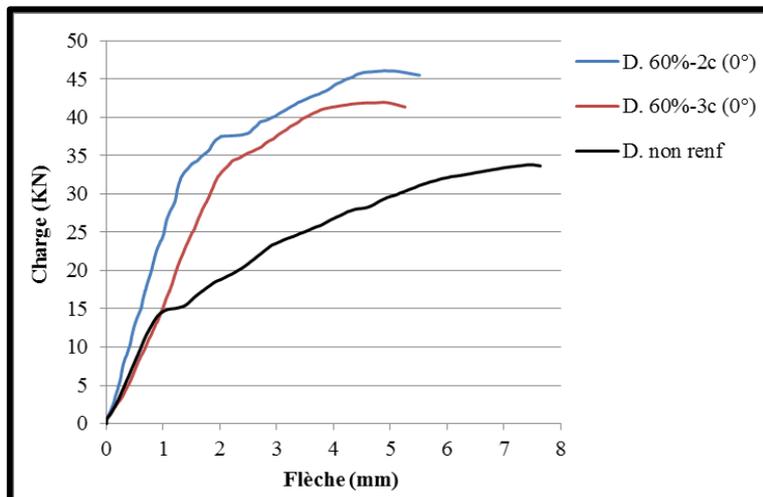


Figure IV. 79. Courbe charge-flèche des dalles pré-chargées (après réparation 0°)

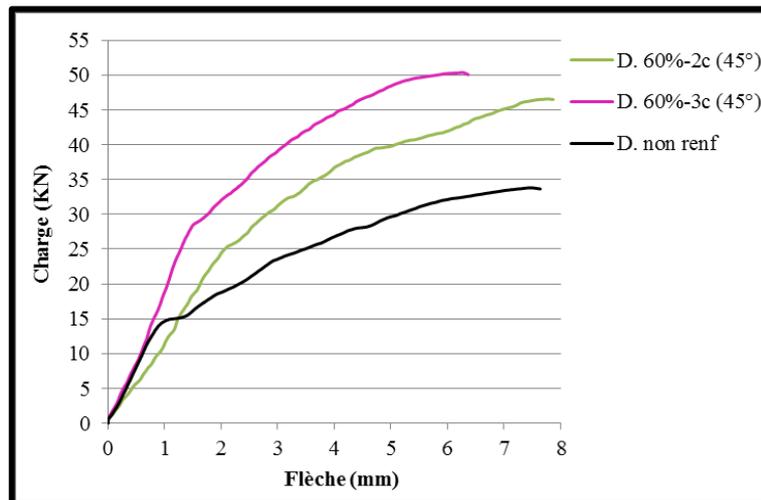


Figure IV. 80. Courbe charge-flèche des dalles pré-chargées (après réparation à 45°)



Figure IV. 81. Décollement du composite avec le béton (D8)



Figure IV. 82. Décollement du composite (D9)

IV.2.2.3. Dalles pré-chargées (80%)

Les essais présentent des dalles pré-chargées à 80% de la charge de rupture, après elles sont réparées par deux et trois couches de tissu de fibres de carbone, avec deux orientations (0°) et (45°). La figure IV.34 montre la courbe charge-flèche d'une dalle pré chargée avant réparation.

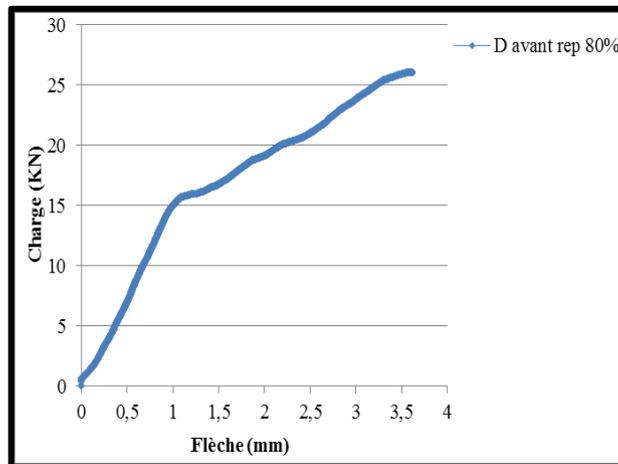


Figure IV. 83. Courbe charge-flèche d'une dalle pré-chargée (avant réparation)

Les résultats montrent que dans tous les cas, il y a un gain de charge par rapport à la dalle non renforcée. La charge de rupture des dalles D10 et D11 (renforcées par deux et trois couches à (0°)) augmente de 23% par rapport à D1. Mais pour les dalles renforcées par TFC orienté à (45°), les résultats montrent que la charge de rupture de la dalle D13 augmente de 4% par rapport à la dalle renforcée par deux couches. Le déplacement diminue, et il est de l'ordre de (1-2 mm). (Figure IV.35)

Ces résultats concordent avec ceux publiés par Nguyen, D. T., et al [99], ils ont pré-chargé des dalles avec 75% et 92% de la charge de rupture, ils ont trouvé que la capacité portante des dalles pré-chargées et réparées augmente de 60% et 50%.

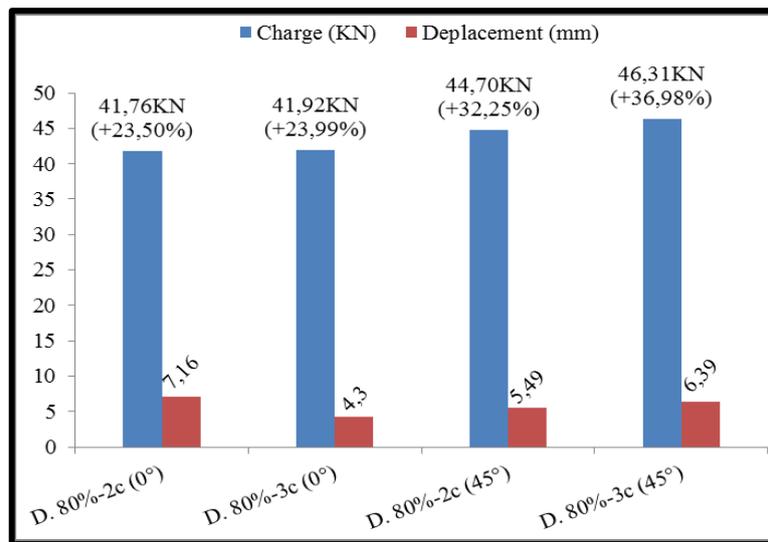


Figure IV. 84. Charge de ruine et déplacement (dalles pré-chargées à 80%)

Les figures IV.36 et IV.37 présentent les courbes charge-flèche pour les dalles pré-chargées à 80% par rapport à la dalle non renforcée. On remarque que la charge augmente plus rapidement avec une réduction de la flèche (2-3 mm). Après, l'augmentation de la force est plus faible et la flèche augmente. Pour les dalles D12 et D13, avec l'augmentation de la force, le composite commence à se décoller au centre et au coin.

D'après les résultats des essais on trouve qu'il y a un gain de charge de rupture dans tous les cas, la force de rupture pour les dalles D10 et D11 augmente de 23% pour les dalles D12 et D13 augmente de 32% et 36% respectivement. Selon les résultats le comportement des dalles réparées par deux et trois couches est presque la même, ceci est dû au ratio de dégradation du béton proche de la charge de ruine (80%).

Les fissures restent diagonales comme pour les essais précédents, avec une diminution en taille et en nombre. Les figures IV.38 et IV.39 illustrent le décollement du composite et l'apparition fissures.

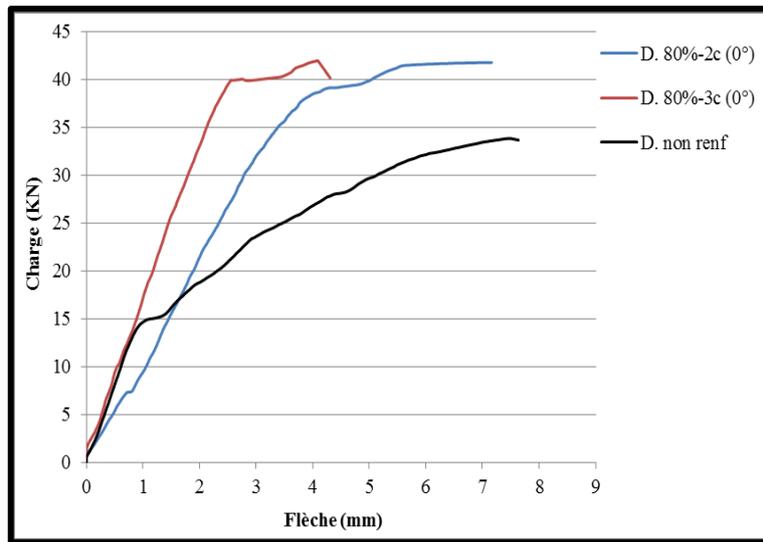


Figure IV. 85. Courbe charge-flèche des dalles pré-chargées (après réparation à 0°)

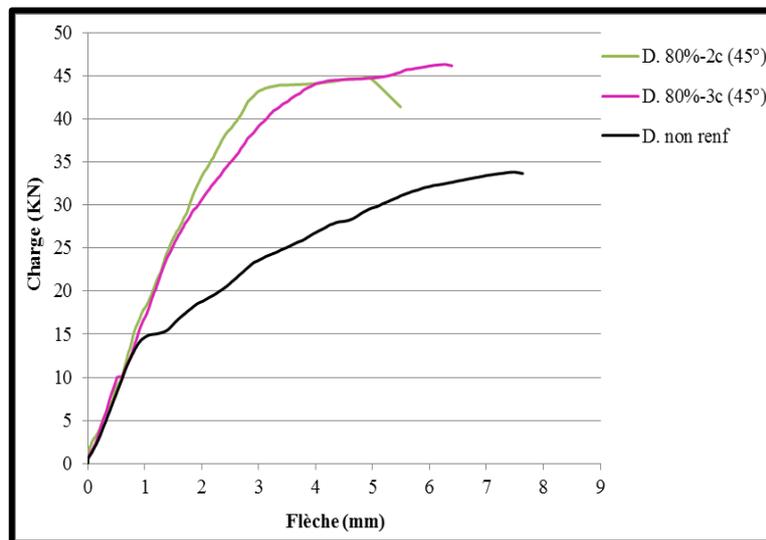


Figure IV. 86. Courbe charge-flèche des dalles pré-chargées (après réparation à 45°)

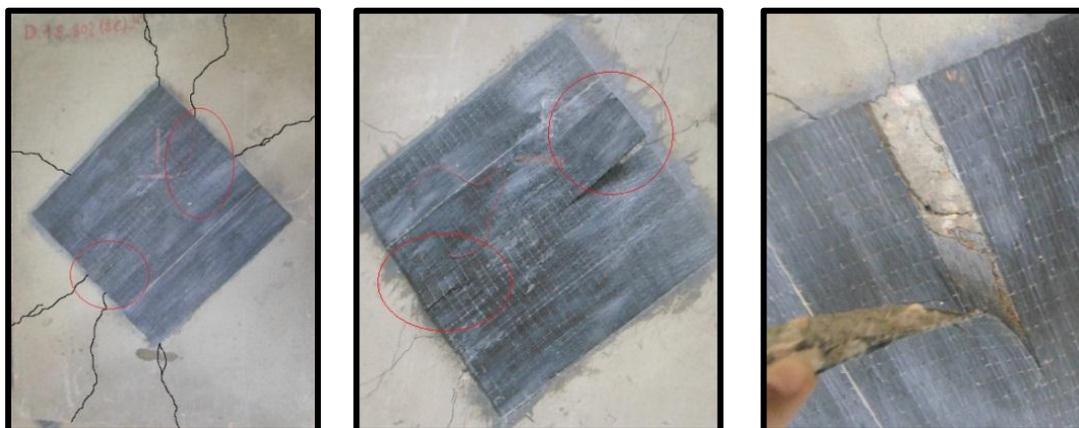


Figure IV. 87. Décollement du composite dalle D12

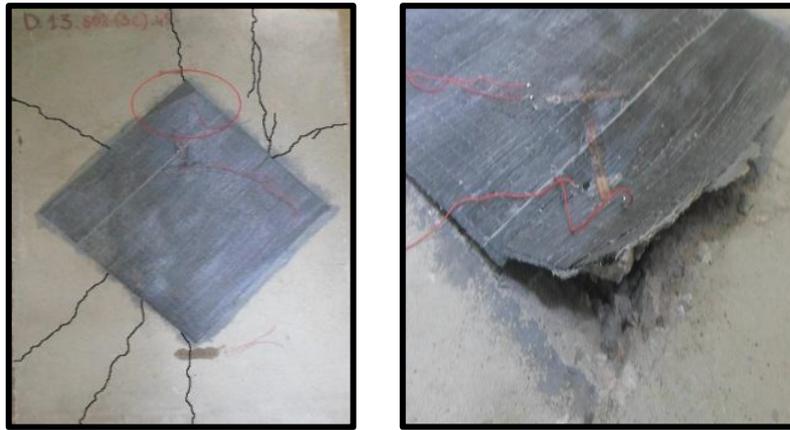


Figure IV. 88. Décollement du composite dalle D13

IV.2.3. Effet de l'orientation des fibres de composite

Cette partie est consacrée à l'étude de l'influence de l'orientation des fibres de tissu sur le comportement des dalles en béton armé. La première série concerne des dalles renforcées par deux couches de composite orientés à 0° , 45° , $0^\circ/90^\circ$ et $45^\circ/135^\circ$. L'étude concerne l'effet de l'orientation des fibres sur le comportement des dalles dégradées.

IV.2.3.1. Dalles renforcées

Les essais montrent que la force de rupture de toutes les dalles renforcées augmente par rapport à la dalle témoin. On remarque que la charge de la dalle D14 augmente jusqu'à 53KN correspondant à 58% par rapport à D1, et (10% -27%) par rapport aux dalles renforcées. Il est à noter que les résultats obtenus sont similaires à ceux obtenus par d'autres auteurs [104]. (Figure IV.40).

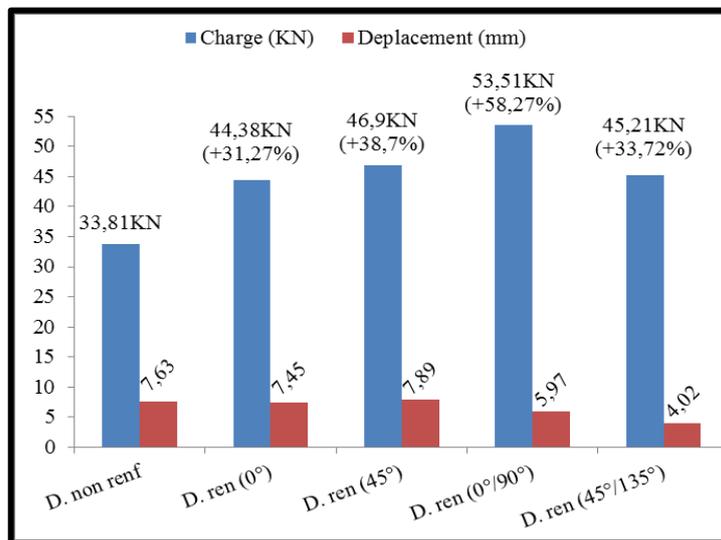


Figure IV. 89. Charge de rupture et déplacement (dalles renforcées)

Le comportement des dalles est similaire au début du test, la charge augmente plus rapidement que dans le cas de la dalle témoin, cette augmentation de la charge accompagnée par une augmentation en rigidité du comportement qui se traduit par une réduction de déplacement dans la dalle D14 et D15. Cette réduction a été observée dans les travaux réalisés par [105]. (Voir figure IV.41)

La dalle D14 présente un comportement plus rigide par rapport à D1 et aussi par rapport aux autres dalles renforcées, ceci peut être expliqué par l'effet de l'orientation des fibres de composite par rapport aux fissures (les couches de TFC sont perpendiculaires et inclinées par rapport à la direction des fissures) figure IV.42. Ceci a été rapporté précédemment par de nombreux auteurs, y compris [106].

Après l'augmentation de la charge en première phase (phase de béton non fissuré) et à la deuxième phase (caractérisée par des fissures diagonales), le composite commence à se décoller au coin des dalles D14 et D15, le décollement de TFC au coin a été observé par d'autres chercheurs [78.107]. La rupture finale se produit par poinçonnement. (Voir figure IV.42).

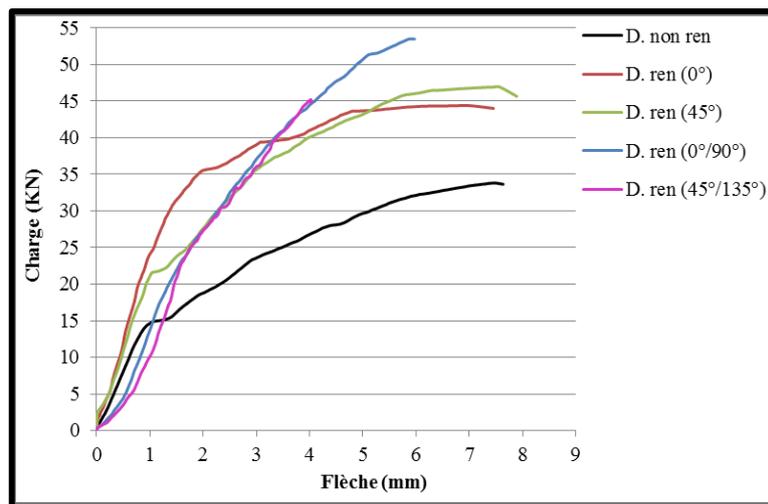


Figure IV. 90. Courbe charge-flèche des dalles renforcées (0°, 45°, 0°/90°, 45°/135°)



Figure IV. 91. Décollement de TFC (D14 et D15)

IV.2.3.2. Dalles pré-chargées (60%)

Après un pré-chargement de 60% de la charge de ruine correspondant à 20kN, nous avons réparé les dalles par deux couches de tissu de fibre de carbone avec différentes orientations : 0°, 45°, 0°/90° et 45°/135°. On remarque un gain de la capacité des dalles, il est plus important dans les dalles D16 et D17 par rapport aux dalles D6 et D8. L'augmentation de la force de rupture pour D16 et D17 est de 49,6kN et 48,8kN correspondant à 46.7% et 44.4%. [108] (Figure IV.43)

Le comportement des dalles est un comportement rigide, d'un côté la charge de rupture augmente et d'un autre côté le déplacement diminue. La rupture finale se produit par poinçonnement. (Figure IV.44)

La figure IV.45 montre que les fissures restent diagonales, et des zones restent saines sans fissurations.

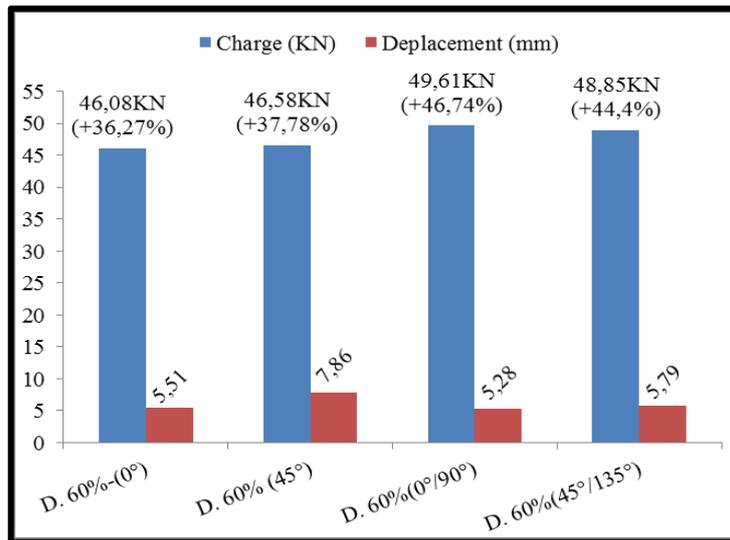


Figure IV. 92. Charge de rupture et déplacement (dalles pré-chargées à 60%)

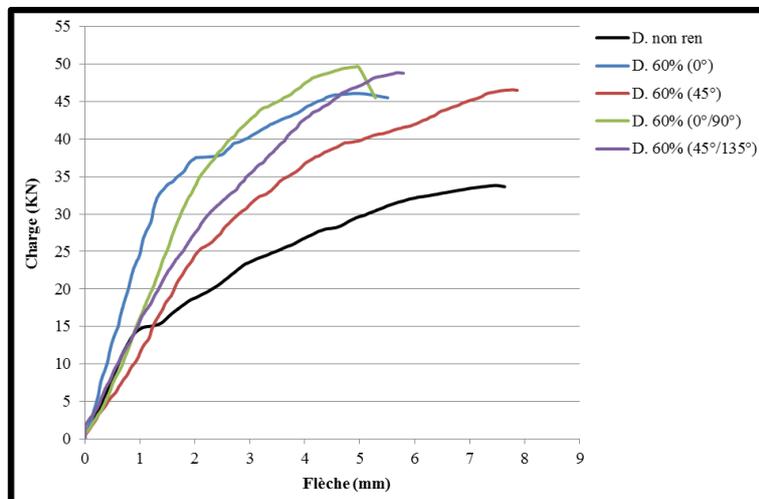


Figure IV. 93. Courbes charge-flèche des dalles pré-chargées à 60% (0°, 45°, 0°/90°, 45°/135°)

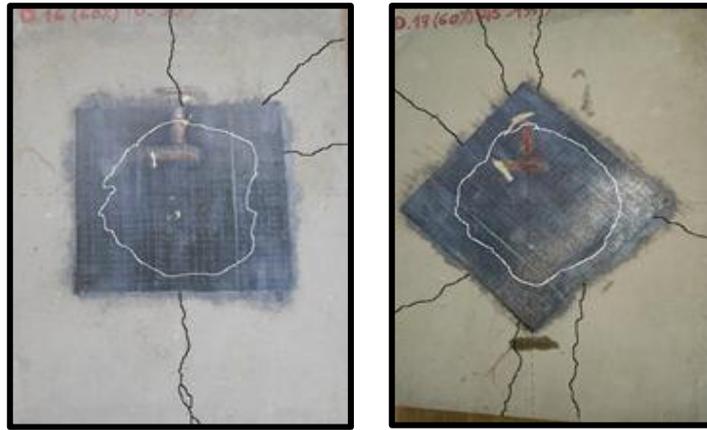


Figure IV. 94. Mode de rupture des dalles D16 et D17

IV.2.3.3. Dalles pré-chargées à (80%)

Après le pré chargement à 80% de la charge de ruine correspondant à 25KN, nous avons réparé les dalles par deux couches de tissu de fibre de carbone avec différentes orientations : 0° , 45° , $0^\circ/90^\circ$ et $45^\circ/135^\circ$. Après la réparation de ces dalles, les contributions dues au TFC sont très significatives. Dans D18, le gain en charge dû au TFC atteint 65 % et la dalle D19 le gain est 62% par rapport à la dalle D1. Ceci montre que l'ajout de deux couches de TFC avec différentes orientations ($0^\circ/90^\circ$ et $45^\circ/135^\circ$) influe sur le comportement des dalles. (Voir figure IV.46)

La figure IV.47 montre la courbe charge-flèche des dalles après réparation. Le comportement des dalles D12, D18 et D19 après réparation est similaire dans sa première partie (une augmentation rapide de la charge et la flèche est limité (2-3mm)). Après cette phase (à peu près une charge de 44KN), la charge de la dalle D12 augmente à une vitesse faible. Cette phase est la phase des premières fissures. Pour les dalles D18 et D19 présentant un comportement plus rigide, l'apparition des fissures diagonales n'est pas trop affectée. Les dalles continuent à supporter des charges à petites déplacements. La charge augmente et le composite commence à se décoller au coin.

Les fissures restent diagonales et la largeur des fissures diminue (microfissure) à cause d'addition de TFC. [101].

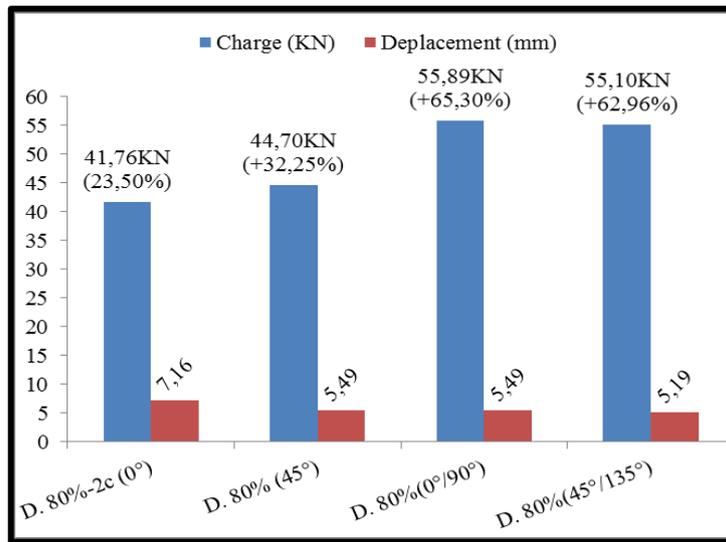


Figure IV. 95. Charge de rupture et déplacement (dalles pré-chargées à 80%)

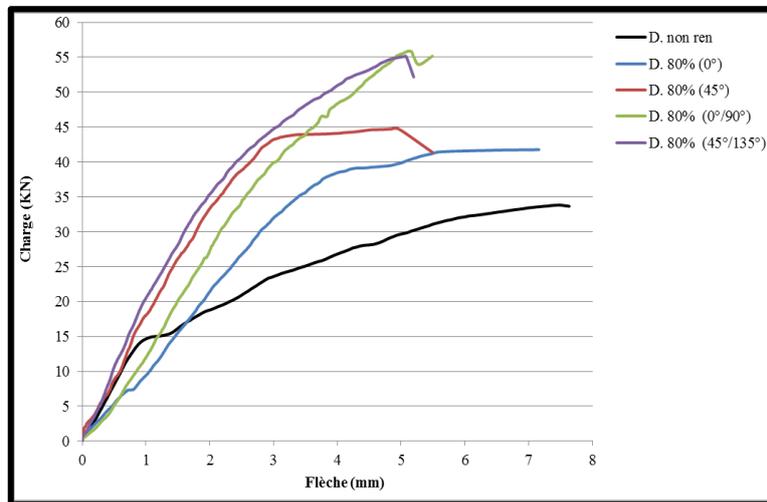


Figure IV. 96. Courbes charge-flèche des dalles pré-chargées à 80% (0°, 45°, 0°/90°, 45°/135°)



Figure IV. 97. Décollement du composite des dalles D18 et D19

IV.2.4. L'influence du composite sur la déformation

Dans cette étude, nous avons suivi la déformation du composite et la déformation du béton aux points les plus vulnérables à la traction. Les évolutions des contraintes en composite et en béton dans le périmètre critique sont illustrées dans les Figures IV.49 –IV.60.

Pour les dalles renforcées par TFC, les figures IV.49-IV.51 présentent les courbes charge-déformation du composite. On remarque qu'avant l'apparition des fissures les déformations dans toutes les dalles sont presque les mêmes que dans la dalle non renforcée (la charge est presque 22KN), cette phase indique que la contribution du CFRP à la résistance est nulle. Mais après la charge de fissure, on trouve qu'il y a une grande réduction de la déformation pour toutes les dalles renforcées dans le cas de déformation du composite ou de béton. On trouve également que le renforcement des dalles par TFC à deux et trois couches orientées à 0° est plus efficace par rapport aux autres. Cela correspond aux observations de [109] qui confirme la réduction de déformation à cause de l'addition du CFRP. Le tableau IV.5 présente les résultats de déformation de ces dalles.

Enfin, la déformation subit une chute, parfois brusque, à cause du décollement du renfort. Par ailleurs, les résultats montrent que la déformation du composite est principalement liée à l'épaisseur du TFC, par exemple dans les dalles renforcées, la déformation atteint ($1359\mu\epsilon$ et $3237\mu\epsilon$) dans D2 et D4 et ($997\mu\epsilon$ et $1574\mu\epsilon$) seulement dans D3 et D5. (Tableau IV.5). La déformation maximale du renfort en TFC varie de façon inversement proportionnelle à son épaisseur.

Pour les dalles pré chargées à 60% et 80%, on remarque que les déformations augmentent avec une vitesse légère au début de l'essai (la phase première indiquant que les déformations du CFRP sont nulles). La deuxième phase est caractérisée par une augmentation remarquable de la déformation, notamment dans les dalles D16 et D17 (pré-chargées à 60%) et D18 et D19 (pré-chargées à 80%). Ensuite, la déformation mesurée chute subitement. Ceci confirme, encore une fois, que la déformation du CFRP et l'épaisseur (nombre des couches) sont inversement proportionnelles. On note que les résultats obtenus sont identiques à ceux obtenus par d'autres auteurs [110].

Les déformations dans le composite dans dalles réparées par $0^\circ/90^\circ$ et $45^\circ/135^\circ$ sont plus grandes que les autres cas de réparation (environ de $5000\mu\epsilon$ pour les dalles D16 et D17, et d'environ de $4500\mu\epsilon$ pour D18 et D19). Pour les autres cas de réparation, on remarque aussi une réduction importante dans les déformations du composite et du béton. Les résultats expérimentaux obtenus lors de la partie sont récapitulés dans les tableaux IV.6 et IV.7.

Les figures IV.50-IV.52 présentent les courbes charge-déformation du béton des dalles renforcées. Les résultats obtenus montrent que :

Les déformations du béton commencent d'abord dans la dalle témoin D1, sous une charge d'environ 17 KN (La courbe charge déformation de la dalle D1 est caractérisée par une pente quasi-linéaire jusqu'à $8000\mu\epsilon$). Mais dans les autres dalles renforcées, les déformations ont commencé

plus tard, sous une charge moyenne de 22 KN. Les déformations augmentent avec une vitesse faible, par rapport à la dalle D1.

Ensuite, les déformations augmentent avec une apparence quasi-linéaire. Après cette phase, les déformations augmentent très vite.

Les résultats montrent que l'ajout du TFC aide le béton à atteindre des déformations plus élevées (tableau IV.5)

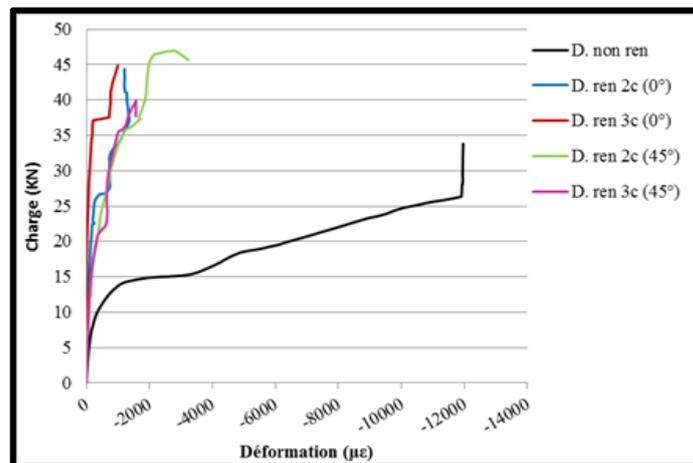


Figure IV. 49. Courbes charge-déformation du composite des dalles renforcées

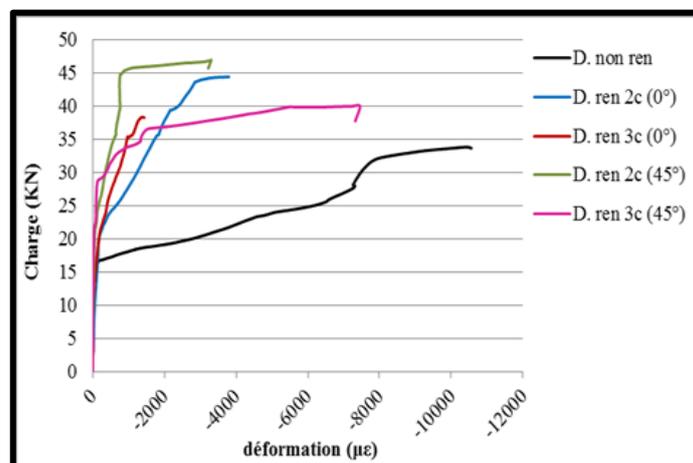


Figure IV. 98. Courbes charge-déformation du béton des dalles renforcées

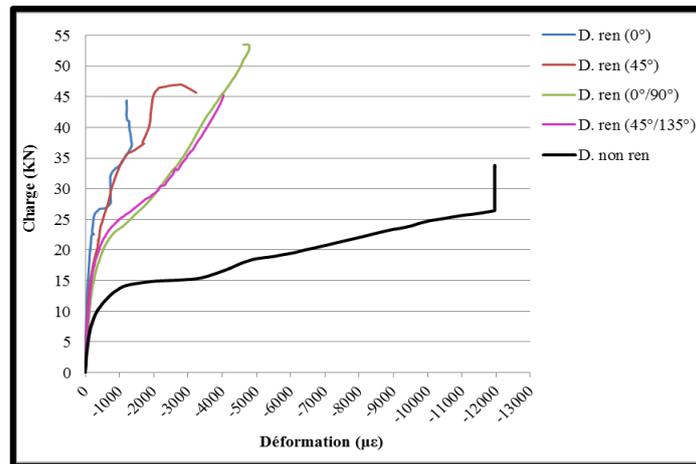


Figure IV. 51. Courbes charge-déformation du composite des dalles renforcées (0°, 45°, 0°/90, 45°/135°)

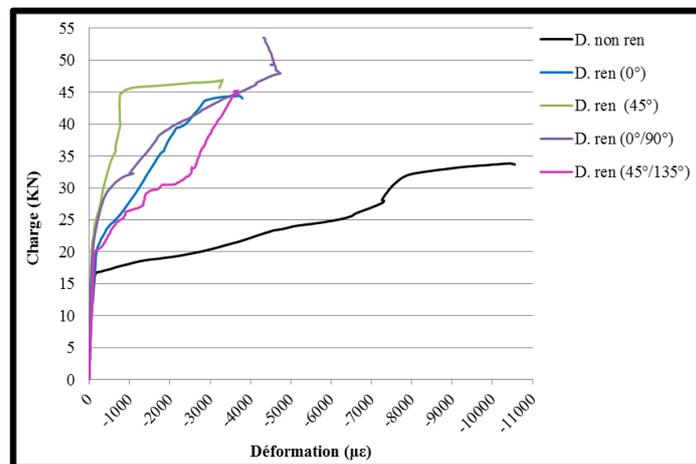


Figure IV. 52. Courbes charge-déformation du béton des dalles renforcées (0°, 45°, 0°/90, 45°/135°)

Tableau IV.5 Résultats des essais (dalles renforcées)

Dalles renforcées	Nombre des couches	Orientation des fibres	Charge de rupture (KN)	Déformation du composite (µε)	Déformation du béton (µε)	Mode de rupture
D1	-	-	33,81	-11961	-10558	Poinçonnement
D2	2	0°	44,38	-1359	-3804	Poinçonnement
D3	3	0°	38,31	-997	-1899	Poinçonnement
D4	2	45°	46,9	-3237	-3309	Décol+ poinç
D5	3	45°	39,62	-1574	-7453	Décol+ poinç
D14	2	0°/90°	53,51	-4793	-4744	Décollement
D15	2	45°/135°	45,21	-4036	-3700	Décollement

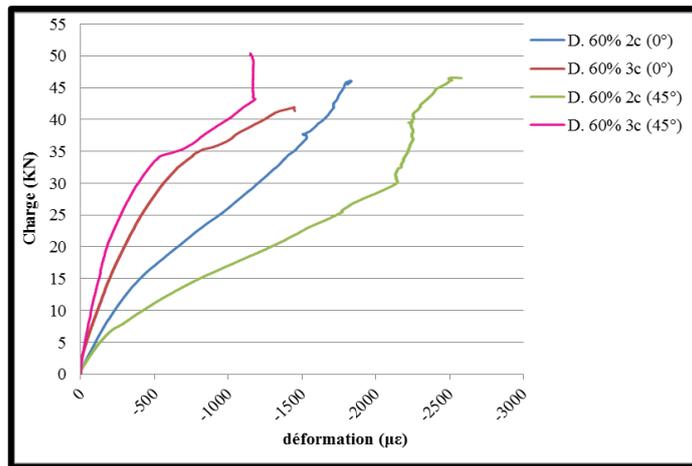


Figure IV. 53. Courbes charge-déformation du composite des dalles pré-chargées à 60%

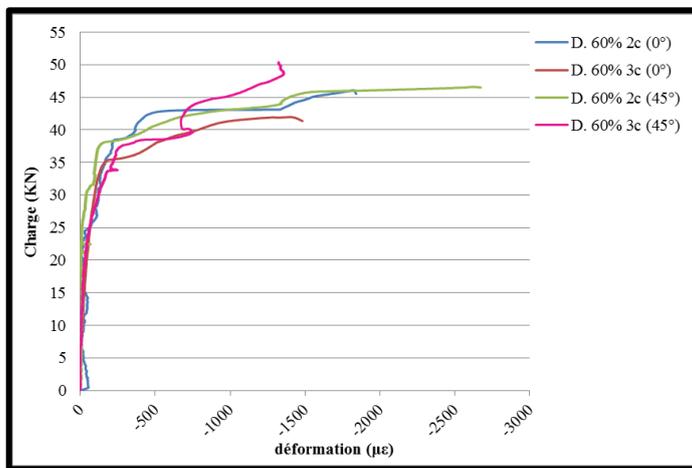


Figure IV. 54. Courbe charge-déformation du béton des dalles pré-chargées à 60%

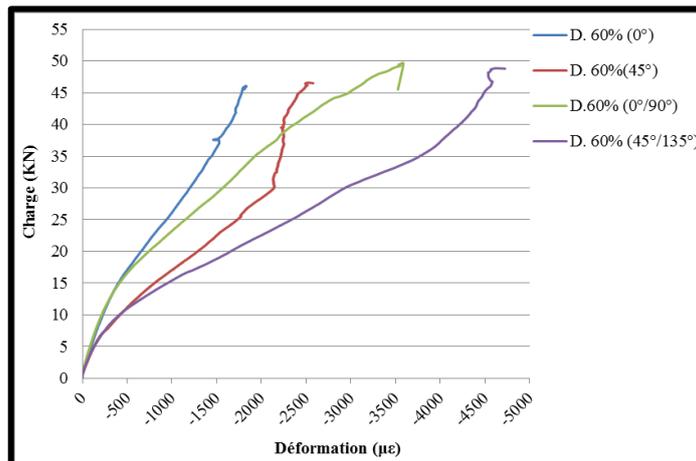


Figure IV. 55. Courbes charge-déformation du composite des dalles pré-chargées (0°, 45°, 0°/90°, 45°/135°)

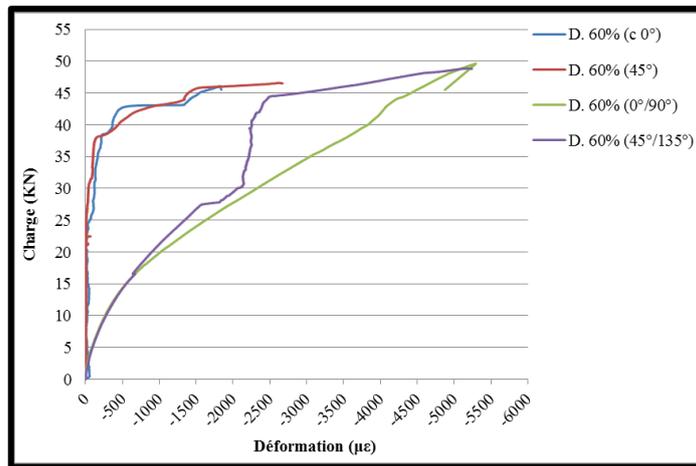


Figure IV. 99. Courbes charge-déformation du béton des dalles pré-chargées (0°, 45°, 0°/90°, 45°/135°)

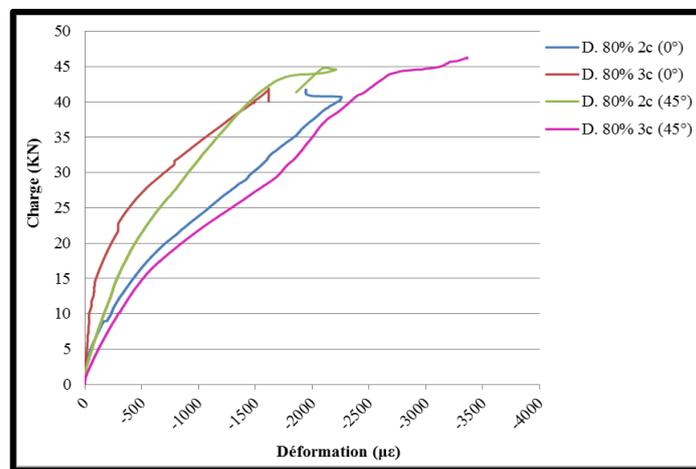


Figure IV. 57. Courbes charge-déformation du composite des dalles pré-chargées à 80%

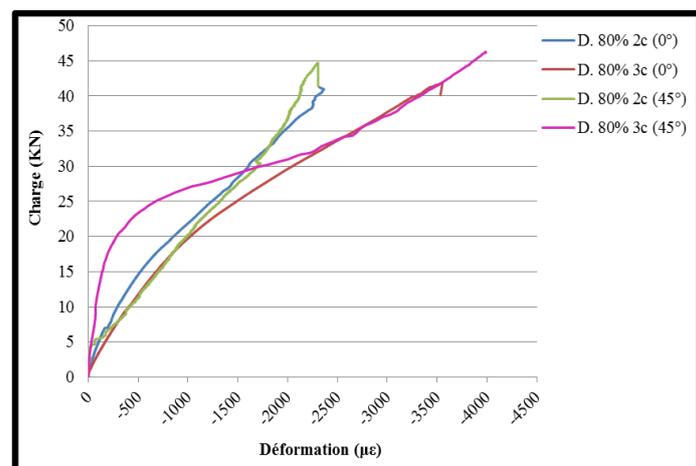


Figure IV. 58. Courbes charge-déformation du béton des dalles pré-chargées à 80%

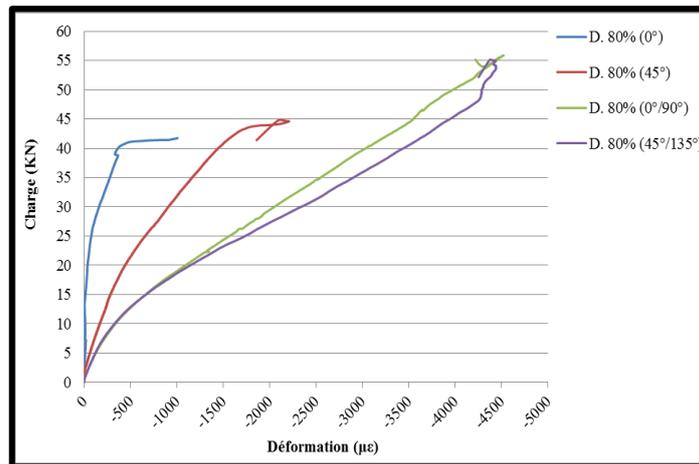


Figure IV. 59. Courbes charge-déformation du composite des dalles pré-chargées (0°, 45°, 0°/90°, 45°/135°)

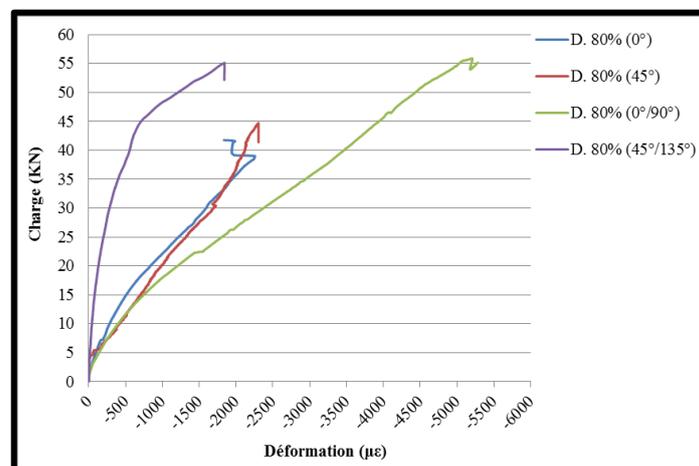


Figure IV. 60. Courbes charge-déformation du béton des dalles pré-chargées (0°, 45°, 0°/90°, 45°/135°)

Tableau IV.6 Résultats des essais (dalles pré-chargées à 60%)

Dalles (60%)	Nombre des couches	Orientation des fibres	Charge de rupture (KN)	Déformation du composite (µε)	Déformation du béton (µε)	Mode de rupture
D6	2	0°	46,08	-1834	-1840	Poinçonnement
D7	3	0°	41,92	-1451	-1483	Poinçonnement
D8	2	45°	46,58	-2581	-2672	Décol + poinç
D9	3	45°	50,33	-1182	-1359	Décollement
D16	2	0°/90°	49,61	-5295	-3590	Poinçonnement
D17	2	45°/135°	48,87	-5240	-4725	Poinçonnement

Tableau IV.7 Résultats des essais (dalles pré-chargées à 80%)

Dalles (80%)	Nombre des couches	Orientation des fibres	Charge de rupture (KN)	Déformation du composite ($\mu\epsilon$)	Déformation du béton ($\mu\epsilon$)	Mode de rupture
D10	2	0°	41,76	-2257,4	-2365	Poinçonnement
D11	3	0°	41,92	-1617	-3554	Poinçonnement
D12	2	45°	44,70	-2209	-2305	Décol + poinç
D13	3	45°	46,31	-3363,6	-3989	Décol + poinç
D18	2	0°/90°	55,89	-4520	-5281	Décol + poinç
D19	2	45°/135°	55,10	-4438	-1844	Décol + poinç

CONCLUSION

La contribution du renfort composite sur la résistance au poinçonnement des dalles renforcées a été étudiée dans ce dernier chapitre. Les résultats obtenus montrent que le renforcement par matériaux composites est la meilleure technique pour le renforcement et la réparation des structures en béton. Les résultats montrent que la charge de ruine et le déplacement sont influencés par le nombre de couches du composite, la surface du composite et par l'orientation des fibres du composite. En général, la rupture finale des dalles se produit par le phénomène du poinçonnement ou décollement du composite avec poinçonnement.

Conclusions et Perspectives

Conclusions et Perspectives

Le travail présente une étude expérimentale ; ce document permet d'étudier le comportement des dalles après le renforcement ; le renforcement s'effectue par la méthode des matériaux composites (tissu de fibre de carbone).

L'objectif de cette étude montre l'influence de la technique de renforcement par des matériaux composites sur les dalles en béton armé, les dimensions des dalles sont identiques pour tous les essais (965 x 680 x 60) mm, ces dalles sont soumises au poinçonnement symétrique.

Le travail est divisé en deux parties: la première est préliminaire et la deuxième est définitive. L'objectif de la partie préliminaire est d'étudier l'influence :

Le nombre de couches de renfort

La surface du composite

Le degré de dégradation

Sur le comportement des dalles renforcées par les matériaux composites.

Pour la partie définitive, on a utilisé le tissu de fibre de carbone pour réparation ; même cette partie permet d'évaluer l'effet des différents paramètres sur les dalles renforcées :

Le nombre de couches de renfort

L'orientation des fibres de tissu

Le degré de dégradation

Après le renforcement et la réparation (après différents degrés de dégradation) des dalles on a obtenu des résultats, et à la base de ces résultats on peut donner les conclusions suivantes:

L'utilisation du composite comme moyen de renforcement des éléments structuraux en béton armé a eu pour effet l'augmentation de la capacité.

Le comportement des dalles de contrôle a été trouvé quasi similaire à celui des dalles renforcées pour la phase élastique avant le début des fissures.

Le renforcement a eu un effet positif sur les charges de rupture et les déplacements.

Concernant l'ouverture de fissures des dalles, elle s'est distinguée par une diminution de largeur et réduction de nombre pour les dalles renforcées.

Un gain de l'ordre de 25 % est obtenu, en terme de capacité portante (charge ultime) des dalles renforcées par une surface de (40x40) cm², et de l'ordre de 13 % pour les dalles renforcées par une surface de (20x20) cm². tandis que le gain de la charge de rupture obtenu, pour le cas des dalles réparées après une dégradation de 60% par (40x40)cm², est de l'ordre de 30 % et de 10% pour les dalles réparées par (20x20)cm². Ainsi, l'augmentation de la charge ultime des dalles dégradées par

80% de la charge de rupture, est de 30% pour les dalles réparées par la grande surface, et de 7% pour le deuxième cas, par rapport aux dalles non renforcées.

Pour les dalles renforcées par une seule couche de (20x20) cm², l'augmentation de la charge est de 13% et de 17% pour le renforcement avec deux couches. Dans le cas de dégradation avec 60%, le gain de la charge est de l'ordre de 17% pour le cas de réparation avec deux couches, et de l'ordre de 10% pour une couche. Ainsi, le gain de la charge ultime pour les dalles dégradées par 80% est de 16% pour la réparation des dalles avec deux couches, et de 7% pour le cas d'une seule couche.

Dans le cas des dalles renforcées par deux couches de TFC avec une orientation de 0°, le gain de charge est 31% et de 13% pour trois couches. Ainsi que, dans le deuxième cas (le renforcement avec orientation de 45°) pour le renforcement par deux couches, le gain de la charge ultime est de l'ordre de 38%, et pour trois couches il est de 17% par rapport à la dalle de référence.

Les capacités de toutes les dalles dégradées soit avec 60% ou 80% sont augmentées, le gain de charge de la dalle réparée avec trois couches avec une orientation de 45° est 50% pour le cas de la dalle dégradée par 60%, et de 37% pour la dégradation de la dalle à 80%. Et pour la réparation avec l'orientation de 0°, le gain est de l'ordre de 36% pour la dalle dégradée par 60% et la dalle dégradée par 80% l'augmentation de la force est 23% (dans les deux cas, la réparation est avec deux couches de TFC), par rapport à la dalle saine.

La charge ultime pour les dalles renforcées par deux couches avec différentes orientations est augmentée, le gain pour la dalle renforcée par 0°/90° est de 58%, et de 33% dans le cas de la dalle renforcée par 45°/135°.

Pour les dalles pré chargées (60% et 80%), la force de rupture est augmentée, le gain de la charge est de 46% et 44% pour les dalles pré chargées par 60% et réparées par 0°/90 et 45°/135° respectivement, et le gain est de l'ordre de 65% pour la dalle pré chargée par 80% et réparée par 0°/90°, et un gain de 63% pour la dalle réparée par 45°/135°.

Les déformations du composite et du béton sont diminuées pour tous les cas de renforcement et réparation.

Diminution du déplacement des dalles renforcées ou réparées (1-2mm).

Augmentation de la rigidité des dalles renforcées avant fissuration (5-15%) par rapport à la dalle non renforcée.

Le mode de rupture, par poinçonnement, n'est pas trop influencé par la présence des matériaux composites, mais le rajout des couches de composite à un effet positif sur le périmètre critique, et sur l'angle du cône de poinçonnement. Le composite se découle dans les cas de l'orientation des fibres est incliné.

Le renforcement par TFC constitue un frein à la propagation des fissures (une diminution d'apparition des fissures, et réduction du nombre des fissures).

Perspectives

Développer des études expérimentales des dalles soumises au poinçonnement, et renforcées au moyen de composite (TFC). Une variation des différents paramètres influents : taux d'armatures, classe et type du béton, taux et type du renforcement avec déferente surface et orientation des composites.

Références bibliographiques

Références bibliographiques

- [1] CCTP Type. (2010). Réparations et renforcement des ouvrages en béton armé et précontraint. Version V3.2
- [2] Ivanova, I. (2013). Comportement mécanique de console courte en béton armé renforcée ou réparée par collage des matériaux composites (Doctoral dissertation, Reims).
- [3] Kreit, A. (2012). Prolongation de la durée de vie des ouvrages en béton armé (Doctoral dissertation, INSA de Toulouse).
- [4] Fiches techniques. Les ouvrages en béton : durabilité, dimensionnement et esthétique, Collection Technique Cim Béton G12, tome
- [5] Kurt, H., & Fritz, H. (2017). La carbonatation du béton.
- [6] Tru Vu, N. (2011). Contribution à l'étude de la corrosion par carbonatation du béton armé: approche expérimentale et probabiliste (Doctoral dissertation, Toulouse, INSA).
- [7] Girard, C. (1998). La carbonatation du béton armé (No. CERN-ST-98-018).
- [8] Vervisch-Fortuné, I. (2009). Sensibilité de la technique d'émission acoustique à la corrosion des armatures dans le béton (Doctoral dissertation, Université de Toulouse, Université Toulouse III-Paul Sabatier).
- [9] Fiches techniques. Corrosion des aciers dans le béton arme. Xand Solutions for Durability.
- [10] Ginger, C. (2016). La pathologie du beton. Compagnie des experts du bâtiment des travaux publics et de l'industrie CEBTPI.
- [11] Cefracor, A. F. G. C. (2003). Réhabilitation du biton armé dégradé par la corrosion. Centre Français Anti-Corrosion, 55-59.
- [12] Baroghel-Bouny, V. (2005). Nouvelle approche de la durabilité du béton. Indicateurs et méthodes. Ed. Techniques Ingénieur.
- [13] Huet, B. (2005). Comportement à la corrosion des armatures dans un béton carbonaté. Influence de la chimie de la solution interstitielle et d'une barrière de transport (Doctoral dissertation, INSA Lyon).
- [14] Silva, R. D. C. (2004). Contribution à l'analyse probabiliste de la performance des ponts en béton armé (Doctoral dissertation, École nationale des ponts et chaussées (France)).
- [15] Dierkens, M. (2011). Principales agressions et attaques du béton. CETE de Lyon.
- [16] Bricard, C. (2012). Pathologies du béton armé. Journée Technique OA mode doux.
- [17] Khelil, N. (2014). Traitements électrochimiques des bétons atteints de réaction sulfatique interne (Doctoral dissertation, Université de Toulouse, Université Toulouse III-Paul Sabatier).

- [18] Courard, L., & Bissonnette, B. (2016). Réparation des ouvrages en béton armé-Partie 1: Pathologies et diagnostic. Techniques de l'Ingénieur. Analyse Chimique et Caractérisation.
- [19] ESPCI, C. A. (2005). Etude des mécanismes d'adhésion à l'interface résine/ciment en vue de la réparation des ouvrages de génie civil (Doctoral dissertation, INSA, Lyon).
- [20] Poyet, S. (2003). Etude de la dégradation des ouvrages en béton atteints par la réaction alcali-silice-approche expérimentale et modélisation numérique des dégradations dans un environnement hydro-chemo-mécanique variable (Doctoral dissertation, Université de Marne la Vallée).
- [21] Nguyen, T. H. (2010). Durabilité des réparations à base cimentaire: analyse comparée de l'influence des propriétés mécaniques du matériau de réparation (Doctoral dissertation, Université de Toulouse, Université Toulouse III-Paul Sabatier).
- [22] Ouzaa, K. (2015). Réhabilitation des structures. Université d'Oran.
- [23] Aitcin, P. C., Neville, A., & Acker, P. (1998). Les différents types de retrait du béton. Bulletin-Laboratoires des Ponts et Chaussées, 41-52.
- [24] Pathologie., (2006). Le retrait des bétons. Laboratoire de la matière. Béton n°6.
- [25] Mommer, P., Dondonne, E., & Demars, P. (2004). Dégradation des dalles de tablier de ponts en Région Wallonne. Etude d'une pathologie complexe. Revue scientifique des ISILF, 18.
- [26] Delhomme, F. (2005). Etude du comportement sous impact d'une structure pare-blocs en béton armé (Doctoral dissertation, Université de Savoie).
- [27] Fukuyama, H., & Sugano, S. (2000). Japanese seismic rehabilitation of concrete buildings after the Hyogoken-Nanbu Earthquake. Cement and Concrete Composites, 22(1), 59-79.
- [28] Monti, G. (2003, July). Seismic upgrade of reinforced concrete columns with FRP. In Seminar on: Seismic Retrofitting of the South Tower, Tehran, Iran.
- [29] Priestley, M. J. N., Seible, F., Xiao, Y. et Verma, R. (1994). Steel jacket retrofitting of reinforced concrete bridge columns for enhanced shear strength- Part I: Theoretical considerations and test design. ACI Structural Journal, 91(4), 394-405.
- [30] Foo, S., Naumoski, N., & Saatcioglu, M. (2001). Aléas sismiques, codes du bâtiment et opinions d'atténuation des risques pour les immeubles canadiens", Bureau de la Protection des Infrastructures Essentielles et de la Protection Civile, Ministère des Travaux Publics et Service Gouvernementaux, N° du Catalogue : D 82-73/2002F-IN.
- [31] Elgabbas, F., El-Ghandour, A. A., Abdelrahman, A. A., & El-Dieb, A. S. (2010). Different CFRP strengthening techniques for prestressed hollow core concrete slabs: Experimental study and analytical investigation. Composite Structures, 92(2), 401-411.
- [32] Mosallam, A. S. (2000). Strength and ductility of reinforced concrete moment frame connections strengthened with quasi-isotropic laminates. Composites Part B: Engineering, 31(6-7), 481-497.

- [33] Moy, S. S. J., Hill, P., Moriarty, J., Dier, A. F., Kenchington, A., & Iverson, B. (2001). Strengthening of tunnel supports using carbon fibre composites. *Proceedings of the Institution of Mechanical Engineers, Part L: Journal of Materials: Design and Applications*, 215(4), 235-243.
- [34] Gheorghiu, C., Labossière, P., & Proulx, J. (2006). Fatigue and monotonic strength of RC beams strengthened with CFRPs. *Composites Part A: applied science and manufacturing*, 37(8), 1111-1118.
- [35] Abdul-Salam, B., Farghaly, A. S., & Benmokrane, B. (2016). Mechanisms of shear resistance of one-way concrete slabs reinforced with FRP bars. *Construction and Building Materials*, 127, 959-970.
- [36] David, E., Djelal, C., & Buyle-Bodin, F. (1998). Repair and strengthening of reinforced concrete beams using composite materials. In 2nd Int. PhD symposium in civil engineering 14, 23-34.
- [37] Madi, R., & Guenfoud, M. (2009). Analyse du comportement des poutres en béton armé renforcées par matériaux composites. 19ème Congrès Français de Mécanique. Marseille, 24-28 août (2009).
- [38] Draid, Z. (2005). Renforcement et réparation des coques métalliques par matériaux composites (TFC): étude du comportement au flambage: analyses expérimentales et numériques (Doctoral dissertation, Villeurbanne, INSA).
- [39] Beddiar, A. (2004). Renforcement des poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites (Doctoral dissertation, Université Mohamed Khider Biskra).
- [40] Teng, J. G., Lam, L., Chan, W., & Wang, J. (2000). Retrofitting of deficient RC cantilever slabs using GFRP strips. *Journal of composites for construction*, 4(2), 75-84.
- [41] Luyckx, J. (1999). Composites à fibres de carbone dans le génie civil. Ed. Techniques Ingénieur.
- [42] Ngo, M. D. (2016). Renforcement au cisaillement des poutres béton armé par matériaux composites naturels (fibre de Lin). Doctoral dissertation, Université de Lyon.
- [43] Benzaid, R., Mesbah, H., & Chikh, N. (2013). Les matériaux composites 'PRF' pour le confinement externe du béton. Version 1.
- [44] Wu, Z. Y. (2004). Etude expérimentale du comportement des poutres courtes en béton armé pré-fissurées et renforcées par matériaux composites sous chargement statique et de fatigue. Thèse de doctorat, Ecole des Ponts ParisTech.
- [45] Duplan, J. (2010). Etude de la distribution du renforcement des structures en maçonnerie par fibres de carbone, en utilisant l'optimisation topologique (Doctoral dissertation, INSA de Strasbourg).
- [46] Berreur, L., de Maillard, B., & Nösperger, S. (2002). L'industrie française des matériaux composites. Etude stratégique (Rapport de synthèse) réalisée par Nodal consultants pour le compte de la Digitip/SIM, 14.

- [47] Carolin, A. (2003). Carbon fibre reinforced polymers for strengthening of structural elements. Thèse de doctorat, Luleå université de Technologie.
- [48] Châtain, M. (2001). Matériaux composites: présentation générale. Techniques de l'ingénieur. Plastiques et composites, (AM5000), AM5000-1.
- [49] Ledru, Y. (2009). Etude de la porosité dans les matériaux composites stratifiés aéronautiques (Doctoral dissertation, Institut National Polytechnique de Toulouse).
- [50] ISPA (institut supérieur de plasturgie d'Alençon- entreprises). (2014). Méthodes d'assemblage de thermoplastiques renforcés fibres courtes ou longues Livrable 2 : Etat de l'art. Numéro de rapport : 213834R.
- [51] Gornet, L. (2011). Généralités sur les matériaux composites. <https://ce1.archives-ouvertes.fr/ce1-00470296v1>
- [52] Uomoto, T., Mutsuyoshi, H., Katsuki, F., & Misra, S. (2002). Use of fiber reinforced polymer composites as reinforcing material for concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 14(3), 191-209.
- [53] Hamelin, P. (2008). Réparation des ouvrages par matériaux composites : Recommandations AFGC. Colloque Le Pont : Les Ouvrages d'Art – Toulouse.
- [54] Mirmiran, A., & Shahawy, M. (1997). Behavior of concrete columns confined by fiber composites. *Journal of structural engineering*, 123(5), 583-590.
- [55] Lee, C., Bonacci, J. F., Thomas, M. D., Maalej, M., Khajehpour, S., Hearn, N., ... & Sheikh, S. (2000). Accelerated corrosion and repair of reinforced concrete columns using carbon fibre reinforced polymer sheets. *Canadian Journal of Civil Engineering*, 27(5), 941-948.
- [56] Benzaid, R., Chikh, N. E., & Mesbah, H. (2008). Behaviour of square concrete column confined with GFRP composite wrap. *Journal of civil engineering and management*, 14(2), 115-120.
- [57] Karbhari, V. M. (2003). Durability of FRP composites for civil infrastructure—myth, mystery or reality. *Advances in Structural Engineering*, 6(3), 243-255.
- [58] Bencardino, F., Spadea, G., & Swamy, R. N. (2007). The problem of shear in RC beams strengthened with CFRP laminates. *Construction and Building Materials*, 21(11), 1997-2006.
- [59] Madi, R. (2009). Renforcement d'une poutre en béton armé par lamelles en composites -étude analytique et numérique. Thèse de doctorat, Algérie.
- [60] Spadea, G., Bencardino, F., Sorrenti, F., & Swamy, R. N. (2015). Structural effectiveness of FRP materials in strengthening RC beams. *Engineering Structures*, 99, 631-641.
- [61] Demir, A., Tekin, M., Turali, T., & Bagci, M. (2014). Strengthening of RC beams with prefabricated RC U cross-sectional plates. *Structural Engineering and Mechanics*, 49(6), 673-685.

- [62] Croston, T. (2006). Etude expérimentale du comportement d'une poutre en béton armé en flexion trois points réparée par matériaux composites (approche probabiliste) (Doctoral dissertation, Bordeaux, ENSAM).
- [63] Houhou, N. (2012). Durabilité des interfaces collées béton/renforts composites: développement d'une méthodologie d'étude basée sur un dispositif de fluage innovant conçu pour être couplé à un vieillissement hygrothermique (Doctoral dissertation, Université Paris-Est).
- [64] Benzaid, R. (2010). Contribution à l'étude des matériaux composite dans le renforcement et la réparation des éléments structuraux linéaires en béton". Thèse de doctorat. Algérie.
- [65] Vannucci, P. (2014). Structures de génie civil. Cour Master DSME : Dimensionnement des Structures Mécaniques dans leur Environnement. Université de Versailles.
- [66] Tassinari, L. (2011). Poinçonnement non symétrique des dalles en béton armé. Ecole polytechnique fédérale de Lausanne N°5030. Thèse de doctorat.
- [67] Guidotti, R. (2010). Poinçonnement des planchers-dalles avec colonnes superposées fortement sollicitées. Thèse de doctorat.
- [68] Santos, G. S., Nicácio, W. G., Lima, A. W., & Melo, G. S. S. A. (2014). Punching strengthening in flat plates of reinforced concrete with carbon fiber reinforced polymer (CFRP). *Ibracon structures and materials journal*, 7(4), 592-625.
- [69] Bartolac, M., Damjanović, D., & Duvnjak, I. (2015). Punching strength of flat slabs with and without shear reinforcement. *Građevinar*, 67(08.), 771-786.
- [70] Krüger, G. (1999). Résistance au poinçonnement excentré des planchers-dalles. Thèse de doctorat, école polytechnique fédérale de Lausanne, France.
- [71] Menetrey, P. (1994). Numerical analysis of punching failure in reinforced concrete structures. Thèse EPFL.
- [72] Clément, T. (2012). Influence de la précontrainte sur la résistance au poinçonnement de dalles en béton armé. Thèse de doctorat N° 5516.
- [73] Guandalini, S. (2005). Poinçonnement symétrique des dalles en béton armé. Thèse de doctorat.
- [74] Bouzeboudja, F. (2017). Poinçonnement de dalles armées de tissus composites. Thèse de doctorat, Algérie.
- [75] Halfen., fiche technique, HDB - Armatures anti-poinçonnement.
[http://www.halfen.com/fr/777/produits/systemes-darmature/hdb-armatures antipoinonnement /apercu/](http://www.halfen.com/fr/777/produits/systemes-darmature/hdb-armatures_antipoinonnement/apercu/)
- [76] Teng, J. G., Cao, S. Y., & Lam, L. (2001). Behaviour of GFRP-strengthened RC cantilever slabs. *Construction and Building Materials*, 15(7), 339-349.
- [77] Mosallam, A. S., & Mosalam, K. M. (2003). Strengthening of two-way concrete slabs with FRP composite laminates. *Construction and building materials*, 17(1), 43-54.

- [78] Rochdi, E. H. (2004). Contribution à l'analyse du comportement mécanique de dalles en béton arme renforcées par matériaux composites. Thèse de doctorat, Université Claude Bernard-Lyon I.
- [79] Rochdi, E. H., Bigaud, D., Ferrier, E., & Hamelin, P. (2006). Ultimate behavior of CFRP strengthened RC flat slabs under a centrally applied load. *Composite structures*, 72(1), 69-78.
- [80] Michel, L. (2007). Approches locales et globales du comportement de dalles en béton armé renforcées par matériaux composites. Thèse de doctorat, Lyon 1.
- [81] Michel, L., Ferrier, E., Bigaud, D., & Agbossou, A. (2007). Criteria for punching failure mode in RC slabs reinforced by externally bonded CFRP. *Composite structures*, 81(3), 438-449.
- [82] El Maaddawy, T., & Soudki, K. (2008). Strengthening of reinforced concrete slabs with mechanically-anchored unbonded FRP system. *Construction and Building Materials*, 22(4), 444-455.
- [83] Limam, O., Foret, G., & Ehrlacher, A. (2003). RC two-way slabs strengthened with CFRP strips: experimental study and a limit analysis approach. *Composite Structures*, 60(4), 467-471.
- [84] Shaat, A., & Fam, A. (2008). Repair of cracked steel girders connected to concrete slabs using carbon-fiber-reinforced polymer sheets. *Journal of Composites for Construction*, 12(6), 650-659.
- [85] Saravanan, M., Marimuthu, V., Prabha, P., Arul Jayachandran, S., & Datta, D. (2012). Experimental investigations on composite slabs to evaluate longitudinal shear strength. *Steel & Composite Structures*, 13(5), 489-500.
- [86] Meisami, M. H., Mostofinejad, D., & Nakamura, H. (2013). Punching shear strengthening of two-way flat slabs using CFRP rods. *Composite Structures*, 99, 112-122.
- [87] Hafidi, M., Kharchi, F., & Lefkir, A. (2013). Neuro-fuzzy optimisation to model the phenomenon of failure by punching of a slab-column connection without shear reinforcement. *Structural Engineering and Mechanics*, 47(5), 679-700.
- [88] Anil, Ö., Kaya, N., & Arslan, O. (2013). Strengthening of one way RC slab with opening using CFRP strips. *Construction and Building Materials*, 48, 883-893.
- [89] Hassan, M., Ahmed, E. A., & Benmokrane, B. (2014). Punching shear behavior of two-way slabs reinforced with FRP shear reinforcement. *Journal of Composites for Construction*, 19(1), 04014030.
- [90] Abdul-Salam, B., Farghaly, A. S., & Benmokrane, B. (2016). Mechanisms of shear resistance of one-way concrete slabs reinforced with FRP bars. *Construction and Building Materials*, 127, 959-970.
- [91] SIKA., (2009). Fiche technique. Edition 1, SikaWrap R -230 C45.
- [92] SIKA., (2012). Fiche technique. Edition 2011 Version N° 2012- 012, Sikadur®-330.
- [93] Khayat, K., & Les Bétons Autonivelants, L. B. (1999). Bases et Données pour leur Formulation, Association Technique de l'Industrie des Liants Hydrauliques, Sous la Direction de J. Baron et J. P. Ollivier, Edition Eyrolles, Paris, Troisième Tirage.

- [94] Abbas, H., Abadel, A. A., Almusallam, T., & Al-Salloum, Y. (2015). Effect of CFRP and TRM strengthening of RC slabs on punching shear strength. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 12(9), 1616-1640.
- [95] Malalanayake, M. L. V. P., Gamage, J. C. P. H., & Silva, M. A. L. (2017). Experimental investigation on enhancing punching shear capacity of flat slabs using CFRP. 8th International Conference on Structural Engineering and Construction Management.
- [96] Niu, H., Vasquez, A., & Karbhari, V. M. (2005). Effect of material configuration on strengthening of concrete slabs by CFRP composites. *Composites part B: engineering*, 37(2-3), 213-226.
- [97] Soudki, K., El-Sayed, A. K., & Vanzwol, T. (2012). Strengthening of concrete slab-column connections using CFRP strips. *Journal of King Saud University-Engineering Sciences*, 24(1), 25-33.
- [98] Gherdaoui, M., & Guenfoud, M. (2018). Repairing reinforced concrete slabs by composite materials. *J. Mater. Environ. Sci*, 9(2), 701-708.
- [99] Harajli, M. H., & Soudki, K. A. (2003). Shear strengthening of interior slab-column connections using carbon fiber-reinforced polymer sheets. *Journal of Composites for Construction*, 7(2), 145-153.
- [100] Abadel, A., Abbas, H., Almusallam, T., Al-Salloum, Y., & Siddiqui, N. (2017). Local Impact Damage Response of CFRP Strengthened Concrete Slabs. *Procedia Engineering*, 173, 85-92.
- [101] Al-Rousan, R., Issa, M., & Shabila, H. (2012). Performance of reinforced concrete slabs strengthened with different types and configurations of CFRP. *Composites Part B: Engineering*, 43(2), 510-521.
- [102] El-Enein, H. A., Azimi, H., Sennah, K., & Ghrib, F. (2014). Flexural strengthening of reinforced concrete slab-column connection using CFRP sheets. *Construction and Building Materials*, 57, 126-137.
- [103] Nguyen, D. T., Limam, A., Georgin, J. F., Reynouard, J. M., Michel, G., & Dauffer, D. (2001). Caractérisation et qualification du renforcement en TFC de dalles béton armé endommagées.
- [104] Sharaf, M. H., Soudki, K. A., & Van Dusen, M. (2006). CFRP strengthening for punching shear of interior slab-column connections. *Journal of Composites for Construction*, 10(5), 410-418.
- [105] Abdullah, A., Bailey, C. G., & Wu, Z. J. (2013). Tests investigating the punching shear of a column-slab connection strengthened with non-prestressed or prestressed FRP plates. *Construction and Building Materials*, 48, 1134-1144.
- [106] Al-Sulayvani, B. J., & Al-Talabani, D. N. (2015). Strengthening and repair of circular RC slabs with openings using CFRP strips under repeated loading. *Construction and Building Materials*, 84, 73-83.

- [107] Enochsson, O., Lundqvist, J., Täljsten, B., Rusinowski, P., & Olofsson, T. (2007). CFRP strengthened openings in two-way concrete slabs—An experimental and numerical study. *Construction and Building Materials*, 21(4), 810-826.
- [108] Gherdaoui, M., Guenfoud, M., & Madi, R. (2018). Punching behavior of strengthened and repaired RC slabs with CFRP. *Construction and Building Materials*, 170, 272-278.
- [109] Mahmoud, H. S. (2016). Strengthening of High Strength Reinforced Concrete Slabs with CFRP Laminates. These de Doctorat. American University of Sharjah. Emirats Arabes Unis.
- [110] Bouselham, A. (2005). Comportement des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de matériaux composites avancés. (Doctoral dissertation, École de technologie supérieure).
- [111] Gherdaoui, M., Madi, R., & Guenfoud, M. (2012). Renforcement des ouvrages en béton armé soumis aux actions gravitaires avec matériaux composites. 1^{er} congrès international de génie civil et d'hydraulique, Guelma, Algérie.
- [112] Gherdaoui, M., Boukour, S., Madi, R., & Guenfoud, H. (2014). Etude expérimentale de renforcement des dalles en béton armé sous poinçonnement. 2^{eme} Workshop CMG, caractérisation et Modélisation des Géomatériaux, Biskra, Algérie.
- [113] Gherdaoui, M., Madi, R., & Guenfoud, M. (2018). Réparation des dalles en béton armé par matériaux composite. International Symposium on Materials Chemistry, Boumerdes, Algérie.

Annexe A

Fiches techniques

FICHE TECHNIQUE

SikaWrap®-230 C

TISSU DE FIBRES DE CARBONE UNIDIRECTIONNELLES POUR LE RENFORCEMENT STRUCTUREL FAISANT PARTIE DU SYSTÈME DE RENFORCEMENT SIKA

DESCRIPTION DU PRODUIT

SikaWrap®-230 C est un tissu de fibres de carbone unidirectionnelles à résistance moyenne développé pour être appliqué par la méthode sèche ou humide.

DOMAINES D'APPLICATION

Renforcement de structures en béton armé, en maçonnerie et en bois, pour augmenter la résistance en flexion et cisaillement pour:

- Amélioration de la résistance parasismique des murs maçonnés.
- Remplacement du manque de fers d'armature.
- Augmentation de la résistance contre la déformation des colonnes.
- Augmentation de la capacité portante des constructions.
- Modification de destination de la construction.
- Réparation d'erreurs constructives et/ou de design.
- Augmentation de la résistance aux tremblements de terre.
- Augmentation de la durée de vie de la construction.
- Mbe en conformité structurelle pour répondre aux normes actuelles.

CARACTÉRISTIQUES / AVANTAGES

- Fabriqué avec une trame pour maintenir la stabilité du tissu (heat-set proces).
- Tissu multifonctionnelle pour utilisation dans de nombreux types de renforcement.
- Flexible et convenant pour des surfaces de différents formes et géométries (balcons, colonnes, cheminées, poteaux, murs, plafonds, silos, etc.).
- Disponible en différentes largeurs pour une application optimale.
- Faible densité pour un excédent de poids minimum.
- Economique par rapport aux techniques traditionnelles.

ESSAIS**AGRÉMENTS / NORMES**

France: CSTB - Avis Technique 3/10-669

Slovaquie: TSUS, Building Testing and research institutes, Technical Approval TO-09/0080, 2009

Pologne:

- Technical Approval ITB AT-15-5604/2011:
- Technical Approval IBDIM Nr AT/2008-03-0336/1

USA: ACI 440.2R-08, Guide for the Design and construction of Externally Bonded FRP Systems for strengthening concrete structures, July 2008

UK: Concrete Society Technical Report No. 55, Design guidance for strengthening concrete structures using fiber composite material, 2012 (UK)

Italie: CNR-DT 200/2004 - Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Existing Structures

INFORMATION PRODUIT**FORME****TYPE DE FIBRE**

Fibres de carbone sélectionnées à résistance moyenne

STRUCTURE DE LA FIBRE

Orientation de la fibre 0° (unidirectionnelle)

Chaîne: fibres de carbone noires (99% du poids par unité de surface)

Trame: fibres blanches thermoplastiques (1% du poids par unité de surface)

EMBALLAGE

	Longueur du tissu / rouleau	Largeur du tissu
4 rouleaux par boîte	≥ 50 m	300 / 600 mm

STOCKAGE**CONDITIONS DE STOCKAGE / CONSERVATION**

24 mois à partir de la date de fabrication si stocké dans les emballages d'origine fermés dans un endroit sec à une température comprise entre +5°C et +35°C. Protéger de l'exposition directe au soleil.

CARACTÉRISTIQUES TECHNIQUES**POIDS**

235 g/m² ± 10 g/m² (uniquement les fibres de carbone)

ÉPAISSEUR DU TISSU

0,129 mm (basé sur la teneur en fibres)

DENSITÉ (FIBRE)

1,82 g/cm³

Fiche technique

SikaWrap®-230 C

30/7/1/2013, VERSION 1

02 04 01 001 0 000025

FR/anglais

BUILDING TRUST



PROPRIÉTÉS MÉCANIQUES / PHYSIQUES

PROPRIÉTÉ DE LA FIBRE SÈCHE

Valeurs dans le sens longitudinal des fibres (selon ISO 10618)

Module d'élasticité	Valeur minimale	130 kN/mm ²
Résistance à la traction	Valeur minimale	4000 N/mm ²
Allongement à la rupture		1,7%

PROPRIÉTÉ DE LA LAMELLE DURCIE (En rapport avec l'épaisseur du tissu)

Couche unique, minimum 27 échantillons (selon EN 2561*)
par série de tests

Épaisseur de la lamelle (nominale)		0,129 mm
Coupe transversale par 1000 mm de largeur		129 mm ²
Module d'élasticité	Moyen	225 kN/mm ²
	Caractéristique	22000 N/mm ²
Résistance à la traction	Moyenne	3500 N/mm ²
	Caractéristique	3200 N/mm ²

*acier adapté avec 50 mm

VALEURS DE CALCUL

La contrainte réelle de conception doit être déterminée conformément aux normes de conception pertinentes.

Les valeurs données sont relatives à une imprégnation avec Sikadur®-330 et Sikadur®-300.

Résistance à la traction	Moyenne	452 kN/m
	Caractéristique	413 kN/m
Force de traction à 0,4% d'allongement	Moyenne	116 kN/m
	Caractéristique	114 kN/m
Force de traction à 0,6% d'allongement	Moyenne	174 kN/m
	Caractéristique	17000 N/m

INFORMATION SUR LE SYSTÈME

DÉTAILS D'APPLICATION

STRUCTURE DU SYSTÈME

La configuration du système telle que décrite ici doit être implémentée dans sa totalité et ne peut être modifiée.

Primaire pour béton: Sikadur®-330

Résine d'imprégnation: Sikadur®-330

Tissu de renforcement structurel: SikaWrap®-230 C.

Pour informations détaillées sur le Sikadur®-330, ainsi que l'application de la résine et du tissu, consulter la notice technique du Sikadur®-330 et les directives pour l'application sèche du SikaWrap® (Ref. 850-41-02).

Notice technique

SikaWrap®-230 C

28/11/2014, VERSION 1

02 04 01 02 002 0 000025

FR/Belgique

BUILDING TRUST



CONSOMMATION

Application sèche avec Sikadur®-330:

Première couche, primaire inclus: 0,8 – 1,2 kg/m²

Couches suivantes: 0,7 kg/m²

Application humide avec Sikadur®-300:

Première couche, primaire inclus: 0,8 – 1,2 kg/m²

Couches suivantes: 0,7 kg/m²

Pour plus d'informations, consulter également les directives pour l'application du SikaWrap® pour application sèche (Réf. 850 41 02), SikaWrap® pour application humide (Réf. 850 41 03) ou l'application humide à la machine du SikaWrap® (Réf. 850 41 04).

QUALITÉ DU SUPPORT

L'adhérence du support doit être de minimum 1,0 N/mm² ou telle que spécifiées dans le calcul).

Pour plus d'informations, consulter également les directives pour l'application du SikaWrap® pour application sèche (Réf. 850 41 02), SikaWrap® pour application humide (Réf. 850 41 03) ou l'application humide à la machine du SikaWrap® (Réf. 850 41 04).

PRÉPARATION DU SUPPORT

Le béton doit être nettoyé et préparé afin d'obtenir une texture de surface ouverte, exempte de laitance et de produits contaminants.

Pour plus d'informations, consulter également les directives pour l'application du SikaWrap® pour application sèche (Réf. 850 41 02), SikaWrap® pour application humide (Réf. 850 41 03) ou l'application humide à la machine du SikaWrap® (Réf. 850 41 04).

INSTRUCTIONS POUR L'APPLICATION

MÉTHODE D'APPLICATION / OUTILLAGE

Le tissu peut être coupé sur mesure à l'aide d'un ciseau ou couteau spécial. Le tissu ne peut jamais être plié !

SikaWrap®-230 C est utilisé aussi bien pour la méthode sèche que pour la méthode humide.

Pour plus d'informations, consulter également les directives pour l'application du SikaWrap® pour application sèche (Réf. 850 41 02), SikaWrap® pour application humide (Réf. 850 41 03) ou l'application humide à la machine du SikaWrap® (Réf. 850 41 04).

**REMARQUES RELATIVES À
L'APPLICATION / LIMITATIONS**

Le produit ne peut être appliqué que par des professionnels qualifiés.

Le tissu SikaWrap®-230 C est traité avec un produit afin d'obtenir une adhérence avec les colles/résines Sikadur® et une longévité maximale. Pour assurer la compatibilité totale des produits entre eux, la structure du système ne peut en aucun cas être modifiée.

Le SikaWrap®-230 C peut être recouvert d'un matériau à base de ciment ou d'un revêtement, ceci à des fins esthétiques et/ou de protection, en fonction de la situation. Pour une protection complémentaire contre les UV, les Sikagard® Elastic - Decadex 550, Sikagard® AcrylDeco, ou Sikagard®-680 S peuvent être appliqués.

Pour plus d'informations, consulter également les directives pour l'application du SikaWrap® pour application sèche (Réf. 850 41 02), SikaWrap® pour application humide (Réf. 850 41 03) ou l'application humide à la machine du SikaWrap® (Réf. 850 41 04).

BASE DES VALEURS

Toutes les caractéristiques spécifiées dans cette fiche technique sont basées sur des tests de laboratoire.

Les mesures effectives peuvent varier en raison de circonstances échappant à notre contrôle.

RESTRICTIONS LOCALES

Les performances de ce produit peuvent varier d'un pays à l'autre en raison de réglementations locales spécifiques. Veuillez consulter la fiche technique locale pour la description exacte des champs d'application.

**INFORMATIONS EN MATIÈRE DE
SANTÉ ET DE SÉCURITÉ**

Pour des informations et des conseils concernant la manipulation, le stockage et la mise au rebut de produits chimiques en toute sécurité, veuillez consulter la fiche de sécurité la plus récente du matériau concerné, qui comporte ses données physiques, écologiques, toxicologiques, etc.

RAPPEL

Nos produits doivent être stockés, manipulés et appliqués correctement.

NOTICE LÉGALE

Les informations sur la présente notice, et en particulier les recommandations relatives à l'application et à l'utilisation finale des produits Sika, sont fournies en toute bonne foi et se fondent sur la connaissance et l'expérience que la Société Sika a acquises à ce jour de ses produits lorsqu'ils ont été convenablement stockés, manipulés et appliqués dans des conditions normales conformément aux recommandations de Sika. En pratique, les différences entre matériaux, substrats et conditions spécifiques sur site sont telles que ces informations ou toute recommandation écrite ou conseil donné n'impliquent aucune garantie de qualité marchande autre que la garantie légale contre les vices cachés. L'utilisateur du produit doit tester la compatibilité du produit pour l'application et but recherché. Sika se réserve le droit de modifier les propriétés du produit. Notre responsabilité ne saurait d'aucune manière être engagée dans l'hypothèse d'une application non conforme à nos renseignements. Les droits de propriété détenus par des tiers doivent impérativement être respectés. Toutes les commandes sont acceptées sous réserve de nos Conditions de Vente et de Livraison en vigueur. Les utilisateurs doivent impérativement consulter la version la plus récente de la fiche technique locale correspondant au produit concerné, qui leur sera remise sur demande.

**POUR PLUS D'INFORMATION SUR LES SOLUTIONS SIKA POUR LE
RENFORCEMENT STRUCTUREL:**



SIKA SA
Reforblichment
Rue Pierre Dupont 167
1140 Bruxelles
Belgium
www.sika.be

Tel: +32 (0)3 726 16 85
Fax: +32 (0)3 726 28 09
E-mail: info@be.sika.com

Fiche technique
SikaWrap® 230 C
26/11/2014, VERSION 1
02 04 01 02 002 0 000025

FR/Belgique

© 2014 Sika AG, tous droits réservés

BUILDING TRUST



Sikadur®-330

Résine d'imprégnation époxydique pour tissu de renforcement

Description Sikadur®-330 est une résine d'imprégnation époxydique, thixotrope, à 2 composants, mélange de résine époxydique et de fillers spéciaux.
Sikadur®-330 est conforme aux exigences de la norme NF EN 1504-4 en tant que produit de collage de plaques de renforcement.

Utilisation

- Sikadur®-330 est une résine de collage/imprégnation utilisée pour les tissus «secs» de renforcement de structures de la gamme SikaWrap® (exemple SikaWrap®-230 C).
- Primaire d'imprégnation du support pour les tissus «humides» de renforcement de structures (SikaWrap®-600 C). Nous consulter.
- Colle structurale pour le collage des Lamelles Sika® CarboDur® sur support d'aspect fin et régulier.

Caractéristiques / Avantages

- Facile à mélanger et à appliquer, à la truelle et au rouleau
- Conçue pour les méthodes d'imprégnation manuelle de tissus «secs»
- Thixotropie: aptitude à l'application sur surfaces verticales et en sous-face.
- Excellente adhérence sur de nombreux supports
- Application sans primaire préalable
- Hautes résistances mécaniques

Essais

Agréments / Essais / Normes Conforme aux exigences de la norme NF EN 1504-4 (collage structural).
Avis Technique N° 3/10-669 (annule et remplace N° 3/07-502) - procédé SikaWrap®-230 C/45 - Sikadur®-330

Caractéristiques

Couleur/ consistance Composant A: blanc
Composant B: gris
Mélange A+B: gris clair
Consistance crémeuse

Conditionnement Kit de 5 kg

Stockage

Conditions de stockage / conservation 24 mois à partir de la date de fabrication, quand le produit est stocké dans son emballage d'origine intact, non entamé, à l'abri du gel, de l'humidité et des rayons solaires directs, à une température comprise entre +5°C et +25°C.

Caractéristiques techniques

Nature chimique Résine époxydique.

Densité 1,30 kg/l (mélange A+B, à +23°C)



Coefficient de Dilatation Thermique	4,5.10 ⁻⁵ par °C (plage de température de -10°C à +40°C)																
Viscosité	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Température</th> <th>Viscosité</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>+10°C</td> <td>~ 10.000 mPa.s</td> </tr> <tr> <td>+23°C</td> <td>~ 8.000 mPa.s</td> </tr> <tr> <td>+35°C</td> <td>~ 5.000 mPa.s</td> </tr> </tbody> </table>		Température	Viscosité	+10°C	~ 10.000 mPa.s	+23°C	~ 8.000 mPa.s	+35°C	~ 5.000 mPa.s							
Température	Viscosité																
+10°C	~ 10.000 mPa.s																
+23°C	~ 8.000 mPa.s																
+35°C	~ 5.000 mPa.s																
Stabilité Thermique	Heat Deflection Temperature (HDT), selon la norme ASTM D648																
	<table border="1"> <thead> <tr> <th>Temps de Durcissement</th> <th>Température</th> <th>HDT</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>7 jours</td> <td>+10°C</td> <td>+30°C</td> </tr> <tr> <td>7 jours</td> <td>+23°C</td> <td>+47°C</td> </tr> <tr> <td>7 jours</td> <td>+35°C</td> <td>+53°C</td> </tr> <tr> <td>7 jours à +10 °C plus 7 jours à +23°C</td> <td>-</td> <td>+43°C</td> </tr> </tbody> </table>		Temps de Durcissement	Température	HDT	7 jours	+10°C	+30°C	7 jours	+23°C	+47°C	7 jours	+35°C	+53°C	7 jours à +10 °C plus 7 jours à +23°C	-	+43°C
Temps de Durcissement	Température	HDT															
7 jours	+10°C	+30°C															
7 jours	+23°C	+47°C															
7 jours	+35°C	+53°C															
7 jours à +10 °C plus 7 jours à +23°C	-	+43°C															
Température en service	-40°C à +45°C																
Caractéristiques physiques et mécaniques																	
Résistance en traction	30 MPa (7 jours à +23°C)	(selon la norme DIN 53455)															
Adhérence	> 4 MPa rupture dans le béton (support sablé)	(selon la norme EN 24624)															
Module d'Elasticité	Flexion: 3800 MPa (7 jours à +23°C) Traction: 4500 MPa (7 jours à +23°C)	(selon la norme DIN 53452) (selon la norme DIN 53455)															
Allongement à rupture	0,9% (7 jours à +23°C)	(selon la norme DIN 53455)															
Résistance																	
Résistance chimique	Sikadur [®] -330 doit être protégé vis-à-vis d'une exposition chimique																
Résistance thermique	Exposition permanente : +45°C																
Système																	
Composants du système	Le Sikadur [®] -330 fait partie du procédé de renforcement de structures, par tissu de la gamme SikaWrap [®] . Primaire et Résine d'impregnation Sikadur [®] -330. Tissu de renforcement de structure SikaWrap [®]																
Application																	
Consommation	La consommation varie en fonction de la rugosité du support et du type de tissu à imprégner. Consulter la Notice Produit du tissu SikaWrap [®] -230C. Plage de consommation : 0,7 à 1,5 kg/m ²																

Qualité du support	<p>Consulter l'Avis Technique CSTB N° 3110-669.</p> <p>Les bétons et mortiers doivent avoir au moins 28 jours.</p> <p>Le support doit être propre, sec, exempt de toute trace de graisse, d'huile, de rouille, de produit de cure, d'ancien revêtement ou traitement de surface, de parties non ou peu adhérentes, de laitance.</p> <p>Le support doit être sain et présenter, après préparation, une cohésion superficielle supérieure à 1 MPa (test d'arrachement à pratiquer).</p> <p>La planéité de surface doit rentrer dans la tolérance de ± 2 mm sur une longueur de 30 cm.</p> <p>Les balèvres de coffrages et saillies ne doivent pas excéder 0,5 mm. Si nécessaire, rogner à l'aide de Sikadur-41F.</p> <p>Les fissures d'une largeur supérieure à 0,25 mm doivent être injectées à l'aide de Sikadur-52, suivant les méthodes habituelles d'injection.</p> <p>Les angles saillants de la structure doivent être arrondis jusqu'à obtenir un rayon d'au moins 20 mm (fonction du type de tissu SikaWrap® utilisé); Ceci peut être fait en utilisant une ponceuse à disque diamanté.</p>
Préparation du support	<p>Consulter l'Avis Technique CSTB N° 3110-669.</p> <p>Les supports en béton et en maçonnerie doivent être préparés mécaniquement par sablage ou par ponçage (au disque diamanté), afin d'éliminer la laitance de ciment, les particules friables non ou peu adhérents, et d'ouvrir la porosité de surface.</p> <p>Les supports en bois doivent être rabotés, ponçés, ou sablés.</p> <p>Avant l'application du Sikadur®-330, toutes les poussières et autres particules non ou peu adhérentes doivent être complètement éliminées du support de préférence par broyage puis par aspiration mécanique.</p> <p>Les zones de béton/maçonnerie faibles doivent être éliminées puis réparées à l'aide de Sikadur®-41F ou un mélange de Sikadur®-30 et de sable de quartz Sikadur®-501 (ratio 1 : 1 max en poids).</p>
Conditions d'application / Limites	
Température du support	+10°C min. / +35°C max.
Température ambiante	+10°C min. / +35°C max.
Humidité du support	Max. 4%
Condensation / point de rosée	Attention à la condensation sur le support. Au moment de l'application du Sikadur®-330, la température du support doit être au moins 3 degrés au dessus de la température du point de rosée.
Mise en oeuvre	
Ratio de mélange	Part A : part B = 4 : 1 en poids
Mélange	<div data-bbox="592 1384 798 1467" data-label="Image"> </div> <p>Vider complètement le composant B dans le composant A (grand emballage).</p> <p>Mélanger pendant au moins 3 minutes à faible vitesse (maxi 600 tours/minute) pour entraîner le moins d'air possible, jusqu'à obtention d'une teinte totalement homogène (couleur gris clair). Ensuite verser le mélange dans un autre contenant propre et continuer le malaxage pendant encore une minute.</p> <p>Attention de ne mélanger que le nombre de kits qui pourront être mis en place durant la Durée de vie en pot.</p>

Méthode d'application / outils



Consulter l'avis Technique CSTB N° 3110-669.

Préparation:

Avant l'application, contrôler l'humidité du support, l'humidité relative et le point de rosée.

Couper le tissu SikalWrap® aux dimensions désirées.

Application du Sikadur®-330:

Appliquer le Sikadur®-330 sur le support préparé à l'aide d'une truelle, d'un rouleau ou d'une brosse.

Mise en place du tissu et marouflage :

Sans attendre, placer et positionner le tissu dans le sens adéquat conformément aux indications fournies par le Bureau d'Etudes.

Maroufler le tissu sur la couche de résine à l'aide du rouleau maroufleur afin que la résine traverse et imprègne uniformément toute la surface du tissu SikalWrap®.

Cette opération se réalise aisément, sans forcer, dans le sens longitudinal des fibres, de façon à évacuer l'air éventuellement emprisonné, sans créer de faux plis, ni déformer le tissu.

Lisser la surface à l'aide d'une large brosse pour homogénéiser la surface du composite ainsi réalisé.

Application de couche supplémentaire de tissu SikalWrap®

(en fonction des indications fournies par le Bureau d'Etudes)

Appliquer une couche de résine Sikadur®-330 (dans un délai de 60 minutes à 23°C après l'application de la couche précédente) sur la couche précédente de tissu encore fraîche et répéter l'opération précédente de marouflage. Si ce n'est pas possible, attendre au moins 12 heures avant l'application.

Revêtements de finition:

Quand un produit à base de ciment doit être appliqué en tant que revêtement de finition, appliquer une couche supplémentaire de résine Sikadur®-330 à raison de 0,5 kg/m², puis saupoudrer du sable de quartz pour renforcer l'adhérence du revêtement hydraulique.

Quand un revêtement coloré Sikagard® doit être appliqué le Sikadur®-330 encore frais doit être égalisé à l'aide d'une brosse.

Recouvrement :

Cas de pose dans le sens longitudinal des fibres : le recouvrement du tissu SikalWrap® doit être d'au moins 100 mm.

Cas de la pose bord à bord : la superposition des couches de tissu posées bord à bord n'est pas nécessaire (sauf dispositions prises par le bureau d'études).

Nettoyage des outils

Nettoyer le matériel avec le Nettoyant Sikadur (notice technique n° 6.90) avant polymérisation de la résine. Une fois durcie, la résine s'enlève mécaniquement.

Durée de vie en pot / Temps ouvert

Potlife pour le kit de 5 kg : 90 min à +10°C - 30 min à +35°C
La durée de vie en pot (pot life) débute quand les 2 composants sont mélangés. Elle est plus courte à hautes températures et plus longue à basses températures. Plus la quantité mélangée est importante, plus la durée de vie en pot est courte. Pour obtenir une plus longue durée de vie en pot à hautes températures, diviser le produit, une fois mélangé, en plusieurs parties. Une autre méthode consiste à rafraichir (pas en dessous de 5°C) les composants A et B avant de les mélanger.

Temps ouvert :
60 min à +10°C
30 min à +35°C

**Temps d'attente /
recouvrements**

Sur résine durcie :

Produit	Température support	Temps minimum	Temps maximum
Sikadur [®] -330 appliqué sur Sikadur [®] -330	+10°C	24 h	La résine durcie Sikadur [®] -330 > 7 jours, doit être légèrement poncée au papier abrasif et dégraisée à l'aide du Nettoyant Sikadur avant application du Sikadur [®] -330.
	+23°C	12 h	
	+35°C	8 h	

Produit	Température support	Temps minimum	Temps maximum
Revêtement coloré Sikagard [®] appliqué sur Sikadur [®] -330	+10°C	5 jours	La résine durcie Sikadur [®] -330 > 7 jours, doit être légèrement poncée au papier abrasif et dégraisée à l'aide du Nettoyant Sikadur avant application du revêtement.
	+23°C	3 jours	
	+35°C	1 jour	

Les temps indiqués sont approximatifs et dépendants des conditions ambiantes variables.

Notes sur l'application / limites

Le produit doit être utilisé par des professionnels expérimentés, qualifiés, formés.

La résine Sikadur[®]-330 doit être protégée de la pluie pendant au moins 24 h après l'application.

Veiller à ce que le positionnement du tissu SikaWrap[®] et le marouflage soit effectué durant le temps ouvert.

Pour des raisons esthétique et/ou de protection (rayons solaires directs, humidité permanente) le tissu SikaWrap[®] doit être recouvert en extérieur par application de mortier à base de liant hydraulique modifié (Sikatop[®]-107, ou Sikatop[®]-121) ou d'un revêtement de protection à base de résine (Sikagard[®]-675 W ElastoColor, Sikagard[®]-550 W Elastic, ou Sikagard[®]-580 S BetonColor).

A basse température ou en présence d'humidité relative élevée, un résidu poisseux peut se former en surface du Sikadur[®]-330 durci. Si une couche supplémentaire de tissu SikaWrap ou un revêtement doit être appliqué sur la résine Sikadur[®]-330 durcie, ce résidu poisseux doit d'abord être enlevé à l'eau (éponge imbibée d'eau) pour permettre une bonne adhérence. Dans tous les cas, cette surface nettoyée doit être sèche avant l'application de la prochaine couche (résine/tissu ou revêtement final).

Pour les applications à basses ou à hautes températures, stocker préalablement les produits pendant au moins 24 h à l'abri du gel, de l'humidité et des rayons solaires directs, à une température ambiante adéquate favorisant le malaxage, l'application, et la durée de vie en pot.

Quand plusieurs couches supplémentaires de tissu SikaWrap[®] sont appliquées "frais sur frais" veiller à éviter tout mouvement, tout glissement du composite pendant le durcissement du Sikadur[®]-330. Le nombre de couches dépend du type de tissu utilisé et des conditions climatiques ambiantes.

Durcissement**Remise en service
du système**

Température	Durcissement complet
+10°C	7 jours
+23°C	5 jours
+35°C	3 jours

Les temps de durcissement indiqués sont approximatifs et dépendants des conditions ambiantes variables.

Notes

Toutes les données techniques de cette notice sont basées sur des résultats d'essais de laboratoires. Les caractéristiques mesurées peuvent varier en fonction de circonstances indépendantes de notre contrôle.

**Précautions
d'emploi**

Chez certaines personnes, les résines époxy et les durcisseurs peuvent engendrer une irritation de la peau et des muqueuses.

Le Nettoyant Sikadur est un produit inflammable contenant des solvants aromatiques. Il doit être utilisé en extérieur.

Consulter la fiche de données de sécurité accessible sur Internet www.sika.fr.

Mentions légales

Produit réservé à un usage strictement professionnel
 Nos produits bénéficient d'une assurance de responsabilité civile.
 «Les informations sur la présente notice, et en particulier les recommandations relatives à l'application et à l'utilisation finale des produits Sika, sont fournies en toute bonne foi et se fondent sur la connaissance et l'expérience que la Société Sika a acquises à ce jour de ses produits lorsqu'ils ont été convenablement stockés, manipulés et appliqués dans des conditions normales. En pratique, les différences entre matériaux, substrats et conditions spécifiques sur site sont telles que ces informations ou toute recommandation écrite ou conseil donné n'impliquent aucune garantie de qualité marchande autre que la garantie légale contre les vices cachés. Nos agences sont à votre disposition pour toute précision complémentaire. Notre responsabilité ne saurait d'aucune manière être engagée dans l'hypothèse d'une application non conforme à nos renseignements. Les droits de propriété détenus par des tiers doivent impérativement être respectés. Toutes les commandes sont acceptées sous réserve de nos Conditions de Vente et de Livraison en vigueur. Les utilisateurs doivent impérativement consulter la version la plus récente de la fiche technique correspondant au produit concerné, qui leur sera remise sur demande.»

Marquage CE

CE		
0921		
Sika Schweiz AG Tueffenwies 16-22 CH - 8048 Zurich 1001		
08		
0921-CPD-2054		
EN 1504-4		
Produit de collage structural pour le renforcement des structures à l'aide d'armature en plaque collée (Bâtiment et Ouvrages de Génie civil)		
Adhérence		≥ 14 MPa
Résistance au cisaillement par compression	50°	≥ 50 MPa
	60°	≥ 60 MPa
	70°	≥ 70 MPa
Résistance au cisaillement		≥ 12 MPa
Résistance en compression		≥ 30 MPa
Retrait / dilatation		≤ 0,1%
Ouvrabilité		65 min. à 23°C
Sensibilité à l'eau		conforme
Module d'Elasticité		≥ 2.000 MPa
Coefficient de dilatation thermique		≤ 100 * 10 ⁻⁶
Température de transition vitreuse		≥ 40°C
Réaction au feu		Euroclasse E
Durabilité		conforme
Substances dangereuses		conformes au 5.4



Sika France S.A.
 84, rue Edouard Vaillant – BP 104
 93351 Le Bourget Cedex
 France

Tél. : 01 49 92 80 00
 Fax : 01 49 92 80 21
www.sika.fr



Annexe B

Résultats des essais

Courbes charge-temps -Partie 01-

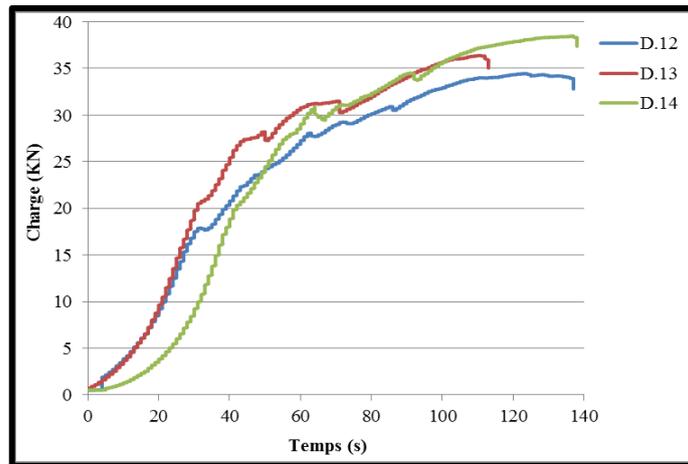


Figure. Courbe charge-temps pour la dalle renforcée par une surface (20x20) cm² (1 couche)

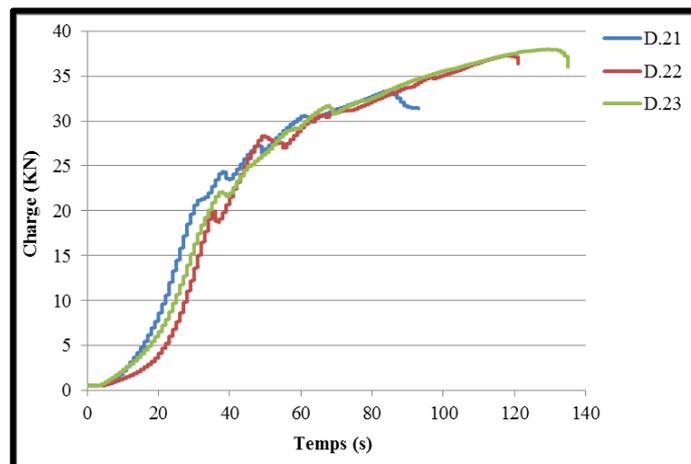


Figure. Courbe charge-temps pour la dalle renforcée par une surface (20x20) cm² (2 couches)

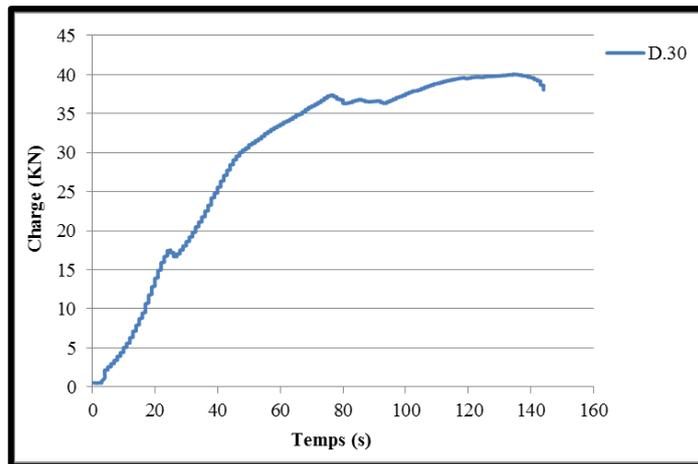


Figure. Courbe charge-temps pour la dalle renforcée par une surface (40x40) cm² (1 couche)

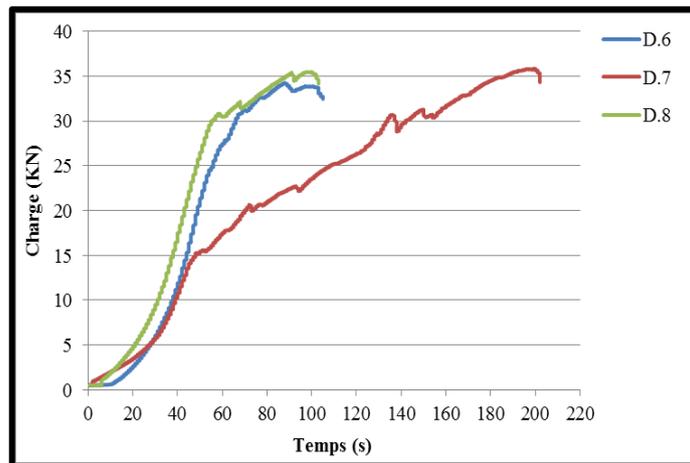


Figure. Courbes charge-temps pour les dalles pré-chargées à 60% et réparées par (20x20) cm² (1 couche)

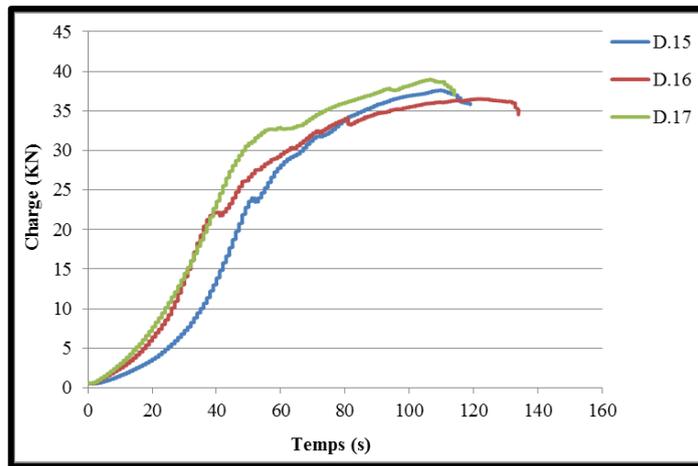


Figure. Courbes charge-temps pour les dalles pré-chargées à 60% et réparées par (20x20) cm² (2 couches)

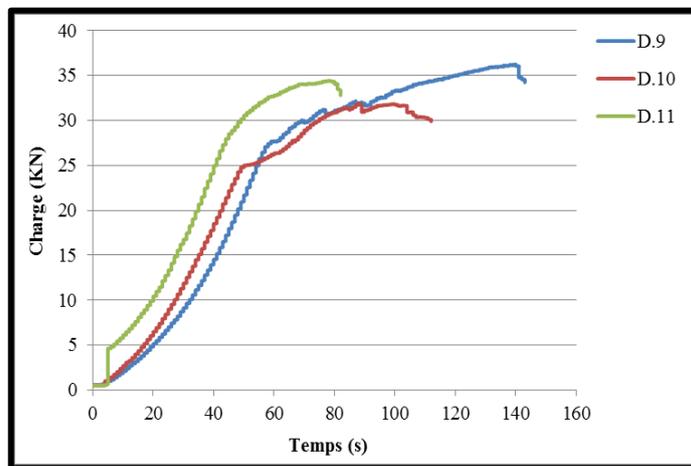


Figure. Courbes charge-temps pour les dalles pré-chargées à 80% et réparées par (20x20) cm² (1 couche)

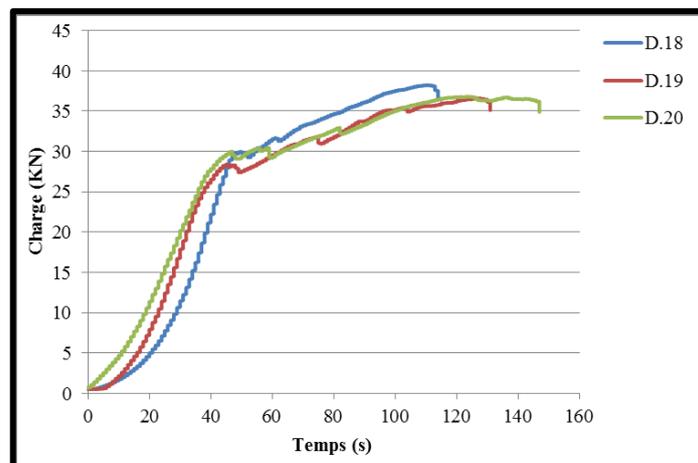


Figure. Courbes charge-temps pour les dalles pré-chargées à 80% réparées par (20x20) cm² (2 couches)

et

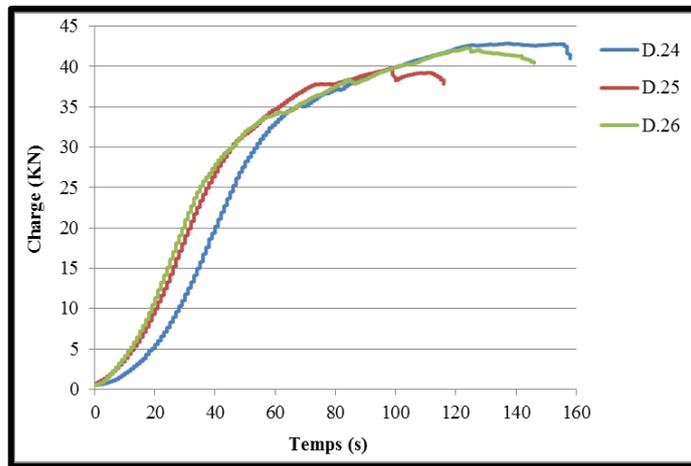


Figure. Courbes charge-temps pour les dalles pré-chargées à 60% et réparées par (40x40) cm² (1 couche)

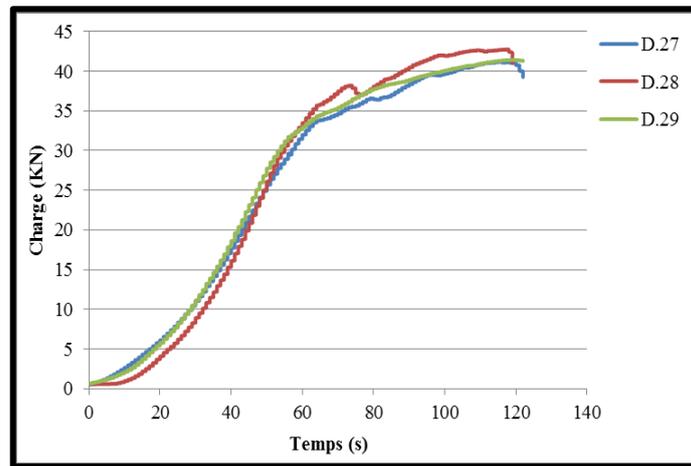


Figure. Courbes charge-temps pour les dalles pré-chargées à 80% et réparées par (40x40) cm² (1 couche)