

TABLE DES MATIÈRES

	Page
INTRODUCTION	1
CHAPITRE 1 REVUE DE LA LITTÉRATURE SUR LE COMPORTEMENT ET RENFORCEMENT EN CISAILLEMENT À L'AIDE DE MCA	5
1.1 Fondements des règles de calcul relatives au renforcement en Cisaillement	5
1.2 Revue des théories et méthodes de calcul	5
1.2.1 Analogie du treillis à 45°	5
1.2.2 Analogie du treillis à angle variable	7
1.2.3 Théorie modifiée du champ de compression	9
1.3 Comportement des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de FRP	14
1.3.1 Béton	15
1.3.2 L'acier	16
1.3.3 Béton armé	16
1.3.4 Colles	16
1.3.5 Matériaux composites avancés	17
CHAPITRE 2 REVUE DES NORMES ET CODE SUR LE RENFORCEMENT EN CISAILLEMENT À L'AIDE DE MCA	18
2.1 CAN/CSA-S6-06	18
2.2 CAN/CSA S806-02	19
2.2.1 Longueur de scellement	19
2.2.2 Contrainte d'adhérence	19
2.2.3 Glissement	20
2.2.4 Cisaillement	20
2.3 ACI 440	20
2.3.1 Résistance de la barre en FRP	21
2.3.2 Longueur d'ancrage	21
2.3.3 Moment résistant dû au FRP	22
2.3.4 Résistance en cisaillement dû au FRP	22
CHAPITRE 3 REVUE DOCUMENTAIRE SUR LA PROBLÉMATIQUE DE L'ANCRAGE DES TISSUS EN MATÉRIAUX COMPOSITES	23
3.1 Problématique de l'adhérence	23
3.2 Problématique du renforcement en cisaillement à l'aide de FRP	24
3.3 Modes de rupture	25
3.4 Renforcement en surface	26
3.4.1 Mode de rupture	28

3.5	Renforcement avec la technique NSM	29
3.5.1	Modes de rupture.....	31
3.6	Renforcement avec la technique ETS	32
3.6.1	Modes de rupture.....	33
3.7	Limite supérieure de la contribution du FRP à la résistance au cisaillement.....	34
CHAPITRE 4 PROGRAMME EXPERIMENTAL.....		35
4.1	Généralité	35
4.2	Essais d'arrachement (Pullout test)	35
4.3	Paramètres d'étude	36
4.4	Détails expérimentaux	36
4.4.1	Description du programme expérimental.....	37
4.5	Matériaux	43
4.5.1	Béton.....	43
4.5.1.1	Béton B1.....	44
4.5.1.2	Béton B2.....	46
4.5.2	Préparation des blocs.....	47
4.6	Barres de CFRP.....	48
4.6.1	Essai de traction sur la barre en CFRP.....	50
4.6.2	Préparation des barres.....	51
4.7	La colle.....	52
4.8	Mise en place du renfort.....	53
4.9	Mise en place du spécimen.....	55
CHAPITRE 5 ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX.....		57
5.1	Analyse des résultats expérimentaux avec un béton à faible résistance B1	57
5.1.1	Analyse de la variation du diamètre de Barre en CFRP.....	58
5.2	Analyse des résultats expérimentaux avec un béton à haute résistance B2.....	60
5.2.1	Analyse de la variation du diamètre du trou.....	60
5.2.2	Analyse de la variation de la longueur d'ancrage.....	61
5.3	Influence de la résistance du béton	63
5.4	Relation force d'ancrage-glissement	65
5.4.1	Effet du diamètre de Barre en CFRP sur la relation charge-glissement	68
5.4.2	Effet du diamètre du trou dans le béton sur la relation charge-glissement.....	69
5.4.3	Effet de la longueur d'ancrage sur la relation charge-glissement.....	69
5.4.4	Influence de la résistance du béton.....	70
CONCLUSION.....		72
RECOMMANDATIONS.....		74

ANNEXE I	PHOTO DU PROJET.....	76
ANNEXE II	FICHES TECHNIQUES DES BARRES EN CFRP.....	78
ANNEXE III	FICHES TECHNIQUES DES COLLES.....	81
ANNEXE IV	FICHES TECHNIQUES DES BÉTONS.....	85
ANNEXE V	NORME CAN/CSA S806-02 UTILISÉE DANS LA PRÉPARATION DES SPÉCIMENS.....	88
ANNEXE VI	TABLEAUX RÉCAPITULATIFS DES FORCES DE CHARGEMENT DE CHAQUE SPÉCIMEN.....	100
BIBLIOGRAPHIE.....		104

LISTE DES TABLEAUX

	Page
Tableau 4.1	Dimension des éléments composant les spécimens.....37
Tableau 4.2	Paramètres d'étude pour blocs B1 selon la variation du diamètre du trou.....40
Tableau 4.3	Paramètres d'étude pour blocs B1 selon la variation de la longueur d'ancrage.....41
Tableau 4.4	Paramètres d'étude pour blocs B1 selon la variation du diamètre de barre.....42
Tableau 4.5	Paramètres d'étude pour blocs B2 selon la variation du diamètre du trou.....42
Tableau 4.6	Paramètres d'étude pour blocs B2 selon la variation de la longueur d'ancrage.....43
Tableau 4.7	Propriété technique du béton B144
Tableau 4.8	Données techniques fourni par le fournisseur.....46
Tableau 4.9	Propriétés mécaniques des barres en FRP50
Tableau 4.10	Propriétés mécaniques de la colle.....53

LISTE DES FIGURES

		Page
Figure 1.1	Treillis de Ritter	6
Figure 1.2	(a) Treillis de Morsch, (b) modèle avec les étriers inclinés, (c) mécanisme de rupture.....	6
Figure 1.3	modèle d'appui direct.....	7
Figure 1.4	Représentation en éventail et en champ de compression des diagonales dans le modèle du treillis.....	8
Figure 1.5	Simplification par Marti du modèle du treillis à angle variable.....	8
Figure 1.6	Équilibre des forces dans le modèle du treillis à angle variable.....	9
Figure 1.7	Mécanisme de ruine par écrasement du béton pour la poutre Sollicitée par une charge concentrée.....	10
Figure 1.8	(a) Poutre de transfert ; (b) modèle d'appui direct.....	11
Figure 1.9	(c) modèle avec présence d'armature d'effort tranchant ; (d) modèle combiné.....	11
Figure 1.10	Distribution des contraintes de tension dans les bielles comprimées.....	12
Figure 1.11	Équilibre des forces dans la théorie modifiée du champ de compression.....	12
Figure 1.12	différents types de rupture selon le rapport a/d	14
Figure 3.1	Composition d'un matériau composite.....	26
Figure 3.2	Exemple de renforcement d'une poutre par un tissu de fibre de carbone.....	27
Figure 3.3	Mode de rupture le plus répandu dans le système poutre : (a) décollement de la plaque de FRP, (b) décollement de la couche de béton.....	28
Figure 3.4	Différents types d'ancrage des barres en FRP pour système NSM.....	30

Figure 3.5	Poutre renforcée avec la méthode ETS.....	32
Figure 3.6	Rupture en cisaillement d'une poutre renforcée avec la méthode ETS.....	34
Figure 4.1	Spécimen d'essai.....	38
Figure 4.2	Machine d'essai de traction.....	39
Figure 4.3	Carotteuse.....	44
Figure 4.4	Essai de compression sur le béton.....	45
Figure 4.5	Essai de traction sur le béton.....	45
Figure 4.6	Essai de traction par fendage.....	47
Figure 4.7	Perçage du trou dans un bloc de béton.....	48
Figure 4.8	Bloc de béton après perçage.....	48
Figure 4.9	Plaque de protection contre les mâchoires de la machine d'essai.....	49
Figure 4.10	Mise en essai d'une barre en CFRP.....	51
Figure 4.11	Rupture d'une barre en CFRP soumise à la traction.....	51
Figure 4.12	Barres en CFRP prête à l'usage.....	52
Figure 4.13	Insertion de la tige en CFRP dans le bloc de béton.....	54
Figure 4.14	Sortie de la tige en CFRP à travers le capuchon.....	54
Figure 4.15	Fixation de la tige en CFRP entre les mâchoires de la machine d'essai.....	55
Figure 4.16	Spécimen prêt pour l'essai d'arrachement.....	56
Figure 5.1	Rupture par écrasement de béton.....	57
Figure 5.2	Variation de la charge selon la longueur d'ancrage pour un béton de faible résistance.....	58
Figure 5.3	Variation de la charge selon le diamètre des barres en CFRP.....	59

Figure 5.4	Variation de la charge selon le diamètre du trou.....	61
Figure 5.5	L'époxy reste coller sur le béton, la barre en CFRP qui s'est détaché en laissant une ruine.....	62
Figure 5.6	Rupture de la barre en CFRP.....	62
Figure 5.7	Variation de la charge maximale selon la longueur d'ancrage.....	63
Figure 5.8	Variation de la charge maximale selon la résistance du béton.....	64
Figure 5.9	Rupture sur l'interface béton/époxy.....	64
Figure 5.10	Glissement par rupture sur l'interface barre/époxy.....	66
Figure 5.11	Glissement par rupture du béton.....	66
Figure 5.12	Glissement par rupture de la barre en CFRP.....	67
Figure 5.13	Fissuration d'un spécimen d'essai.....	67
Figure 5.14	Relation charge-glissement, effet du diamètre de barre en CFRP.....	68
Figure 5.15	Relation charge-glissement, effet de la variation du diamètre du trou dans le béton.....	69
Figure 5.16	Relation charge-glissement, effet de la longueur d'ancrage.....	70
Figure 5.17	Relation force-glissement : effet de la résistance du béton.....	71

LISTE DES ABRÉVIATIONS, SIGLES ET ACRONYMES

BA	Béton armé
FRP	Fiber reinforced polymer
CFRP	Carbone fiber reinforced polymer
MCA	Matériaux composites avancés
NSMR	Near surface mounted rebar
NSM	Near surface mounted
EB	Externally bonded
ETS	Embedded Through section
jd	Distance entre le centre de gravité de l'armature longitudinale tendue et celui du bloc comprimé.
V_n	Effort tranchant d'une poutre
V_c	Contribution du béton à la résistance au cisaillement
V_s	Contribution de l'armature transversale à la résistance au cisaillement
V_f	Effort tranchant pondéré
a	Longueur du cisaillement, définie comme la distance entre le point d'application de la charge et l'appui
d	Hauteur effective de la section
ε_{fe}	Déformation effective
T_g	Température de transition vitreuse
L_d	Longueur de développement de la tige en FRP
f_{fu}	Contrainte ultime du renfort en FRP
db	Diamètre d'une barre FRP
u	Contrainte d'adhérence

P	Force de chargement
L_e	Longueur d'adhérence effective du renfort FRP
S_c	Déplacement de la tige en FRP par rapport au béton, suivant un axe de son emplacement initial à son emplacement final
L_c	Distance du glissement
A	Section de la barre
E	Module d'élasticité de la tige
ϕ_f	Facteur de résistance
A_{fv}	Section du renfort en cisaillement entre l'espacement des étriers
f_{fv}	Résistance à la traction des barres en FRP
f_{fu}^*	Contrainte de résistance ultime fournie par le manufacturier
C_E	Condition environnementale
ρ_f	Ratio de renforcement en FRP
f_f	Contrainte de traction dans la barre en FRP
A_f	Section du renfort en FRP
ε_{cu}	Déformation ultime dans le béton
β_1	Facteur réducteur
$\overline{V_{FRP}}$	Limite de contrainte maximale
L_g	Longueur des tenailles
f_{ij}	Résistance du béton en traction
D	Diamètre du cylindre
L	Longueur du cylindre

INTRODUCTION

Problématique des structures et des renforts existants

L'accroissement continu des charges exercées sur les structures en béton armé (BA) et avec leur vieillissement, les coûts de leur maintenance et/ou de leur démolition sont de plus en plus élevés. De plus, les désagréments et les impacts qui peuvent être causés aux usagers ou à l'économie peuvent être insupportables. Sans oublier les contraintes environnementales sur les méthodes d'entreposage et/ou de l'enfouissement des débris irrécupérable qui deviennent de plus en plus exigeantes et problématiques. De part ces obstacles, la réhabilitation, la maintenance et le renforcement des structures en béton armé sont devenus une préoccupation majeure pour le prolongement de la durée de vie de ces structures.

La réhabilitation et le renforcement des structures en béton armé (BA) au moyen des matériaux composites collés en surface sont systématiquement considérés comme étant une méthode efficace pour améliorer la capacité portante des structures existantes. Le collage externe des tissus en FRP et les barres en FRP collés près de la surface (NSMR : *Near Surface Mounted Rebar*) sont les deux techniques les plus couramment utilisés pour renforcer les déficiences du béton armé dans les structures. Cependant, avec ces techniques, il y a souvent une préoccupation que des défaillances prématurées peuvent survenir en raison du décollement du FRP du béton et qui peuvent engendrer des situations très critiques. Les études entreprises en laboratoire sur le comportement des poutres en béton armé renforcées en flexion ou en cisaillement à l'aide de FRP ont montré que, malgré l'augmentation significative de leurs capacités de résistance et en raison des défaillances prématurées qui sont généralement dû au décollement du renfort, l'efficacité du FRP peut être affectée. A l'heure actuelle, trouver de nouvelles approches qui permettront d'atténuer le décollement et renforcer la capacité portante des structures est un défi de taille essentiel à relever.

Avec les divers essais effectués sur des poutres renforcées avec des matériaux composites collés en surface (EB : *Externally Bonded*) ou près de la surface (NSM), il est devenu évident

que le décollement est dû au rôle important des contraintes d'adhérence inter-faciale et des autres forces qui interagissent sur la structure. Ces contraintes dépendent, entre autre, de la résistance à la traction du béton.

Pour éviter de tels problèmes, une nouvelle technique de renforcement en cisaillement a été récemment développée pour les structures en béton en utilisant des barres en FRP introduites à travers des trous préalablement percés dans le noyau en béton. La méthode ETS (*Embedded Through Section*) utilise un adhésif pour lier les tiges en FRP avec le béton. Cette technique peut procurer un plus grand confinement des barres en FRP, et ainsi diminuer les risques de décollement du FRP.

Importance de la recherche

Grâce à des tests expérimentaux, cette étude tente de comprendre le comportement de l'interface FRP-béton renforcées en cisaillement à l'aide de la technique ETS. Les conclusions de cette étude sont de nature à accroître notre compréhension sur le comportement de cette interface. Et en particulier comprendre les paramètres influents qui affectent ce comportement. En conséquence, les concepteurs seront en mesure d'éviter la rupture prématurée due au décollement, ainsi pouvoir développer une capacité totale du renforcement en cisaillement des poutres.

Objectif du projet de recherche

L'objectif principal de cette étude est de contribuer à travers des études expérimentales au développement des connaissances entourant la performance et la caractérisation à l'arrachement des tiges en FRP de carbone (CFRP) utilisées pour le renforcement en cisaillement par la méthode ETS.

Les objectifs spécifiques consistent à :

- mettre en évidence l'importance et l'influence des paramètres suivants sur le comportement des ancrages des tiges en CFRP soumises à des forces d'arrachement :
 - la résistance du béton ;
 - la longueur d'ancrage des tiges en CFRP ;
 - la quantité de l'adhésif ou le diamètre du trou dans le béton ;
 - le diamètre des tiges en CFRP.
- comprendre l'influence des paramètres cités précédemment sur la relation qui peut exister entre la force d'ancrage et le glissement ;
- fournir une description précise sur le comportement de l'ensemble des éléments qui contribuent à la résistance à l'arrachement des tiges en CFRP.

Méthode générale

Pour mener à bien cette étude, la méthodologie renferme en plus de l'étude expérimentale, un aspect théorique couvrant les points suivant :

- entreprendre une recherche détaillée sur le comportement en cisaillement des poutres en béton armé : les modes de rupture, les fissurations, les mécanismes de résistances. ces éléments constituent une assise primordiale pour comprendre les tenants et les aboutissants de la problématique ;
- déterminer le comportement en cisaillement des poutres en béton armé renforcé avec des matériaux composites en analysant aussi les paramètres majeurs qui influencent les modes de rupture de ces éléments ;
- cerner les paramètres qui peuvent influencer le décollement du renfort en matériaux composite.

Présentation du mémoire

Le mémoire est divisé en cinq chapitres comme suit :

- le chapitre 1 est une synthèse des connaissances sur le comportement en cisaillement des poutres en béton armé conventionnelles ou renforcées avec des matériaux composites ;
- le chapitre 2 est un rappel sur certaines prescriptions contenues dans les normes et règles de calcul qui régissent les poutres renforcées en cisaillement à l'aide de matériaux composites avancés ;
- le chapitre 3 fait une synthèse globale et détaillée sur les différents types de renforcement et les modes de rupture des poutres renforcées en cisaillement à l'aide de matériaux composite ;
- le chapitre 4 présente la description du programme et les paramètres d'étude, ainsi que les caractéristiques des spécimens ;
- le chapitre 5 expose les résultats expérimentaux ainsi que leur analyse détaillée.

Enfin, une conclusion sur les résultats de la présente étude et des recommandations pour des travaux futurs.

CHAPITRE 1

REVUE DE LA LITTÉRATURE SUR LE COMPORTEMENT ET RENFORCEMENT EN CISAILLEMENT À L'AIDE DE MCA

1.1 Fondements des règles de calcul relatives au renforcement en cisaillement

Pour calculer la résistance à l'effort tranchant (V_n) d'une poutre en béton armé, on calcule la somme de la contribution du béton (V_c) et celle de l'acier transversal (V_s), auxquelles on ajoute un terme supplémentaire (V_f) qui tient compte de la contribution du renfort en MCA. Mais, contrairement à l'acier, le MCA a un comportement élastique linéaire jusqu'à la rupture. De plus, le renfort en matériaux composites avancés n'atteint quasiment jamais sa résistance ultime, car d'autres types de rupture surviennent avant.

1.2 Revue des théories et méthodes de calcul

La complexité qui caractérise le cisaillement explique la multitude de travaux qui lui sont dédiés.

1.2.1 Analogie du treillis à 45°

C'est l'une des premières méthodes utilisées pour la modélisation des comportements en cisaillement des poutres en béton armé. Cette méthode met en évidence l'action de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales et cela en représentant les bielles de compression situées entre les fissures et les dites armatures. Le modèle avait été suggéré par l'ingénieur Suisse Ritter (1899), qui fut le premier à donner des explications théoriques sur le fonctionnement des poutres en béton renforcées avec des barres en acier. Selon son modèle, les lignes de pression dans le béton sont placées à 45 degrés, mettant à égalité l'espacement des étriers et le bras de levier.

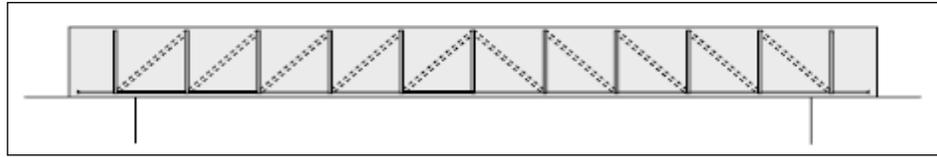


Figure 1.1 Treillis de Ritter
Tirée de Kostic (2009)

Par la suite l'ingénieur Allemand Morsch (1902) en a apporté plus d'explications au moyen d'un treillis appelé le treillis de Morsch. La figure 1.2 (a) représente un modèle de Morsch expliquant le fonctionnement des poutres. Sur la base de ce modèle, il a apporté une modification qui décrit le fonctionnement des poutres avec une armature inclinée et placée selon les directions principales de traction, figure 1.2 (b). Une grande série d'essais qu'il a pu effectuer a permis la définition du tout premier mécanisme de rupture, l'illustration en est donnée à la figure 1.2 (c). (ASCE-ACI Task Committee 445, 1998).

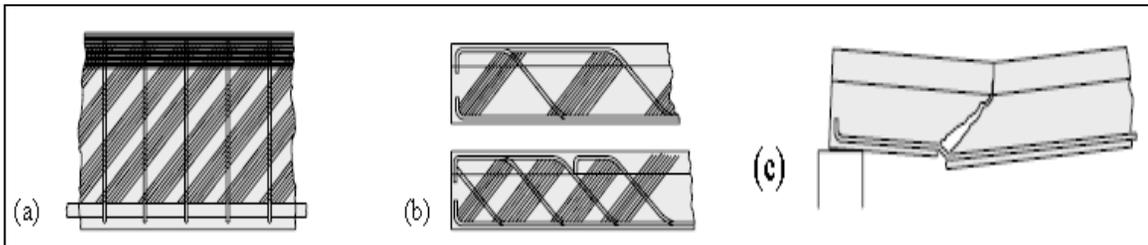


Figure 1.2 (a) Treillis de Morsch, (b) modèle avec les étriers inclinés,
(c) mécanisme de rupture
Tirée de Kostic (2009)

Dans ce modèle, le système est statique ; pour calculer les efforts dans les membrures du treillis, l'utilisation des conditions d'équilibre suffisent amplement. Le modèle permet aussi de prendre en considération l'effort axial induit par l'effort tranchant sur les armatures longitudinales.

Mais ce modèle n'inclut pas la contribution du béton à la résistance de la poutre, c'est à dire que les efforts tranchants sont intégralement repris par les armatures transversales, ce qui

induit un surdimensionnement des armatures. Des recherches entreprises par Talbot (1904-1922) et en suite par Collins et Mitchell (1991) démontrent que les contraintes dans les étriers sont inférieures de celles calculées par le modèle à 45° . D'un autre côté, l'inclinaison des fissures prise est égale à 45° alors que les angles sont généralement variables.

1.2.2 Analogie du treillis à angle variable

En 1922, Morsch publiait un article traitant de l'inclinaison des bielles en compression sur la base des essais entrepris sur une poutre soumise à deux forces concentrées et sans étriers. Il a réussi à déduire que le mécanisme de transfert de charge était celui de l'appui direct qui peut se former avec un angle plus petit que 45° (figure 1.3). L'angle d'inclinaison des fissures varie. Ce modèle de treillis à angle variable a été introduit afin d'apporter plus de précision pour le calcul des contraintes de cisaillement.

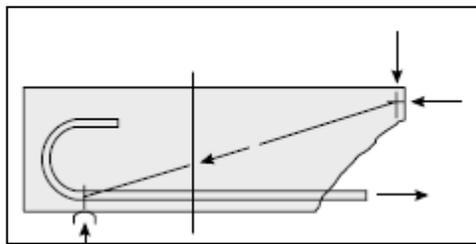


Figure 1.3 Modèle d'appui direct
Tirée de Kostic (2009)

En 1929, Rausch a généralisé l'hypothèse d'inclinaison des bielles en appliquant le modèle de treillis aux poutres sollicitées en torsion.

La combinaison de l'effort tranchant sur les armatures longitudinales en plus de celui de la flexion peut provoquer une plastification des barres longitudinales principalement au niveau des appuis et aussi là où il y a un moment maximal. Les contraintes de cisaillement sont alors redistribuées vers les bielles du béton comprimé (Collins et Mitchell, 1991).

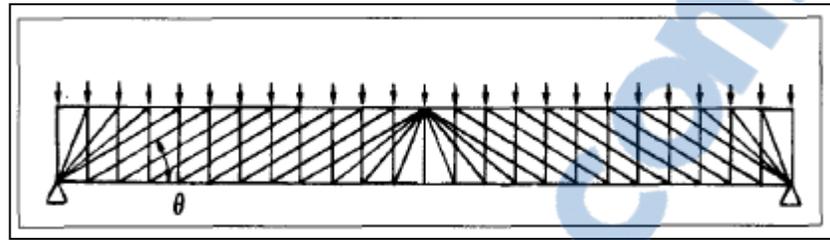


Figure 1.4 Représentation en éventail et en champ de compression des diagonales dans le modèle du treillis
Tirée de Collins et Mitchel (1991)

Le groupe de Thürlimann (1983) a contribué à l'application de la théorie de la plasticité dans le calcul du béton structural. Lampert et Thürlimann (1972) ont proposé un treillis de poutres avec une inclinaison variable des bielles en compression et une limitation d'inclinaison entre environ 25 et 65 degrés. Ce travail a ensuite été poursuivi par Grob (1976) qui a déterminé l'inclinaison des bielles en fonction de la résistance des étriers pour des poutres sous-armées. Mais du fait de l'hyperstaticité du système, Collins et Mitchell (1991) se rapporte au treillis simplifié de Marti (1986), (figure 1.5) où chaque membrure verticale représente le groupe d'étriers sur une longueur $jd/\tan\theta$. La force dans chaque élément vertical est égale à la somme des forces dans les étriers délimités par cette même distance.

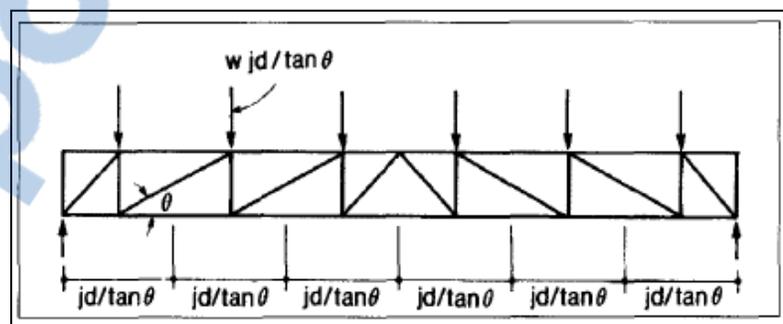


Figure 1.5 Simplification par Marti du modèle du treillis à angle variable
Tirée de Collins et Mitchell (1991)

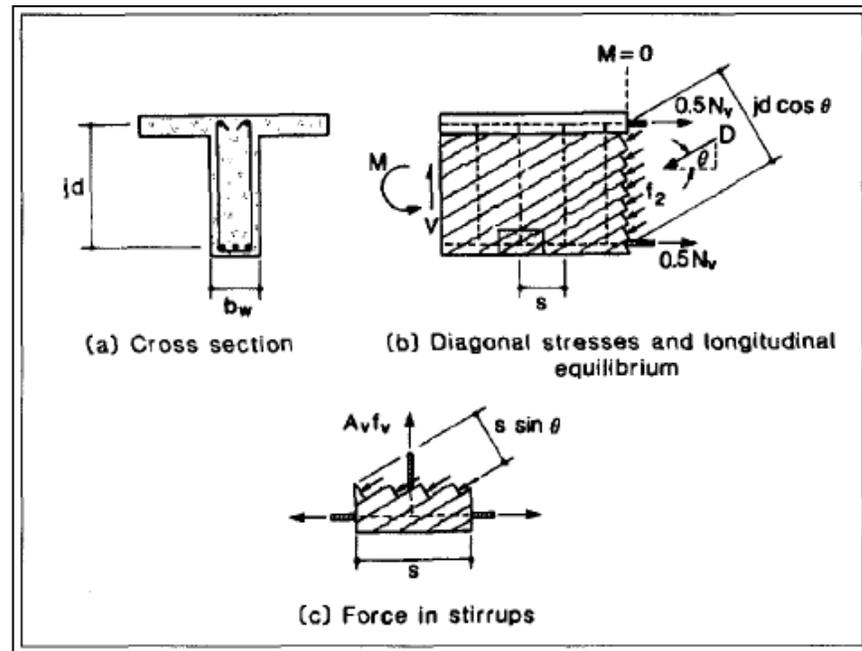


Figure 1.6 Équilibre des forces dans le modèle du treillis à angle variable
Tirée de Collins et Mitchell (1991)

1.2.3 Théorie modifiée du champ de compression

Nielsen a proposé un mécanisme explicite qui suppose une rupture du béton (figure 1.7). Étant donné que la modélisation du béton comme un matériau parfaitement plastique n'est pas conservatrice, un coefficient d'efficacité est introduit pour réduire sa résistance en compression. La limite supérieure de la charge ultime est déterminée sur la base de la dissipation de l'énergie interne dans l'armature et au travers de la fissure créée et en l'égalant avec le travail de la force externe (Nielsen 1978).

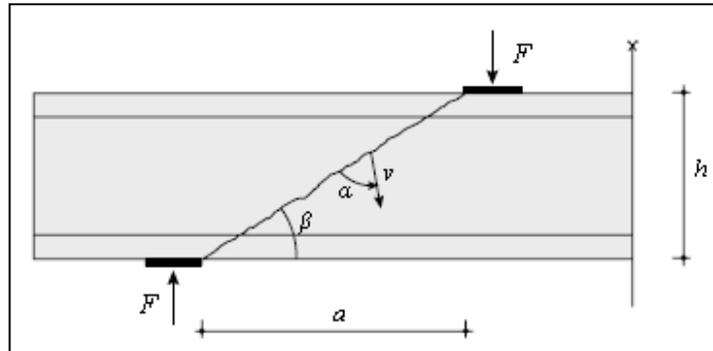


Figure 1.7 Mécanisme de ruine par écrasement du béton pour la poutre sollicitée par une charge concentrée
Tirée de Nielsen (1978)

En 1978, Müller a démontré que les considérations sur l'inclinaison des bielles en compression correspondent aux considérations statiques du modèle de champs de contraintes en supposant la résistance à la traction du béton égale à zéro. La figure 1.8 (a) montre une application pour une poutre de transfert « coupling beam ».

En l'absence de toute armature d'effort tranchant, l'effort est transmis par une bielle directe (figure 1.8 (b)). Si une armature d'effort tranchant est présente, un modèle avec inclinaison variable des champs de compression peut être utilisé en permettant la variation des contraintes dans les tirants supérieur et inférieur (figure 1.9 (c)).

La figure 1.9 (d) montre l'association d'une bielle directe et des champs en compression avec inclinaison variable.

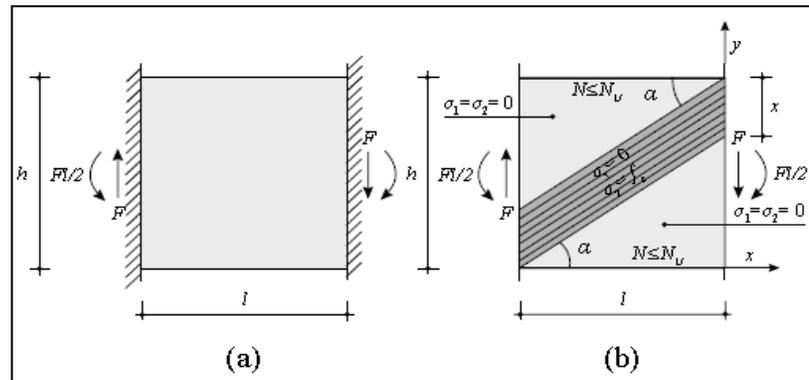


Figure 1.8 (a) Poutre de transfert ; (b) modèle d'appui direct
Tirée de Müller (1978)

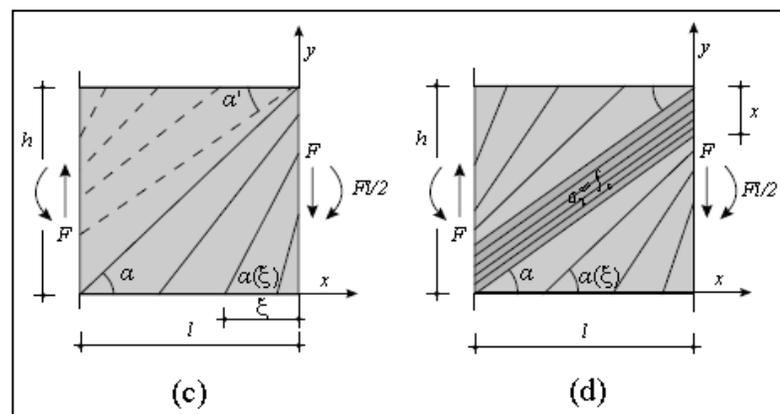


Figure 1.9 (c) Modèle avec présence d'armature d'effort tranchant,
(d) modèle combiné
Tirée de Müller (1978)

Le développement de la théorie du champ de compression a mené Vecchio et Collins (1986) à prendre en compte la contrainte de tension transmise des étriers au béton entre deux fissures, via l'adhérence béton-acier. La théorie est alors intitulée «théorie modifiée du champ de compression (Modified Compression Field Theory ou MCFT)» (figure 1.11). Cette approche apporte une formulation analytique de la contribution du béton à la reprise de l'effort tranchant en tenant compte de la tension transférée aux bielles de béton.

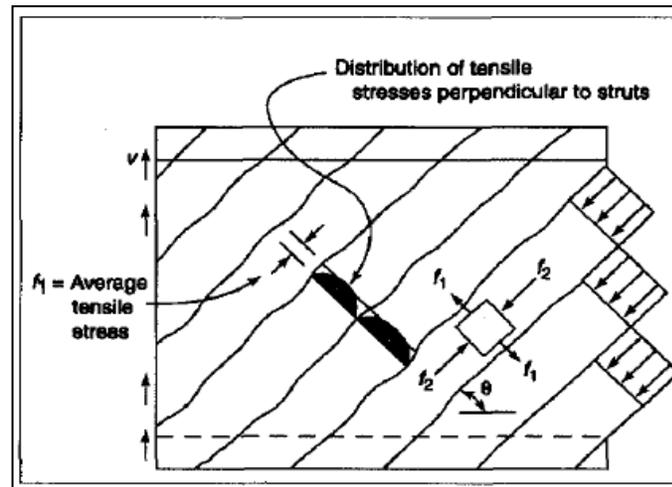


Figure 1.10 Distribution des contraintes de tension dans les bielles comprimées
Tirée de MacGregor et Bartlett (2000)

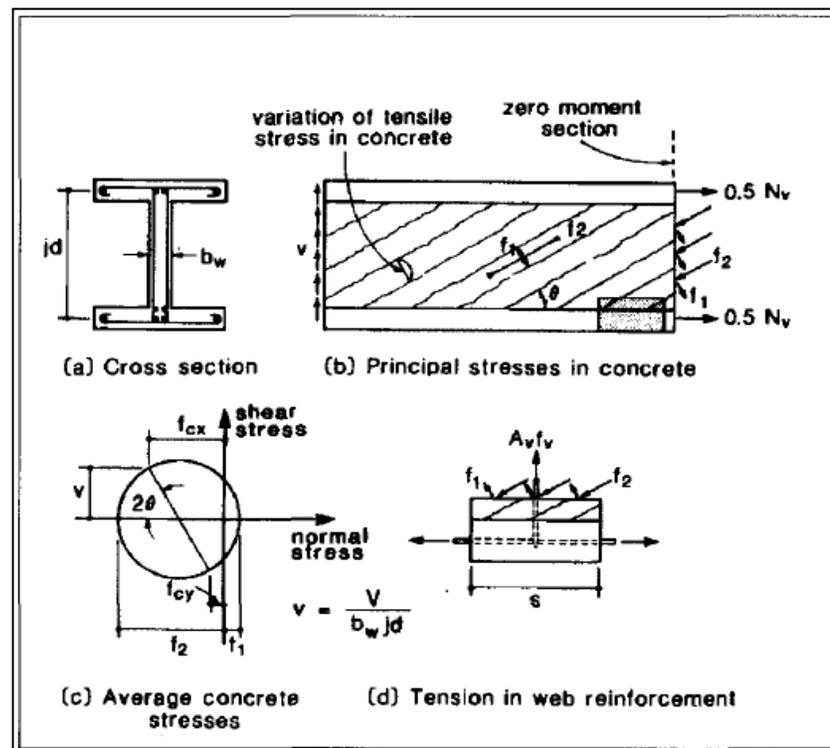


Figure 1.11 Équilibre des forces dans la théorie modifiée du champ de compression
Tirée de Collins et Mitchell (1991)

La rupture est atteinte lorsque les charges qui sollicitent une poutre en béton armé excèdent sa résistance. Elles dépendent principalement du type de poutre qui est défini par le rapport $\frac{a}{d}$ où a représente la distance séparant l'appui du point d'application de la charge, communément appelée longueur de cisaillement et d est la hauteur effective de la section. (ASCE-ACI Task Committee 426, 1973).

Avec la variation du rapport $\frac{a}{d}$ (figure 1.12) on peut distinguer quatre différents modes de rupture (MacGregor et Bartlett, 2000).

- poutres très profondes pour un rapport $\frac{a}{d} \leq 1$;
- poutres profondes pour un rapport $1 \leq \frac{a}{d} \leq 2.5$;
- poutres élancées pour un rapport $2.5 \leq \frac{a}{d} \leq 6$;
- poutres très élancées pour un rapport $\frac{a}{d} > 6$.

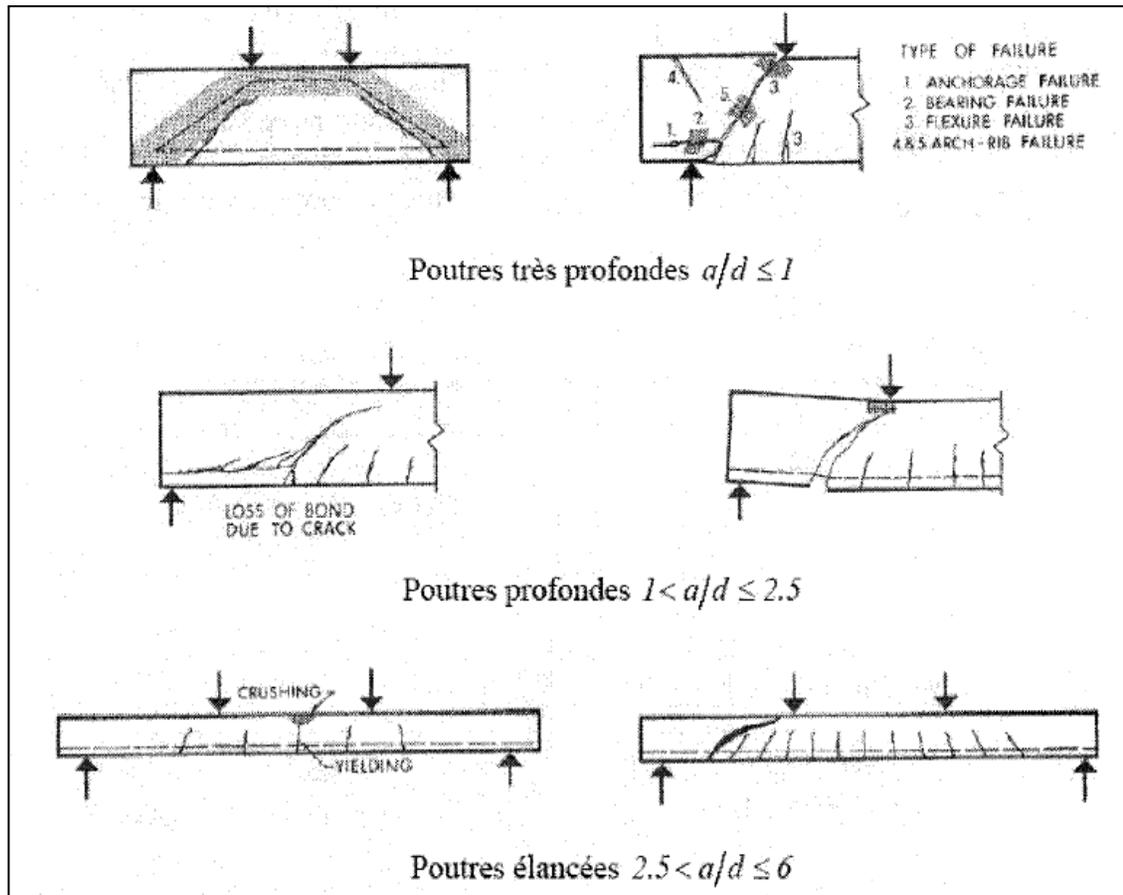


Figure 1.12 Différents types de rupture selon le rapport $\frac{a}{d}$
Tirée de ASCE-ACI Task Committee 426 (1973)

1.3 Comportement des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de FRP

Toutes les recherches menées à ce jour dans le domaine des matériaux composites confirment que ces derniers augmentent la capacité des éléments structuraux en béton armé à reprendre les sollicitations qui leurs sont appliquées.

La méthode utilisée pour modéliser les mécanismes de résistance en cisaillement développés par le FRP pour reprendre l'effort tranchant est celle du treillis, c'est une approche qui est initiée par Berset (1992) et qui s'est inspirée de la modélisation faite pour les poutres en

béton armé non renforcées. Contrairement à ces dernières où les aciers sont supposés atteindre la plastification au moment de la rupture, le FRP n'atteint quasiment jamais sa résistance limite. La déformation effective (ε_{fe}) à la rupture du FRP est alors estimée en calculant une fraction de sa déformation ultime. Plusieurs auteurs ont proposé des valeurs déduites empiriquement des résultats de leurs essais. Ainsi, l'expression de cette déformation diffère d'une norme à une autre. Bousselham (2002) a passé en revue dix ans de travaux relatifs au comportement en cisaillement de poutres en béton armé renforcées et ce, depuis la première étude de Berset (1992).

Dans les ouvrages d'art, on a deux types de chargement, statique et cyclique. Sous chargement cyclique, les structures et les matériaux présentent des résistances inférieures à celles développées sous chargement statique. Cette diminution de résistance dépend de plusieurs facteurs, tels que : le type de chargement et les propriétés des matériaux. Les éléments fondamentaux de l'ouvrage sont soumis à des contraintes cycliques connues mais variables dans le temps. Cela induit un endommagement de la structure par fatigue, qui est caractérisé par des déformations irréversibles sous forme de fissures microscopiques qui se développent dans le temps et en s'accumulant cela peut provoquer une rupture.

Pour mieux comprendre le comportement en cisaillement des poutres en béton renforcées avec des matériaux composites, il est important de définir en premier lieu l'usure et la diminution de la capacité portante de chacun des matériaux qui compose les poutres à savoir : le béton, les aciers, la colle et le renfort en FRP.

1.3.1 Béton

Le comportement et l'usure du béton non armé est étudié par Hordijk et Reinhardt (1992). Ils ont découvert que sous un chargement cyclique, la propagation et l'étalement des fissures engendre la rupture du béton. En effet, une fragilisation du béton a tendance à se produire graduellement. Dans un premier temps, des microfissures apparaissent et se propagent. Ensuite, des macro-fissures apparaissent et deviennent de plus en plus espacées; la

propagation de ces dernières achève le processus en provoquant une rupture brutale (Wu, 2004).

1.3.2 L'acier

L'usure dans les barres d'armatures se manifeste en premier lieu par l'apparition de microfissures (Heffernan et Erki, 2004). Ces dernières sont provoquées par une succession de contraintes qui se propagent sur la surface des barres (Papakonstantinou et al. 2001). Lorsque les fissures atteignent une longueur critique ou la propagation devient instable, la rupture de l'acier s'ensuit. La complexité des mécanismes liés au comportement et aux propriétés de l'acier entraîne une variation de leur résistance. D'autres paramètres tels que la corrosion et la classe de l'acier peuvent aussi influencer sa résistance.

1.3.3 Béton armé

La capacité de résistance et le comportement du couple béton/acier d'armature influence grandement les performances du béton armé. Des recherches menées par Heffernan (1997) et Bizindavyi et al. (2003), rapportent que la capacité de résistance d'une poutre en béton armé dépend principalement de la qualité de ces aciers d'armature. Papakonstantinou et al. (2001) indiquent également que les pièces ayant un faible taux d'armature présentent une performance à la fatigue en flexion dominée par la performance de l'armature.

1.3.4 Colles

Les colles (résine d'époxy) sont très sensibles à la température. Leur résistance diminue avec l'augmentation de la température (Hollaway et Leeming, 2001). Aussi, au-dessus de la température de transition vitreuse T_g , la colle devient caoutchouteuse. Les mécanismes de rupture diffèrent selon que la température est supérieure ou inférieure à cette valeur. Au-dessous de T_g , les mécanismes de rupture sont associés à la propagation des fissures qui sont

dû aux forces exercées sur la colle. Au-dessus de cette température, les mécanismes de rupture sont plutôt régis par la fréquence de chargement (Hollaway et Leeming, 2001).

1.3.5 Matériaux composites avancés

L'un des grands avantages des matériaux composites sur les aciers, est leurs grandes capacités de résistance à des contraintes supérieures à celles qui peuvent être exercées sur les aciers. L'acier se rompt généralement suite à une propagation soudaine d'une fissure unique lorsque sa résistance est atteinte. Par contre, les matériaux composites présentent des dégradations dues à l'endommagement progressif des fibres, de la colle ou les deux en même temps (Ellyin et Kujawski, 1992 ; cité par Hollaway et Leeming, 2001).

CHAPITRE 2

REVUE DES NORMES ET CODES SUR LE RENFORCEMENT EN CISAILLEMENT À L'AIDE DE MCA

Les normes de conception des ouvrages en béton armé existent pour protéger et assurer la sécurité publique. Elles sont en effet relativement conservatrices et s'attardent à utiliser diverses équations empiriques et probabilistes pour traduire des concepts parfois encore mal compris ou des démarches relativement plus élaborées ou rigoureuses.

Cette façon de faire est fort valide afin de demeurer du côté sécuritaire de la structure et de respecter les états limites ultimes, ce qui permet d'assurer la résistance et la stabilité de l'ouvrage. Les normes sont régulièrement révisées et mises à jour afin de considérer l'évolution des connaissances scientifiques.

Les recherches consacrées au comportement des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide de FRP (Fiber Reinforced Polymer), depuis la première publication des travaux de Berset (1992), ont permis de produire des règles et normes de dimensionnement, parmi lesquelles on peut citer les normes canadiennes CSA S6-06 (2006) et CSA S806-02, ISIS-M03-01, le guide de dimensionnement américain ACI 440, la norme européenne *fib*-TG9.3-01 et aussi la norme japonaise JSCE.

2.1 CAN/CSA-S6-06

La norme canadienne des ponts CAN/CSA-S6-06 constitue la dixième édition du CAN/CSA-S6, le code canadien sur le calcul des ponts routiers. Elle remplace l'édition précédente publiée en l'an 2000, laquelle fusionnait et remplaçait la CAN/CSA-S6-88 : Calcul des ponts routes et la troisième édition du code OHBDC-91-01 : Ontario Highway Bridge Design Code.

Ce code s'applique à la conception, à l'évaluation et à la réparation structurale des ponts routiers fixes et mobiles au Canada. Aucune limite n'est indiquée quant à la longueur des portées.

Pour calculer la contribution du FRP sur le renforcement du béton, la norme CSA-S6-06 utilise une approche identique à celle proposée par le code américain ACI 440.2R-02.

2.2 CAN/CSA S806-02

Cette norme définit les exigences pour la conception, la construction et l'évaluation des éléments en FRP (Fiber Reinforced Polymer) dans les bâtiments. Elle est basée sur les principes de calcul aux états limites et est compatible avec le Code Canadien du bâtiment.

2.2.1 Longueur de scellement

Elle est définie comme la longueur encastrée minimale nécessaire pour qu'une tige développe une capacité maximale de traction. La longueur de scellement des tiges en FRP est donnée par l'équation suivante :

$$L_d = \frac{f_{fu}d_b}{30} \quad (1)$$

Où L_d (mm) est la longueur de développement de la tige en FRP encastrée dans le béton ; f_{fu} (MPa) est la contrainte de traction ultime de la barre en FRP ; d_b (mm) est le diamètre de la barre en FRP.

2.2.2 Contrainte d'adhérence

L'adhérence est un phénomène de liaison tangentielle à l'interface FRP-béton due au frottement et à l'arc-boutement des bielles de béton.

Elle est donnée par la relation

$$u = \frac{P}{\pi d_b L_e} \quad (2)$$

Où P (kN) est la force de chargement ; L_e est la longueur d'adhérence effective de la barre FRP.

2.2.3 Glissement

C'est le déplacement de la tige en FRP par rapport au béton, suivant un axe de son emplacement initial à son emplacement final qui est donné par la relation suivante :

$$S_c = \frac{PL_c}{AE} \quad (3)$$

Où L_c (mm) est la distance du glissement, A (mm²) est la section de la barre, E (MPa) est le module d'élasticité de la tige.

2.2.4 Cisaillement

Le renforcement en cisaillement est calculé comme suit :

$$V_f = \frac{0.4\phi_f A_{fv} f_{fu} d}{s} \quad (4)$$

Où ϕ_f est le facteur de résistance pour le renforcement avec du FRP qui est égal à 0.75 ; A_{fv} est la section du renfort en cisaillement entre l'espacement des étriers s ; f_{fu} est la résistance à la traction des barres en FRP pour la conception de cisaillement, considérée comme la plus faible résistance à la traction.

2.3 ACI 440

C'est en 2001 que l'American Concrete Institute (ACI) a publié le premier guide proposant des recommandations sur le renforcement des structures en béton armé avec des polymères renforcés de fibre (FRP) (ACI440, 2001).

Alkhrdaji et al. (2001) ont testé trois poutres en béton sans étriers et six dalles de béton unidirectionnel pour étudier leur comportement en cisaillement. L'objectif principal de cette étude expérimentale est de vérifier l'approche proposée par la norme ACI 440.1R-03 sur le renforcement en cisaillement. Les résultats ont indiqué qu'une augmentation de la quantité du renfort en FRP a résulté en une augmentation significative de la résistance au cisaillement des poutres. En outre, les résultats des tests ont montré que la méthode de calcul de cisaillement proposée par ACI 440.1R-03 est très conservatrice.

Tureyen et Frosch (2002) ont indiqué que les résultats obtenus en calculant la résistance au cisaillement des spécimens FRP-barres renforcées en appliquant la norme ACI 440 sont très conservateurs.

2.3.1 Résistance de la barre en FRP

Afin de calculer la contrainte de résistance des barres en FRP, ACI 440.1R-08 propose l'équation suivante :

$$f_{fu} = C_E f_{fu}^* \quad (5)$$

Où f_{fu} est la contrainte de traction ultime de la barre de FRP (MPa) ; C_E représente la condition environnementale (dans notre cas elle est égale à 1, car les barres ne sont pas exposées) ; f_{fu}^* est la contrainte de résistance ultime fournie par le manufacturier.

2.3.2 Longueur d'ancrage

Pour calculer la longueur de scellement des barres en FRP, ACI 440.1R-08 propose l'équation suivante :

$$L_e = \frac{d_b f_{fu}}{18.5} \quad (6)$$

Où L_e (mm) est la longueur effective de scellement de la tige en FRP dans le béton ; d_b (mm) est le diamètre nominal de la tige de CFRP.

2.3.3 Moment résistant dû au FRP

Il peut être exprimé par la relation suivante :

$$M_n = \rho_f f_f \left(1 - 0.59 \frac{\rho_f f_f}{f_c'}\right) b d^2 \quad (7)$$

Avec

$$\rho_f = \frac{A_f}{b d} \quad (8)$$

Et

$$f_f = E_f \varepsilon_{cu} \frac{\beta_1 d - a}{a} \quad (9)$$

Où ρ_f est le ratio de renforcement en FRP ; f_f (MPa) est la contrainte de traction dans la barre de FRP ; A_f est la section du renfort en FRP ; ε_{cu} (mm) est la déformation ultime dans le béton ; β_1 est un facteur réducteur si :

$$\left\{ \begin{array}{ll} f_c' \leq 28 \text{MPa} & \beta_1 = 0.85 \\ f_c' \geq 28 \text{MPa} & \beta_1 \text{ est réduit linéairement de } 0.05 \text{ pour chaque } 7 \text{MPa de plus, mais il ne peut pas descendre en deçà de } 0.65. \end{array} \right.$$

2.3.4 Résistance en cisaillement dû au FRP

La méthode de l'ACI 318-05 est utilisée pour calculer la contribution de l'acier à l'effort tranchant, la même méthode est appliquée pour calculer le renfort des barres en FRP.

$$V_f = \frac{A_f v f_f d}{s} \quad (10)$$

CHAPITRE 3

REVUE DOCUMENTAIRE SUR LA PROBLÉMATIQUE DE L'ANCRAGE DES TISSUS EN MATÉRIAUX COMPOSITES

L'un des problèmes majeurs du renforcement en FRP sur les structures en béton armé est le risque du décollement. Dans la plupart des cas, la rupture se situe entre les armatures et le béton en raison de sa faible profondeur et aussi de sa faible résistance en traction. Par ailleurs, le décollement du FRP provoque un affaiblissement et une fragilisation de la structure qui doivent être évités. Dans certains cas, il est essentiel de mettre en place des dispositifs d'ancrage pour diminuer les contraintes exercées sur l'élément structural.

Des systèmes d'ancrage sont introduits dans le but d'améliorer les performances du renfort, même s'il y a plusieurs solutions, leurs interprétations et les effets bénéfiques qui en résultent ne sont pas encore quantifiés.

3.1 Problématique de l'adhérence

Une parfaite adhérence entre le béton et le matériau composite est très importante, c'est l'un des problèmes les plus critiques. Le manque d'adhérence des matériaux composites est souvent à l'origine de la rupture dans une structure en béton. De plus, le transfert des charges entre le béton et le renforcement en FRP dépend de cette adhérence. Une bonne adhérence entre ces éléments est souvent tributaire de la longueur d'ancrage du FRP.

Le comportement des ancrages en FRP diffèrent de celui des aciers conventionnels (Cosenza et al. 1997). Plusieurs paramètres influencent leurs comportements tels que, une configuration de surface différente, la qualité et la quantité des différentes fibres, l'utilisation de différentes résines comme liants.

Bien que l'adhérence des barres dépend de plusieurs paramètres, il semble opportun de séparer les barres droites (lisses, ensablées) de celles déformées (nervurées, tressées, codées),

puis de comprendre les différents mécanismes de liaison et l'influence de certains paramètres sur la force de liaison.

Pour analyser le décollement du renfort en FRP, Yuan et al. (2001) ont développé un modèle basé sur la rupture mécanique de l'interface en béton. Le décollement de l'interface en béton a été examiné expérimentalement par Sebastian (2001) qui a suggéré une étude approfondie de la relation entre l'ancrage et le glissement afin de comprendre les mécanismes du décollement du renfort. Pour assurer une bonne distribution quantitative des contraintes de cisaillement autour de la fissure, Leung (2001) a mis au point une analyse du décollement de l'interface liaison-glissement, dans lequel un modèle élastique linéaire a été utilisé. Bien que le modèle linéaire élastique est utilisé convenablement dans la littérature pour modéliser le décollement de l'interface béton, des études expérimentales ont montré que la relation contrainte réelle et déformation de l'interface FRP-béton est non linéaire (Chajes et al. 1995; Chajes et al. 1996; Bizindavyi et Neale 1999; Dai et al. 2005; Yao et al. 2005).

3.2 Problématique du renforcement en cisaillement à l'aide de FRP

Le cisaillement est un phénomène dont les mécanismes ne sont pas tout à fait maîtrisés à cause des différents paramètres qui interviennent, tels que : la résistance du béton, la section des barres d'armature et leur limite élastique, l'espacement des étriers et la position du chargement. (Diagana et al. 2003). À cela s'ajoutent d'autres paramètres liés au renfort : sa rigidité, sa configuration, ainsi que des paramètres d'interaction renfort-béton et renfort-étriers. De ce fait, on constate des écarts entre les prédictions avancées par les normes et les résultats d'essais menés dans les laboratoires de recherche (Bousselham, 2005).

Antérieurement, plusieurs travaux de recherche ont été menés sur des poutres en béton armé renforcées en cisaillement à l'aide du FRP (Al-Sulaimani et al. 1994, Chajes et al. 1995 ; Hutchinson 1999). Des poutres retirées des ponts existants ont également été renforcées en cisaillement avec du FRP et testés en laboratoire (Drimoussis et Cheng, 1994 ; Alexander et Cheng, 1997 ; Deniaud et Cheng, 2000a). En 1998, plusieurs chercheurs ont mis au point de

nouvelles méthodes de conception et de modèles d'analyse pour évaluer précisément la contribution de FRP pour la résistance au cisaillement des poutres en béton armé (Triantafillou 1998 ; Malek et Saadatmanesh 1998 ; Khalifa et al. 1998; Chaallal et al. 1998).

Ces approches ont été trouvées avec succès dans la prédiction de la force de cisaillement. Toutefois, les échantillons ont été considérés comme expérimentaux à petite échelle avec une profondeur qui est inférieure à 300 mm. Collins et Mitchell (1980) et MacGregor (1997) ont mentionné que la taille du faisceau est l'un des facteurs importants affectant la résistance au cisaillement des poutres en béton armé. Conceptuellement, les poutres renforcées en cisaillement avec des feuilles en FRP devraient également être affectées par l'effet d'échelle.

Mais certains de ces spécimens ont été testés avec des feuilles en FRP sous forme d'enveloppe complète (full wrap). Dans la plupart des cas pratiques, l'accessibilité des poutres pendant la réhabilitation est souvent limitée. Normalement, seule la face inférieure des poutres peuvent être renforcés. Chajes et al. (1995) ont conclu que les spécimens de grande envergure devraient être étudiés et plusieurs tests seront nécessaires avec différentes quantités d'armature interne, une géométrie variable et diverses portées en cisaillement à différents taux de profondeur. Deniaud et Cheng (2000b, 2000c) ont également montré que la quantité d'armature interne peut affecter la contribution de cisaillement nette due au FRP.

3.3 Modes de rupture

Généralement, les modes de rupture en cisaillement des poutres en béton armé renforcées à l'aide de FRP sont par écrasement du béton suivi d'une fracture du renfort ou les deux simultanément. D'autres modes de rupture peuvent également survenir tels que la fracture du renfort et le décollement avec ou sans délaminage du FRP.

En l'absence d'armature transversale, les poutres subissent une rupture par décollement du tissu en FRP. Ce mode de rupture est en fonction de la longueur d'adhérence L_e . Les mécanismes d'adhérence dépendent de la rigidité du composite et se développent sur une

partie de sa longueur seulement. Une longueur adéquate du renfort, la présence d'un système d'ancrage, la bonne qualité du collage et la forme adéquate du renfort améliorent la résistance à l'interface béton-FRP et de ce fait aident à prévenir le décollement. Lorsque l'interface béton-FRP présente une résistance suffisante au cisaillement, évitant ainsi le décollement, la rupture peut être initiée soit par la fracture du renfort soit par écrasement du béton.

Le premier mode peut se produire lorsque le taux du renfort est faible. Le second se produit lorsque le taux du renfort est élevé.

3.4 Renforcement en surface

Les matériaux composites avancés collés en surface ont été largement utilisés pour augmenter la rigidité et la capacité portante des structures en béton. Les fibres sont utilisées avec des résines époxy qui, en se durcissant, forment un composite stratifié collé sur le substrat de béton. Ceci induit une augmentation du moment interne de la section renforcée et aussi sa résistance au cisaillement. Les contraintes de traction sont transmises aux fibres via son interface. L'augmentation de la rigidité de l'élément structural dépend des contraintes générées dans le matériau composite qui dépend de la capacité de l'interface.

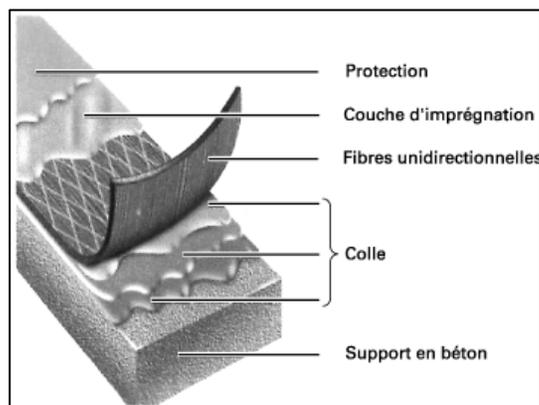


Figure 3.1 Composition d'un matériau composite
Tirée de Thi-Hoa-Tam NGUYEN (2008)

Swamy et Mukhopadhyaya (1999) ont effectué des études sur le décollement des plaques de FRP. Les chercheurs ont utilisé des poutres rectangulaires renforcées sur la face inférieure par un tissu polymère. Afin d'éviter le délaminage, différents types d'ancrage ont été testés.

Des U métalliques ont servi pour ancrer les extrémités des plaques de FRP. Des plaques de cisaillement ont été collées en différents endroits des faces latérales. Les auteurs ont relevé l'importance de la qualité du béton pour pouvoir utiliser à pleine capacité le renforcement. Ils montrent aussi la faible influence du renforcement interne contre le cisaillement (étriers, cadres) sur le phénomène de délaminage. Le confinement latéral permet d'optimiser l'utilisation du renforcement à l'aide de FRP. Ils concluent, comme Duquette (1998) précédemment, que l'utilisation optimale du FRP ne peut être atteinte que si on évite le délaminage des plaques de FRP.

Malek et coll. (1998) ont effectué une étude analytique où ils ont réussi à démontrer que, comme dans le cas des plaques d'acier, des phénomènes locaux peuvent amener à une rupture prématurée du renforcement. L'analyse donne une contrainte de cisaillement maximale ainsi qu'un effort normal inter facial maximum aux extrémités de la plaque. Les auteurs mettent en évidence un effort de cisaillement maximal au droit d'une fissure.



Figure 3.2 Exemple de renforcement d'une poutre par un tissu de fibre de carbone
Tirée de S&P Clever Reinforcement Company AG

3.4.1 Mode de rupture

Les fortes contraintes qui se produisent au voisinage des fissures provoquent un début de décollement du matériau composite (Wu et al, 1997). Le décollement est causé par la propagation de la fissure qui, elle-même est causée par le chargement continu. La fissure se propage le long de l'interface matrice-béton comprenant la couche superficielle du béton où de l'époxy imprégné, ce qui provoque une interruption de transfert de contraintes entre le FRP et le béton dans la partie totalement décollée.

Le mécanisme du décollement est l'une des causes les plus importantes de l'inefficacité du renfort en matériaux composites, ce qui a poussé plusieurs chercheurs à se pencher sur cette problématique.

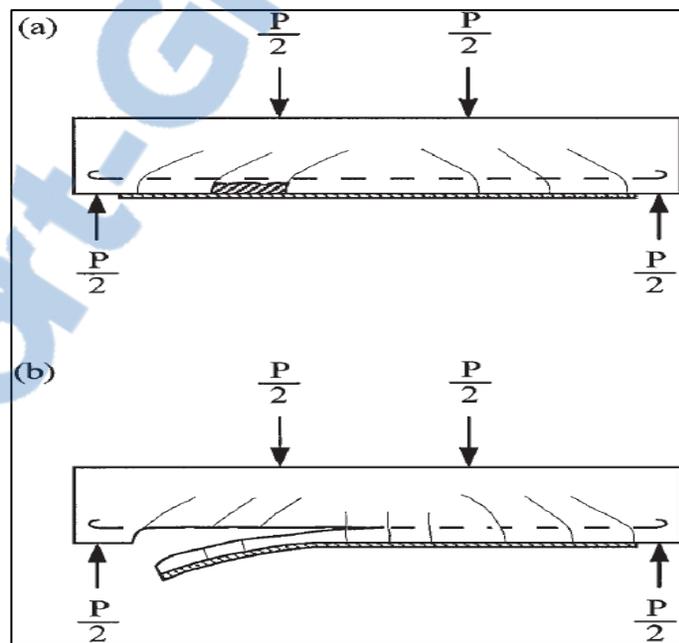


Figure 3.3 Mode de rupture le plus répandu dans le système poutre : (a) décolllement de la plaque de FRP, (b) décolllement de la couche de béton
Tirée de Chaallal et al (1998)

Plusieurs modèles empiriques pour calculer les contraintes maximales qui influencent le décollement ont été proposées et adoptées. Des chercheurs ont étudié le décollement de la matrice et son influence sur le cisaillement des poutres comme un problème où la région d'interface est idéalisée à zéro d'épaisseur avec des propriétés des matériaux bien définis (Kolluru et al, 2006). Les variables géométriques telles que la largeur et la longueur des feuilles en FRP ont une influence significative sur le décollement de la matrice. (Carloni et al. 2007). Il a été démontré que la contrainte ultime qui provoque le décollement augmente avec l'augmentation de la longueur jusqu'à une longueur critique. C'est-à-dire que lorsqu'on dépasse la longueur critique, il n'y aura pas d'augmentation de la contrainte ultime (FIB Technical Report Bulletin 14, 2001).

Une des principales applications du FRP pour le renforcement du béton est son utilisation comme renfort additionnel, pour augmenter la résistance au cisaillement et à la flexion des membrures. Au cours des dernières années, le renforcement en cisaillement avec des tissus en FRP collés en surface est devenu une technique bien maîtrisée basée sur une vérification expérimentale approfondie et avec le développement de modèles d'analyse qui est reflété dans les dispositions pertinentes du Code.

3.5 Renforcement avec la technique NSM

La méthode NSM (*Near Surface mounted*) est plus récente, donc moins documentée pour le renforcement en cisaillement ou en flexion des poutres. Le renfort en FRP se présente sous la forme de barres rondes, carrées ou rectangulaires avec des dimensions variables. Dans la méthode NSM, le renfort est mis dans des rainures pratiquées en surface de l'élément à renforcer. La barre est collée à l'aide d'un agent approprié, tel que de la colle époxy ou du coulis de ciment.

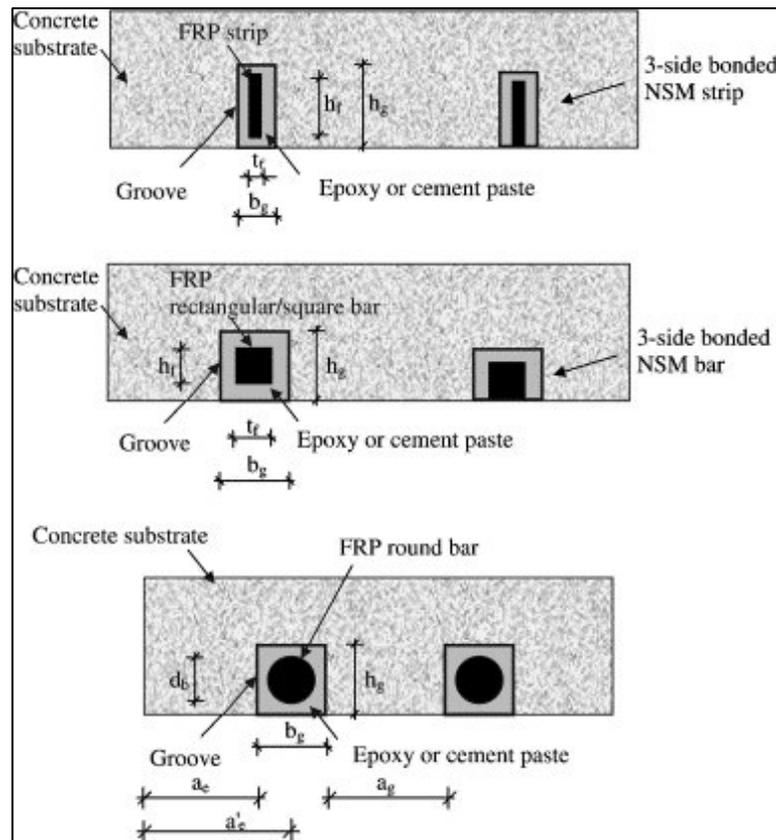


Figure 3.4 Différents types d'ancrage des barres en FRP pour système NSM
Tiré de Lorenzis et Nanni (2002)

La méthode NSM a attiré un nombre croissant de recherches ainsi que des applications pratiques. Des exemples de l'utilisation de barres d'acier avec la méthode NSM en Europe pour le renforcement des structures en béton armé remontent au début des années 1950. L'utilisation des barres en acier inoxydable pour le renforcement des constructions en maçonnerie et des ponts en arc ont également été documentés.

Les avantages du FRP sur l'acier sont nombreux. Le FRP a une meilleure résistance à la corrosion, une plus grande facilité d'installation grâce à sa légèreté et une rainure de taille réduite en raison d'une résistance à la traction supérieure du FRP.

La méthode NSM présente de nombreux avantages sur la méthode des feuillets en FRP. On peut citer la réduction des coûts des travaux en diminuant le temps consacré à la préparation



des surfaces autres que le rainurage, tel que l'enlèvement des saletés, peintures ou couche de laitance. Les barres NSM peuvent être plus facilement ancrées dans des éléments adjacents pour prévenir les défaillances prématurées tels que les décollements. La technique NSM permet aussi de protéger les barres contre les accidents et le vandalisme.

Nanni et al. (2004) ont utilisé une poutre à partir d'un pont, qu'ils ont renforcée en cisaillement avec des bandes de CFRP-NSM. Barros et al. (2009) ont testé des poutres de différentes tailles avec différentes quantités de renfort longitudinal en acier. Certaines de ces poutres ont été renforcées avec des bandes en CFRP-NSM à des différentes inclinaisons ; tandis que les autres ont été renforcées avec des quantités équivalentes de feuillets en FRP collés en surface comme armature de cisaillement. La technique NSM s'est révélée plus efficace que les feuillets extérieurement collés en termes de force et de capacité de déformation. Rizzo et De Lorenzis (2009) ont effectué des tests sur des poutres avec une quantité limitée d'étriers renforcées avec des barres rondes en CFRP-NSM, ils ont analysé l'effet de l'espacement, de l'inclinaison et aussi le type de rainure et le remplissage en époxy. Les auteurs ont montré que la capacité de cisaillement a augmenté d'environ 16% pour une poutre renforcée par des feuillets collés en U-enveloppé. Par contre, pour les poutres renforcées avec la méthode NSM, l'augmentation est située entre 22% et 44%. Ce qui démontre l'efficacité de la méthode NSM.

3.5.1 Modes de rupture

Selon Lorenzis et Nanni (2009), deux principaux modes de rupture ont été identifiés pour les poutres renforcées en cisaillement par la méthode NSM. En l'absence d'étriers en acier, le mode de rupture a été le décollement des barres en FRP en se disloquant de l'époxy et aussi l'apparition des fissures sur le contour en béton. L'autre mode de rupture est le décollement de l'enrobage de l'armature longitudinale, ce dernier a été attribué au fait que très peu ou pas d'étriers en acier sont utilisés dans les poutres.

Les différentes approches pour calculer les contraintes de cisaillement des poutres renforcées en matériaux composites avancés sont disponibles dans la littérature et la plupart de ces approches se basent sur le modèle de treillis.

3.6 Renforcement avec la technique ETS

La technique ETS (Embedded Through Section) est encore plus récente et beaucoup moins documentée que les deux autres méthodes citées précédemment. Elle consiste à encastrer complètement les tiges de FRP dans le béton à l'aide d'une colle appropriée afin d'augmenter sa résistance au cisaillement et/ou au moment fléchissant.

Elle présente de nombreux avantages tels que la protection de la fibre contre les dommages causés par des accidents ou le vandalisme. La méthode ETS s'appuie sur le noyau du béton qui offre un confinement total et une plus grande résistance du béton car il est moins exposé aux aléas externes. Elle nécessite également moins de temps et d'équipements pour l'installation que les feuillets collés en surface ou les rainures pratiquées sur la surface du béton.

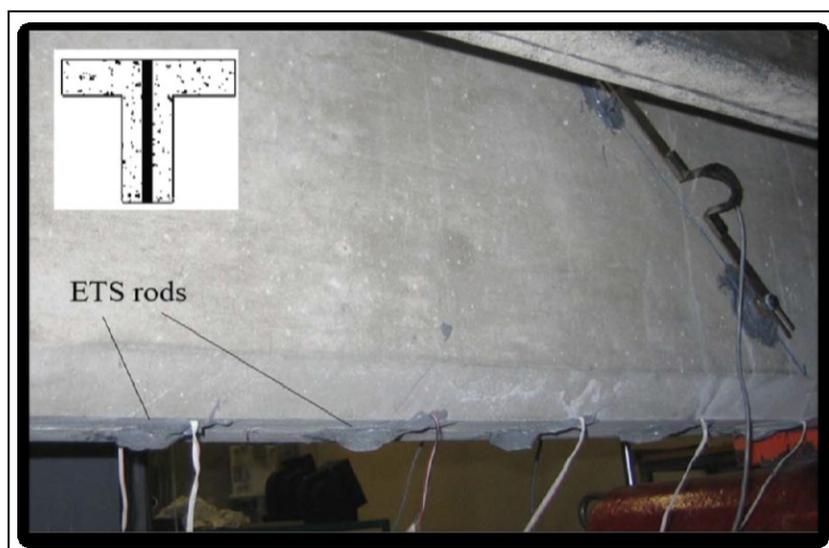


Figure 3.5 Poutre renforcée avec la méthode ETS
Tirée de Chaallal et al (2011)

Chaallal et al. (2011) ont étudié le comportement des poutres renforcées en cisaillement avec la méthode ETS. Pour les spécimens sans acier transversal, ils ont démontré une amélioration des gains attribuables à la contribution de la fibre de carbone de l'ordre de 122% comparativement à 48% et 61% atteints par des spécimens correspondant, renforcés respectivement en surface selon la méthode NSM. Pour les échantillons avec de l'acier transversal, ces gains diminuent considérablement pour toutes les méthodes de renforcement avec une moyenne de 29% pour les spécimens renforcés par la méthode ETS, contre seulement 17% pour ceux renforcés par la méthode NSM. Cependant, la présence d'aciers transversaux exerce une grande influence sur la résistance au cisaillement. Ceci confirme clairement les observations faites dans des études antérieures (Chaallal et al. 2002; Pellegrino et Modena 2002; Bousselham et Chaallal 2004) que la contribution du FRP pour la résistance au cisaillement d'une poutre avec acier transversal diffère de celle d'une poutre sans acier transversal. Cela est vrai quelle que soit la technique de renforcement utilisée.

3.6.1 Modes de rupture

Plusieurs modes de rupture ont pu être constatés, dépendamment de la présence ou non d'étriers, ainsi que des caractéristiques surfaciques des barres de renforcement en FRP. Les fissures s'introduisent derrière les barres de renforcement ou entre elles, ce qui provoque un glissement des barres de renfort en FRP. Un autre mode de rupture, constaté sur les barres qui comportent un revêtement de sable, c'est la perte de l'adhérence entre la barre en FRP et le revêtement de sable présent sur la surface.



Figure 3.6 Rupture en cisaillement d'une poutre renforcée
avec la méthode ETS
Tirée de A.Mofidi (2011)

3.7 Limite supérieure de la contribution du FRP à la résistance au cisaillement

Afin d'éviter une ouverture excessive de la fissure causant une dislocation des granulats, De Lorenzis L et Nanni A (2001) ont suggéré de limiter la contrainte maximale $\overline{V_{FRP}}$ dans les barres de FRP, bien que la valeur particulière à adopter est un sujet de discussion en cours. Cette limitation peut être imposée par l'utilisateur, sur la plus longue barre d'ancrage, tout en supposant que les contraintes de traction dans les autres barres sont proportionnelles à leurs longueurs d'ancrages.

CHAPITRE 4

PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

4.1 Généralité

La performance et le comportement des ancrages dans les structures du génie civil jouent un rôle primordial dans leurs durabilités, leurs résistances aux différentes charges statiques et dynamiques qui caractérisent le cycle de vie de ces ouvrages.

Les méthodes de dimensionnement utilisées sont empiriques ; elles reposent en grande partie sur des résultats expérimentaux. D'autre part, l'état des connaissances concernant le comportement en cisaillement des poutres en béton armé, renforcées à l'aide de barres de CFRP noyées dans le béton, montre clairement que des travaux expérimentaux supplémentaires sont nécessaires pour l'amélioration des méthodes de dimensionnement et de leur bien-fondé scientifique.

Dans cette recherche, la partie expérimentale occupe une place importante. L'objectif consiste à étudier le comportement des interfaces béton-époxy-barre en CFRP.

4.2 Essais d'arrachement (Pullout test)

Nous avons opté pour l'essai d'arrachement car c'est un essai simple, permettant de mesurer le déplacement relatif entre le béton et la barre en CFRP à l'extrémité libre du béton. Et par là, pouvoir comprendre les paramètres qui influencent l'ancrage des barres en CFRP. Les essais de type pullout nécessitent la réalisation d'un montage qui a été adapté sur une presse électromécanique de traction/compression MTS de capacité 500 kN (figure 4.2).

4.3 Paramètres d'étude

La revue de la littérature a permis d'identifier les divers paramètres qui influencent le comportement et la performance des ancrages. Les paramètres qui sont pris en considération reposent sur des connaissances acquises en béton armé et sur les observations constatées sur le renforcement des poutres à l'aide des matériaux composites. Ils sont définis en tenant compte des normes en vigueur, ainsi que sur des observations constatées sur des recherches effectuées antérieurement.

Ces paramètres sont définis comme suit :

- la résistance du béton utilisé ;
- le type de barre en CFRP qui est caractérisé par :
 - une différence de résistance à la traction sur certaines barres ;
 - une différence de diamètre sur certaines barres ;
 - des barres revêtues de sable ou non.
- la longueur d'ancrage de la barre en CFRP qui varie selon la profondeur voulue ;
- la quantité de la colle qui varie selon le diamètre des trous dans le béton.

4.4 Détails expérimentaux

Afin de simplifier l'identification des spécimens, chacun d'eux est identifié par quatre termes (voir tableaux 4.2 et 4.3). Le Premier terme désigne le type du béton utilisé (B1 ou B2), le second terme représente le diamètre du trou percé dans le bloc du béton, le troisième terme désigne le diamètre de la tige en FRP et la lettre représente le type de surface, L pour lisse et S pour sablée. Le dernier terme représente la longueur d'ancrage de la barre en CFRP en termes du diamètre (d) de la barre.

4.4.1 Description du programme expérimental

La figure 4.3 montre les caractéristiques géométriques des spécimens. Les blocs sont en béton ordinaire à base de ciment Portland et des granulats ne dépassant pas 14 mm de diamètre. Les tiges en CFRP utilisées sont droites et leurs fibres sont unidirectionnelles, leurs longueurs varient selon la longueur de l'ancrage L_e étudiée. La colle utilisée est un gel d'ancrage à base d'époxy à deux composants structuraux, à haut module et haute résistance. Les composants ne contiennent aucun solvant et sont insensibles à l'humidité. Grâce à sa texture non abrasive, elle se prête aux applications par pompage ou par injection sous pression. Une fois mélangés, ils se présentent sous forme de pâte lisse et non abrasive.

Chaque spécimen est dimensionné selon la norme CAN/CSA S806-02.

Les données générales concernant les spécimens sont listées dans le tableau 4.1.

Tableau 4.1 Dimension des éléments composant les spécimens

Longueur des tenailles	$L_g = 150 \text{ (mm)}$
Longueur du bloc de béton	$L_e + 60 \text{ (mm)}$
Longueur de la tige en CFRP	$L_e + 40d + L_g + 120 \text{ (mm)}$
Zone de non adhérence	50 (mm)

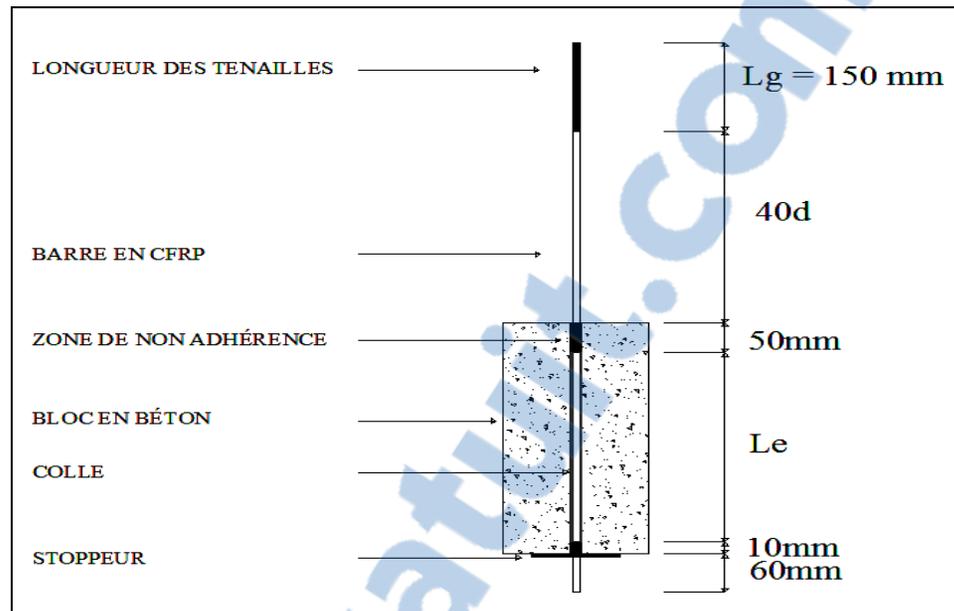


Figure 4.1 Spécimen d'essai

L_g (mm) est la longueur des tenailles ; d (mm) est le diamètre de la tige en CFRP et L_e (mm) est la longueur d'ancrage.



Figure 4.2 Machine d'essai de traction

Dans cette étude, deux types de béton, B1 et B2, sont utilisés. Un premier lot de 13 blocs de béton B1 a été remis au laboratoire par un manufacturier local, tandis que l'autre lot de 12 blocs de béton B2 a été préparé dans le laboratoire de l'ÉTS. Les essais effectués dans le laboratoire de l'ÉTS selon la norme ASTM C39/C39M ont donné une résistance à la compression moyenne de 20.7 MPa (écart type de 1.71 MPa) pour B1 et 42.7 MPa (écart type de 1.79 MPa) pour B2. La résistance du béton à la traction est mesurée au moyen d'essai de traction. Pour le premier et deuxième lot, la résistance à la traction moyenne était 2.30 MPa et 3.46 MPa avec des écarts types de 0.12 MPa et 0.07 MPa, respectivement.

En raison de la différence de la qualité du béton utilisé, l'exécution des essais sont scindés en deux parties, également subdivisées selon les paramètres recherchés.

La première partie est constituée de 13 essais sur des blocs de béton B1 dont leur résistance moyenne est de 20.7 MPa.

- trois essais consistent à varier seulement le diamètre du trou dans le béton ;
- neuf essais consistent à varier la longueur de scellement ;
- deux essais qui sont faits avec des barres pultrall sablées à des fins de comparaison.

Les trois tableaux suivants décrivent la répartition des spécimens selon les résultats recherchés.

Tableau 4.2 Paramètres d'étude pour blocs B1 selon la variation du diamètre du trou

Spécimen	CFRP barre	Diamètre de barre (mm)	Époxy	Diamètre du trou (mm)	Longueur d'ancrage (mm)
B1-1.25d- 9.5L-15d	Sika carbodur	9.5	Achorfix4	1.25 d = 12	15 d = 143
B1-1.5d- 9.5L-15d	Sika carbodur	9.5	Achorfix4	1.50 d = 15	15 d = 143
B1-1.75d- 9.5L-15d	Sika carbodur	9.5	Achorfix4	1.75 d = 17	15 d = 143

Tableau 4.3 Paramètres d'étude pour blocs B1 selon la variation de la longueur d'ancrage

Spécimen	CFRP barre	Diamètre de barre (mm)	Époxy	Diamètre du trou (mm)	Longueur d'ancrage (mm)
B1-1.5d-9.5L-5d	Sika carbodur	9.5	Achorfix 4	1.50 d = 15	5 d = 48
B1-1.5d-9.5L-7.5d	Sika carbodur	9.5	Achorfix 4	1.50 d = 15	7.5 d = 71
B1-1.5d-9.5L-10d	Sika carbodur	9.5	Achorfix 4	1.50 d = 15	10 d = 95
B1-1.5d-9.5L-12.5d	Sika carbodur	9.5	Achorfix 4	1.50 d = 15	12.5 d = 119
B1-1.5d-9.5L-15d	Sika carbodur	9.5	Achorfix 4	1.50 d = 15	15 d = 143
B1-1.5d-9.5L-17.5d	Sika carbodur	9.5	Achorfix 4	1.50 d = 15	17.5 d = 166
B1-1.5d-9.5L-20d	Sika carbodur	9.5	Achorfix 4	1.50 d = 15	20 d = 190
B1-1.5d-9.5L-25d	Sika carbodur	9.5	Achorfix 4	1.50 d = 15	25 d = 238
B1-1.5d-9.5L-30d	Sika carbodur	9.5	Achorfix 4	1.50 d = 15	30 d = 285

Tableau 4.4 Paramètres d'étude pour blocs B1 selon la variation du diamètre de barre

Spécimen	CFRP barre	Diamètre de barre (mm)	Époxy	Diamètre du trou (mm)	Longueur d'ancrage (mm)
B1-1.5d-9.5S-15d	Pultrall (sablée)	9.5	Achorfix 4	1.50 d = 15	15 d = 143
B1-1.5d-12.7S-15d	Pultrall (sablée)	12.7	Achorfix 4	1.50 d = 19	15 d = 143

Tandis que la deuxième partie est constituée de 11 essais sur des blocs de béton B2 dont leur résistance moyenne est de 42.65 MPa.

- trois essais consistent à varier seulement le diamètre du trou dans le béton ;
- neuf essais consistent à varier la longueur de scellement.

Tableau 4.5 Paramètres d'étude pour blocs B2 selon la variation du diamètre du trou

Spécimen	CFRP barre	Diamètre de barre (mm)	Époxy	Diamètre du trou (mm)	Longueur d'ancrage (mm)
B2-1.25d-9.5L-15d	Sika carbodur	9.5	Achorfix 4	1.25 d = 12	15 d = 143
B2-1.5d-9.5L-15d	Sika carbodur	9.5	Achorfix 4	1.50 d = 15	15 d = 143
B2-1.75d-9.5L-15d	Sika carbodur	9.5	Achorfix 4	1.75 d = 17	15 d = 143

Tableau 4.6 Paramètres d'étude pour blocs B2 selon la variation de la longueur d'ancrage

Spécimen	CFRP barre	Diamètre de barre (mm)	Époxy	Diamètre du trou (mm)	Longueur d'ancrage (mm)
B2-1.5d-9.5L-5d	Sika carbodur	9.5	Achorfix 4	1.50 d = 15	5 d = 48
B2-1.5d-9.5L-7.5d	Sika carbodur	9.5	Achorfix 4	1.50 d = 15	7.5 d = 71
B2-1.5d-9.5L-10d	Sika carbodur	9.5	Achorfix 4	1.50 d = 15	10 d = 95
B2-1.5d-9.5L-12.5d	Sika carbodur	9.5	Achorfix 4	1.50 d = 15	12.5 d = 119
B2-1.5d-9.5L-15d	Sika carbodur	9.5	Achorfix 4	1.50 d = 15	15 d = 143
B2-1.5d-9.5L-17.5d	Sika carbodur	9.5	Achorfix 4	1.50 d = 15	17.5 d = 166
B2-1.5d-9.5L-20d	Sika carbodur	9.5	Achorfix 4	1.50 d = 15	20 d = 190
B2-1.5d-9.5L-25d	Sika carbodur	9.5	Achorfix 4	1.50 d = 15	25 d = 238
B2-1.5d-9.5L-30d	Sika carbodur	9.5	Achorfix 4	1.50 d = 15	30 d = 285

4.5 Matériaux

4.5.1 Béton

Les deux types de béton (B1 et B2) utilisés dans ce projet sont d'usage commercial qui nous a été fourni par deux manufacturiers différents.

4.5.1.1 Béton B1

Le mélange a été commandé à un professionnel qui nous a fourni des blocs prêts à l'emploi. Selon le manufacturier la résistance minimale à la compression est de 15 MPa, les propriétés techniques selon le manufacturier sont données dans le tableau 4.4.

Tableau 4.7 Propriété technique du béton B1

	Résistance minimale à la compression (MPa)	Épaisseur (mm)	Largeur (mm)	Longueur (mm)
Béton B1	15	190	190	390

Dans le but de compléter les données techniques, un prélèvement d'échantillon de béton a été effectué sur les blocs de béton avec une carotteuse et selon la norme ASTM C42/C42M.



Figure 4.3 Carotteuse

Après polissage de la surface des échantillons en béton, des essais de traction et de compression ont été menés dans le laboratoire de l'ÉTS selon la norme ASTM C39/C39M. La contrainte de compression moyenne obtenue est de 20.7 MPa, tandis que la contrainte de traction est de 2.3 MPa.



Figure 4.4 Essai de compression sur le béton



Figure 4.5 Essai de traction sur le béton

4.5.1.2 Béton B2

Il nous a été fourni dans des sacs de 30 kg par un autre manufacturier. Il est caractérisé par une plus grande résistance qui est de 55 MPa, selon le manufacturier ; les essais effectués au laboratoire de l'ÉTS par rapport au premier béton nous ont donné une résistance moyenne de 42.65 MPa.

Tableau 4.8 Données techniques fourni par le fournisseur

Caractéristiques	Temps (jours)	Résultats
Temps de prise initiale (ASTM C-191)		2 heures
Résistance en compression ASTM C-109	1	31 MPa (4500 psi)
	7	48 MPa (7000 psi)
	28	55 MPa (8000 psi)
Masse volumique Kg/L (lb/pi ³) ASTM C-185		2.35 (145)

La confection des blocs a été réalisée dans le laboratoire de l'ETS en suivant les instructions données par le manufacturier. Avant la mise en place du béton, il y a eu fabrication d'un coffrage selon les dimensions voulues, versement de 3 L d'eau dans le malaxeur, par la suite, on rajoute le contenu du sac de 30 kg à petite quantité afin d'avoir une bonne homogénéité, le tout est mélangé jusqu'à l'obtention d'une pâte homogène. Le mélange est placé dans les moules. Ensuite, le mélange est recouvert d'une pellicule en plastique afin d'éviter une déshydratation du béton.

Des essais de compression et de traction sont réalisés selon la norme ASTM C39/C39M. À 7 jours, la résistance moyenne à la compression était de 39 MPa et de 42.65 MPa à 28 jours.

Des essais de traction par fendage ont été effectués. Ils consistent à écraser un cylindre de béton suivant deux génératrices opposées entre les plateaux d'une presse.

La résistance en traction est calculée comme suit :

$$f_{ij} = 2 \frac{P}{\pi DL} \quad (11)$$

Avec :

- f_{ij} : la résistance du béton en traction.
- P : la charge de compression maximale.
- D : diamètre du cylindre.
- L : Longueur du cylindre.

La Résistance en traction obtenue à 28 jours est de 3.46 MPa.

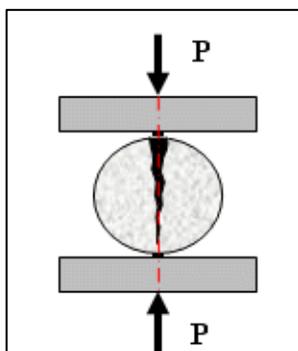


Figure 4.6 Essai de traction par fendage

4.5.2 Préparation des blocs

Avant de commencer le perçage du trou, il faut que la mèche soit perpendiculaire à la surface du bloc. Le bloc de béton est fixé de telle sorte à ce qu'il n'y aura pas de déplacement horizontal ou vertical. Un perçage de trou a été effectué au centre de chaque bloc de béton en le traversant de part en part. Afin d'éviter des fissures dans le béton, un perçage sans percussion a été préconisé. Le procédé de forage a été effectué en conformité avec la norme CSA/S806-02 (2007). La norme recommande aussi le perçage de trous plus grands que le diamètre de barre à l'intérieur du béton pour fournir assez de place pour la colle époxy. Un nettoyage a été effectué sur chaque trou avec de l'air comprimé, puis avec de l'eau à haute pression dans le but d'enlever les résidus de poussière qui s'y trouvent.



Figure 4.7 Perçage du trou dans un bloc de béton



Figure 4.8 Bloc de béton après perçage

4.6 Barres de CFRP

La majorité des tiges utilisées dans les essais sont de type Sika carbodur rods. Ce sont des tiges de polymère renforcé de fibres de carbone (CFRP) à surface lisse (L). Deux autres barres de type Pultrall, qui sont des barres à surface sablée (S) ont également été utilisées pour comparaison.

Les essais de traction sur des barres en CFRP sont délicats à faire, nécessitant un dispositif spécial pour ne pas endommager les fibres. Pour éviter un glissement entre les deux plaques et protéger aussi la barre contre l'écrasement dû à la pression des mâchoires (Figure 4.4), un dispositif muni de deux plaques en aluminium rainurées avec emboîtement a été mis en place. Selon la norme canadienne CSA/S806-02, une longueur minimale de 150 mm est conseillée.



Figure 4.9 Plaque de protection contre les Mâchoires de la machine d'essai

Les barres en FRP sont fabriquées avec de la fibre de carbone, leurs pourcentages de volume varient de 45% à 70%. Deux différents types de barres ont été utilisés : barres sablées (S) ; barres à surface lisse (L). Les diamètres nominaux des barres sablées (S) sont de 9,5 mm (superficie : $71,26 \text{ mm}^2$) et 12,7 mm (superficie : $126,7 \text{ mm}^2$), alors qu'il est de 9,5 mm pour les barres à surface lisse (L). Les propriétés mécaniques des barres ont été déterminées en conformité avec la norme ASTM D7205/D7205M (2006). La relation contrainte-déformation était essentiellement linéaire jusqu'à la rupture. La résistance à la traction, le module d'élasticité et la déformation ultime moyenne sont résumés dans le Tableau 4.4.

Tableau 4.9 Propriétés mécaniques des barres en FRP

Type de barre	Diamètre (mm)	Section (mm ²)	Type de surface	Résistance à la traction (MPa)	Module d'élasticité (GPa)	Allongement ultime (%)
CFRP Sika carbodur	9.52	71.25	Lisse	2800	155	1.8
CFRP Pultrall	9.52	71.26	Sablée	1596	120	1.33
CFRP Pultrall	12.50	126.70	Sablée	1899	144	1.32

4.6.1 Essai de traction sur la barre en CFRP

La majorité des essais ont été effectués sur des barres en fibres de carbone (Sika carbodur rods) qui ont un diamètre de 9.5 mm. Leur résistance à la traction selon le constructeur est de 122.3 kN. Les essais effectués dans le laboratoire de l'ÉTS selon la norme ASTM D7205/D7205M-6 ont donné une résistance à la traction de 125.1 kN.

Afin de caractériser au mieux les essais, on a utilisé d'autres types de barres de la compagnie Pultrall de type (S) qui ont un diamètre de 9.5 mm et 12.5 mm.



Figure 4.10 Mise en essai d'une barre en CFRP



Figure 4.11 Rupture d'une barre en CFRP soumise à la traction

4.6.2 Préparation des barres

Les barres sont coupées selon les dimensions voulues ($L_e+40d+L_g+120$ (mm)), ces barres varient selon le spécimen à étudier. Afin d'améliorer la rugosité de la surface des barres lisses (L), un traitement de surface a été effectué avec jet de sable sans endommagement de fibre.

Un film en plastique non adhérent est posé sur une partie de la tige en CFRP afin de la protéger de la colle, ne laissant apparaître que la partie délimitant la longueur d'ancrage L_e .



Figure 4.12 Barres en CFRP prête à l'usage

4.7 La colle

Le manufacturier Sika a fourni deux types de colle SIKADUR ANCHORFIX-3 et SIKADUR ANCHORFIX-4. Les deux sont des résines époxyde à deux composants structuraux à haut module et haute résistance. Une fois mélangés, les deux composants présentent sous forme de pâte lisse et non abrasive.

Un test préliminaire a été effectué pour comparer les résultats entre les deux types d'époxy.

Un essai de cisaillement direct a été réalisé pour les deux spécimens. Ces spécimens n'ont pas été inclus dans la série d'essais. Après le test, les prismes de béton ont été brisés pour obtenir un meilleur aperçu des performances de collage et d'adhérence. Il a été observé que le SIKADUR ANCHORFIX-4 a une bonne capacité d'adhérence. Tandis que le SIKADUR ANCHORFIX-3 a été moins efficace et fait apparaître un mauvais contact à certains endroits. Cela s'est produit car la colle époxy était moins fluide, durcit plus rapidement en laissant quelques minuscules poches d'air sur certains endroits. Basé sur ces résultats, le SIKADUR ANCHORFIX-4 a été recommandé pour son utilisation dans le reste des essais. Le tableau 4.5 résume les caractéristiques de la colle utilisée dans le cadre de ce projet.

Tableau 4.10 Propriétés mécaniques de la colle

Type de colle	Résistance à la traction (MPa)	Module d'élasticité (GPa)	Allongement ultime (%)
ANCHORFIX-3	32.4	0.83	1.2
ANCHORFIX-4	29.7	2.83	1.3

4.8 Mise en place du renfort

Après le perçage des blocs de béton et leur nettoyage, un capuchon en caoutchouc est inséré dans la partie inférieure de chaque bloc de béton pour éviter un écoulement de la colle à l'extérieur du bloc de béton. Un remplissage des trous avec de l'époxy jusqu'à la partie supérieure est effectué soigneusement à l'aide d'un pistolet manuel, tout en prenant soin de ne pas laisser des bulles d'air dans le trou ; c'est-à-dire insérer la buse de la cartouche d'époxy jusqu'au bout du trou et remonter doucement avec la colle jusqu'à l'autre extrémité.

Par la suite, l'insertion des tiges est effectuée délicatement et dans une position verticale jusqu'à ce qu'elles sortent de l'autre extrémité, tout en respectant les dimensions citées dans la norme CAN/CSA S806-02. Lors de l'insertion de la tige, il doit y avoir un refoulement de la colle par le haut, et il faut aussi sentir une pression constante lors de l'insertion de la tige. Si ce n'est pas le cas le spécimen est à refaire. L'excédent d'époxy à la surface supérieure du trou a été retiré. Sans oublier qu'une partie de la barre a été laissée sans liant à l'intérieur des blocs de béton en la protégeant avec un film en plastique non adhésif. Les spécimens ont été laissés au repos pendant sept jours avant leur mise à l'essai.



Figure 4.13 Insertion de la tige en CFRP dans le Bloc de béton



Figure 4.14 Sortie de la tige en CFRP à travers le capuchon

Dans le but de protéger la fibre de carbone, des plaques en aluminium avec rainure sont insérées entre la tige en CFRP et les tenailles de la machine à traction (voir Figure 4.15).



Figure 4.15 Fixation de la tige en CFRP entre les Mâchoires de la machine d'essai

4.9 Mise en place du spécimen

Pour des raisons pratiques et de faisabilité, le spécimen est placé à l'intérieur d'un socle en acier (voir Figure 4.16). Le montage a été placé de sorte qu'un cisaillement direct survient. Des précautions particulières ont été prises pour s'assurer que la charge soit transmise au spécimen sans aucune excentricité ou de torsion. Des capteurs de déplacement (LVDT) ont été installés dans l'appareil pour mesurer le glissement des barres. La charge a été appliquée par une méthode de contrôle de déplacement à taux de charge constants pour éviter une rupture brusque dans les blocs de béton. Les LVDT ont été connectés à un système d'acquisition automatique de données au moyen d'un ordinateur de bureau équipé d'une carte d'interface. La charge appliquée a été enregistrée comme une donnée de la machine d'essai. Le système a été configuré pour analyser l'instrumentation en continu pendant l'essai et de sauvegarder les données brutes d'un fichier à 0,5 seconde d'intervalle. Les données brutes ont été compilées et analysées en utilisant un tableur.

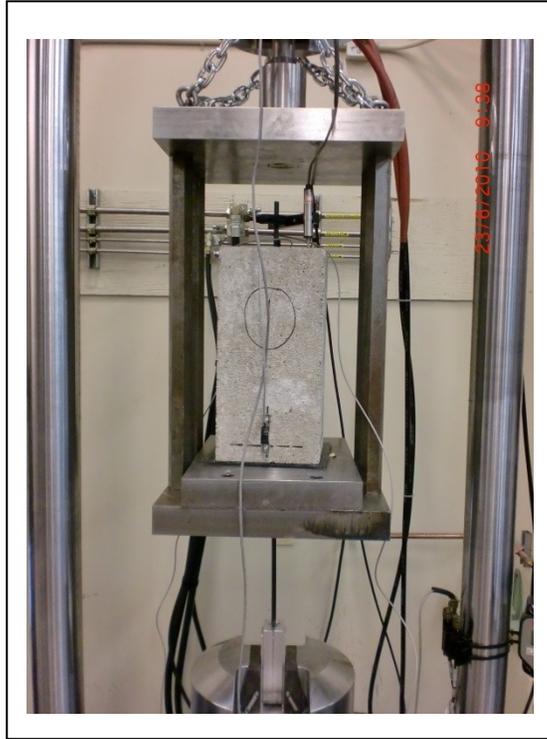


Figure 4.16 Spécimen prêt pour l'essai d'arrachement

CHAPITRE 5

ANALYSE DES RÉSULTATS EXPÉRIMENTAUX

Ce chapitre décrit l'analyse des résultats du cisaillement direct. Les paramètres qui peuvent influencer la performance des ancrages, à savoir : la résistance du béton, la longueur d'ancrage, la quantité de l'époxy et la section de la barre en CFRP seront étudiés séparément. Le comportement des ancrages sont présentés comme des relations Charge déplacement, l'effet de ce déplacement sera appelé glissement. Dans cette recherche, le glissement est considéré comme une combinaison de deux déformations différentes : retrait de la tige en CFRP et la compression du béton.

5.1 Analyse des résultats expérimentaux avec un béton à faible résistance B1

Lors de l'exécution des essais, il y a eu des ruptures par écrasement du béton sur certains blocs. Cela est dû à la faible résistance en compression du béton B1 qui est de 20.7 kN.



Figure 5.1 Rupture par éclatement du béton

Par conséquent, l'utilisation d'un béton à faible résistance induit une difficulté à prévoir le comportement des ancrages à cause des ruptures prématurées qui peuvent se produire. Il y a lieu de signaler que les essais avec un béton à faible résistance ont été refaits deux fois de suite en gardant les mêmes paramètres et les résultats obtenus différent à chaque fois.

La figure 5.2 nous montre la variabilité des résultats et leurs incohérences avec l'augmentation de la longueur d'ancrage qui est souvent due à la fissuration ou à l'éclatement du béton.

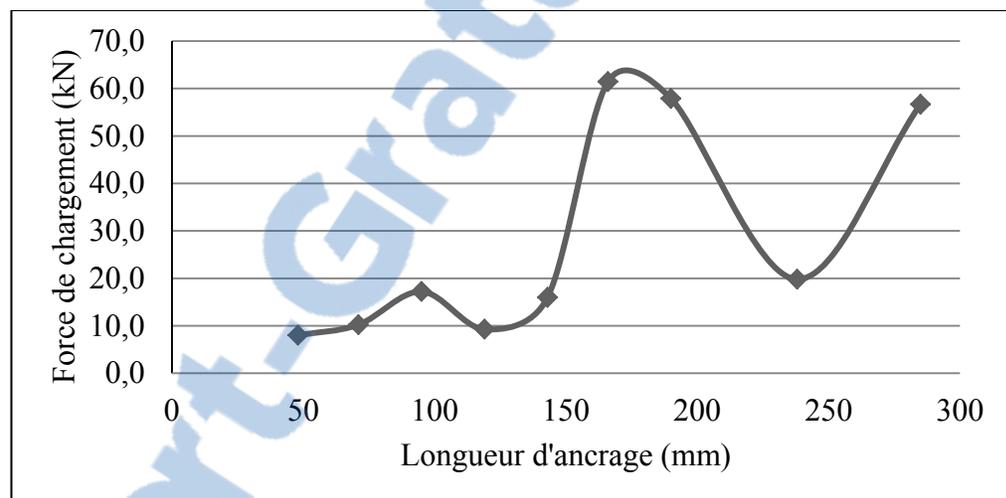


Figure 5.2 Variation de la charge selon la longueur d'ancrage pour un béton à faible résistance

5.1.1 Analyse de la variation du diamètre de Barre en CFRP

L'influence de la variation du diamètre des barres en CFRP a été étudiée en comparant les spécimens B1-1.5d-9.5S-15d et B1-1.5d-12.7S-15d. Les deux barres étaient revêtues de sable. Le mode de défaillance a été une combinaison entre la fissuration du béton et un glissement de la tige à l'extérieur du bloc en béton.

Un autre phénomène est apparu, les tiges sablées ont perdu leur couverture de sable qui est resté collé sur l'époxy. Ce phénomène diminue l'adhérence entre la barre en CFRP et l'époxy.

Théoriquement, plus le diamètre est grand plus la surface de contact entre le matériau composite et le béton est grande, ce qui induit une plus grande capacité de résistance. Une comparaison entre les forces de liaison maximales entre les deux échantillons est présentée à la figure 5.3.

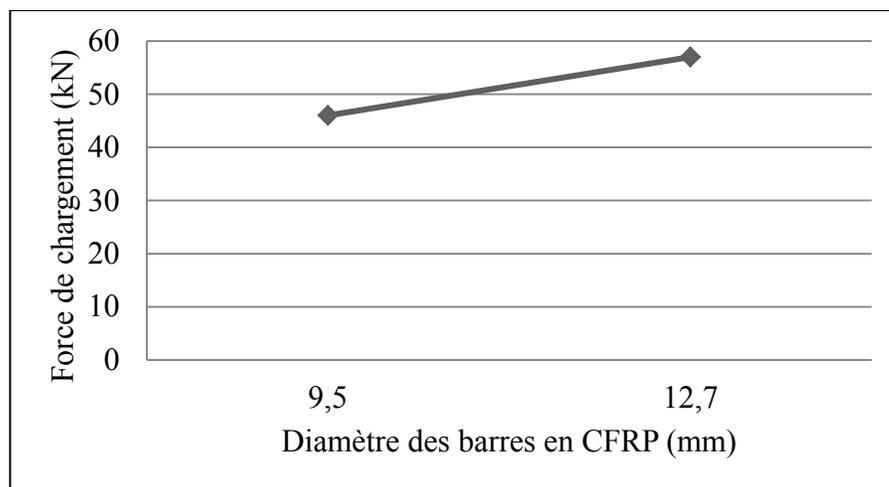


Figure 5.3 Variation de la charge selon le diamètre des barres en CFRP

La force de chargement est de 11 kN plus élevée pour le spécimen avec 12,7 mm de diamètre (B1-1.50d-12.7S-15d). Comme prévu, la force d'adhérence augmente avec l'augmentation du diamètre de la barre en CFRP. Ce phénomène peut s'expliquer par le fait que, pour un plus grand diamètre, la surface de contact augmente et développe une force de liaison élevée. Cette conclusion est différente de celle proposée par Baena et al. (2009) pour le béton armé renforcé avec du FRP, qui déclare que pour des spécimens qui sont géométriquement similaires, la force de liaison diminue avec l'augmentation de la largeur ou du diamètre de la tige. Cela a été attribué à la plus grande quantité d'énergie élastique disponible dans des plus grands diamètres de barres. Dans cette étude, le calcul de la contrainte d'adhérence était de 8,35 MPa pour l'échantillon B1-1.50d-9.5S-15d et 10,0 MPa

pour l'échantillon B1-1.50d-12.7S-15d. Il semble que le diamètre de la barre et la contrainte d'adhérence augmentent en même temps. En raison de cette divergence, des études supplémentaires sont nécessaires.

5.2 Analyse des résultats expérimentaux avec un béton à haute résistance B2

Avec un béton à haute résistance la rupture s'est produite soit sur l'interface béton/époxy soit sur la barre en CFRP.

5.2.1 Analyse de la variation du diamètre du trou

L'impact de la quantité d'adhésif a été étudié grâce à la variation des différents diamètres du trou. Trois spécimens ont été testés, leurs diamètres varient de 12 mm à 17 mm. La comparaison comprenait les spécimens suivants : B2-1.25d-9.5L-15d, B2-1.5d-9.5L-15d et B2-1.75d-9.5L-15d.

L'augmentation de la quantité d'adhésif autour de la tige en CFRP n'a pas changé le mode de défaillance. Tous les spécimens ont subi une rupture au niveau de l'interface barre/adhésif causant le glissement de la tige en CFRP à l'extérieur du renfort.

La figure 5.4 montre l'influence de l'augmentation de la quantité de la colle sur les spécimens étudiés en termes de force de liaison maximale. Elle démontre que l'augmentation du diamètre du trou de 12 mm (B2-1.25d-9.5L-15d) à 15 mm (B2-1.50d-9.5L-15d) a entraîné une augmentation de la contrainte de chargement, tandis qu'une augmentation supplémentaire de diamètre du trou à 17 mm (B2-1.75d-9.5L-15d) conduit à une diminution de celle-ci. Ceci peut être expliqué en notant qu'une petite augmentation du diamètre du trou (3 mm) améliore l'adhérence tout en conservant un excellent confinement. Ce ne fut pas le cas lorsque la taille du trou a encore été augmentée, passant de 15 à 17 mm, ce qui semble réduire l'effet du confinement. Cela est peut-être dû au retrait de la colle ou à l'augmentation de sa plasticité à cause de son volume plus important. Évidemment, le paramètre diamètre du

trou doit être optimisé afin de bien comprendre ce phénomène. Ces résultats concordent avec ceux rapportés par De Lorenzis et Nanni (2002), Soliman et al. (2011) et ACI 440.2R-08 (2008) pour le renforcement NSM. Il peut être conclu qu'un diamètre de trou de $1.5d$ soit recommandé pour cette technique de renforcement.

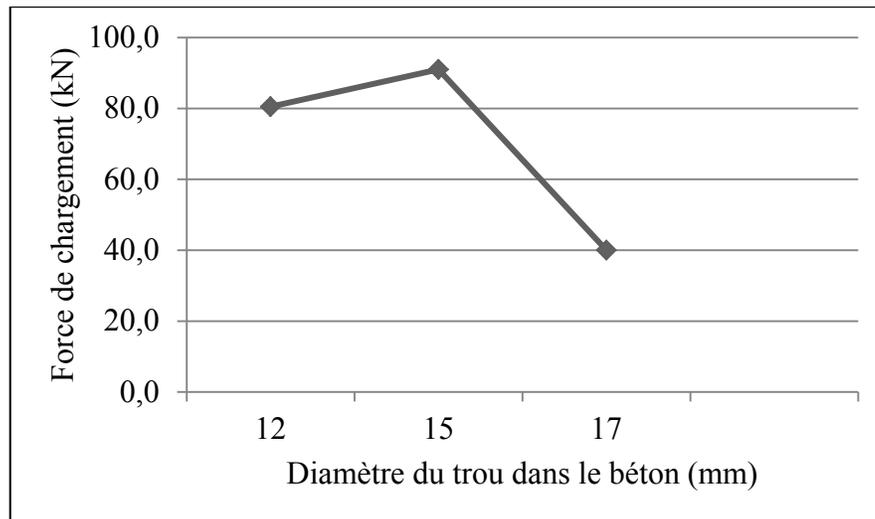


Figure 5.4 Variation de la charge selon le diamètre du trou

5.2.2 Analyse de la variation de la longueur d'ancrage

Dans cette étude, neuf différents spécimens ont été utilisés, variant de 48 mm à 285 mm. L'influence de la longueur d'ancrage est discutée en termes de modes de défaillance et de forces de liaison.

Les spécimens qui ont des longueurs d'ancrage qui varient de 48 mm à 190 mm ont eu des ruptures dans l'interface époxy/barre. Cette rupture est due à l'insuffisance de la longueur d'ancrage des barres en CFRP. Une inspection a été effectuée sur un spécimen pour vérifier l'endroit où il y a eu rupture (figure 5.5). L'époxy est resté collé sur le béton et une fine couche de colle sous forme de ruine a été observée sur les barres en CFRP prouvant ainsi une rupture dans l'interface barre/adhésif.



Figure 5.5 L'époxy reste collé sur le béton et la barre en CFRP s'est détachée en laissant une ruine

Par contre les spécimens (B2-1.5d-9.5L-25d et B2-1.5d-9.5L-30d) ayant une longueur d'ancrage de 238 et 285 mm, la rupture s'est produite dans la barre en CFRP avec une charge de 115 et 128 kN. Le glissement de la barre à l'extérieur du béton n'a pas été observé. Le mode de défaillance a été la rupture de la barre en CFRP (Figure 5.6), avec la tige qui reste bien ancrée dans le bloc en béton jusqu'à la fin de l'essai. Ces résultats sont similaires à ceux rapportés antérieurement pour le béton armé renforcé avec du FRP (Tighiouart et al. 1998). Il convient de souligner que des micro fissures sont apparues sur le béton lors de la rupture des tiges en CFRP.



Figure 5.6 Rupture de la barre en CFRP

Les résultats du test de l'effet de la variation de la longueur d'ancrage sur la force de chargement sont présentés dans la figure 5.7. On peut conclure qu'avec l'augmentation de la longueur d'ancrage, la charge appliquée se rapproche de la résistance ultime de la barre en CFRP. Cette observation a été confirmée par Nanni et al. (1995) pour le béton renforcé à l'aide de FRP. L'augmentation de la longueur d'ancrage pour les spécimens B1-1.5d-9.5L-5d à B1-1.5d-9.5L-30d était de six fois, tandis que l'augmentation correspondante à la force de chargement était presque trois fois plus élevée. La figure 5.7 montre que l'augmentation de la force de liaison n'est pas linéaire pour les spécimens qui ont connu une rupture par glissement de la barre en CFRP. Par contre, il est linéaire pour les spécimens qui ont eu une rupture de la barre en CFRP.

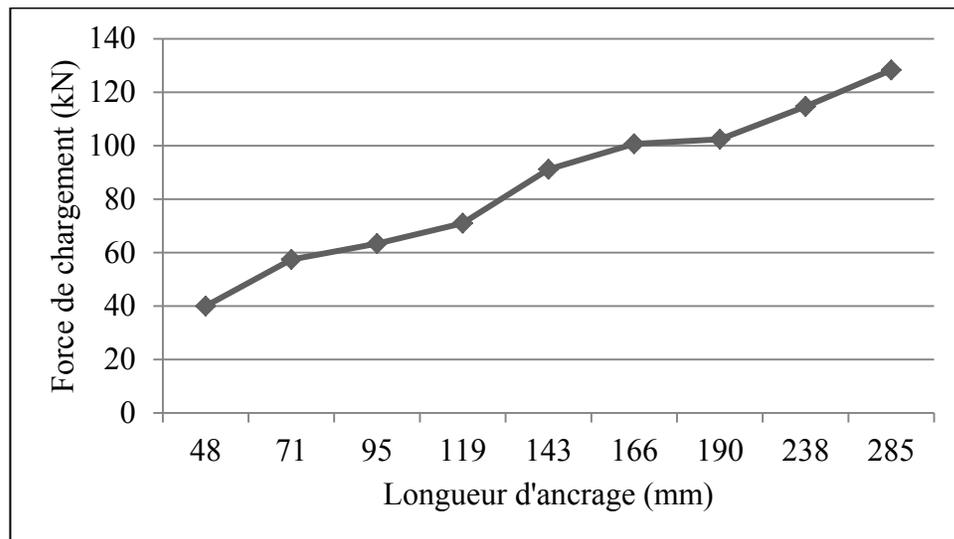


Figure 5.7 Variation de la charge maximale selon la longueur d'ancrage

5.3 Influence de la résistance du béton

La résistance du béton joue un rôle primordial sur le comportement des ancrages. La qualité de l'adhérence entre le béton et le matériau composite dépend de la capacité du béton à résister aux charges exercées sur lui. La figure 5.8 montre l'influence de la résistance du béton sur la force de chargement qui augmente avec l'augmentation de la résistance du béton. La comparaison est effectuée avec des spécimens qui ont une même longueur d'ancrage. Avec

un béton plus résistant passant de 20,7 MPa à 42,7 MPa, la force de chargement a accru de 71,6 kN passant de 56,7 kN à 128,3 kN, c'est-à-dire un gain en chargement de plus de 100%.

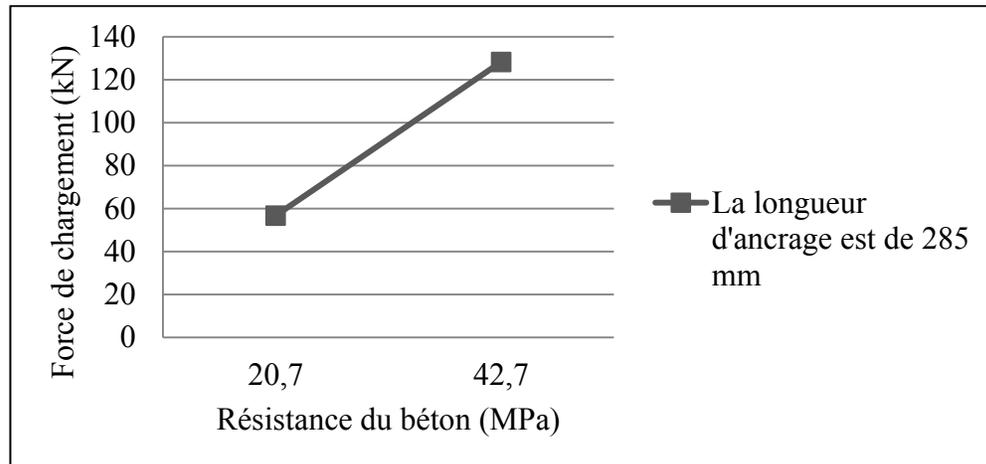


Figure 5.8 Variation de la charge maximale selon la résistance du béton

Cette étude a démontré que la résistance du béton a un effet substantiel sur le comportement des ancrages. Les échantillons réalisés à l'aide de béton B1 (20,7 MPa) ont échoué à cause de l'écrasement du béton (figure 5.9). Le mode de défaillance est l'apparition des fissures aux abords du trou qui augmentent avec l'augmentation de la charge jusqu'à la rupture total du bloc en béton. Ces fissures réduisent la zone de contact entre la barre en CFRP et le béton environnant, ce qui cause un glissement de la barre à l'extérieur du bloc en béton.



Figure 5.9 Rupture sur l'interface béton/époxy

La variation de la résistance du béton peut provoquer un changement dans le mode de rupture. L'utilisation d'un béton à faible résistance provoque généralement des ruptures sur l'interface béton/époxy. L'augmentation de la résistance du béton affecte les modes de défaillance qui vont se situer beaucoup plus sur l'interface époxy/barre ou carrément une rupture de la barre en CFRP. Cette tendance a été observée par Achillides et al. (2004) et aussi Tepfers (2006). Ces observations peuvent être attribuées au fait que la rupture se produit dans le plan où la résistance est la plus faible.

5.4 Relation force d'ancrage-glissement

Pour illustrer la relation force-glissement obtenue pour les différents spécimens. Le comportement global des courbes est caractérisé par une augmentation initiale de la force de liaison, suivie d'une décroissance une fois que la force de liaison maximale est atteinte. La figure 5.10 illustre bien comme il faut la relation force-glissement qui est obtenue par la mise à l'essai du spécimen B1-1.50d-12.7S-15d. Tant que la charge maximale n'est pas atteinte, la relation force-glissement n'est pas linéaire. A cet effet, un décrochage de la force de chargement se produit en restant pratiquement constante. Par contre, la barre continue à glisser jusqu'à son extraction complète du bloc en béton. Sur certains essais la décroissance de la courbe est parfois brutale, cela est dû généralement à la rupture du béton. La figure 5.11 montre le comportement du spécimen B1-1.5d-9.5L-15d qui a subi un écrasement du béton.

Dans la phase ascendante le comportement de la courbe ressemble de près à la figure 5.10. En atteignant une charge de 62 kN, des fissures commencent à apparaître sur le plan parallèle à la barre en CFRP (Figure 5.13) mais, juste en atteignant sa charge maximale qui est de 82 kN, une rupture par écrasement du béton s'est produite, c'est ce qui a induit la séparation de la barre en CFRP du béton. Le graphe montre bien comme il faut le glissement qui augmente avec la diminution de la force de chargement.

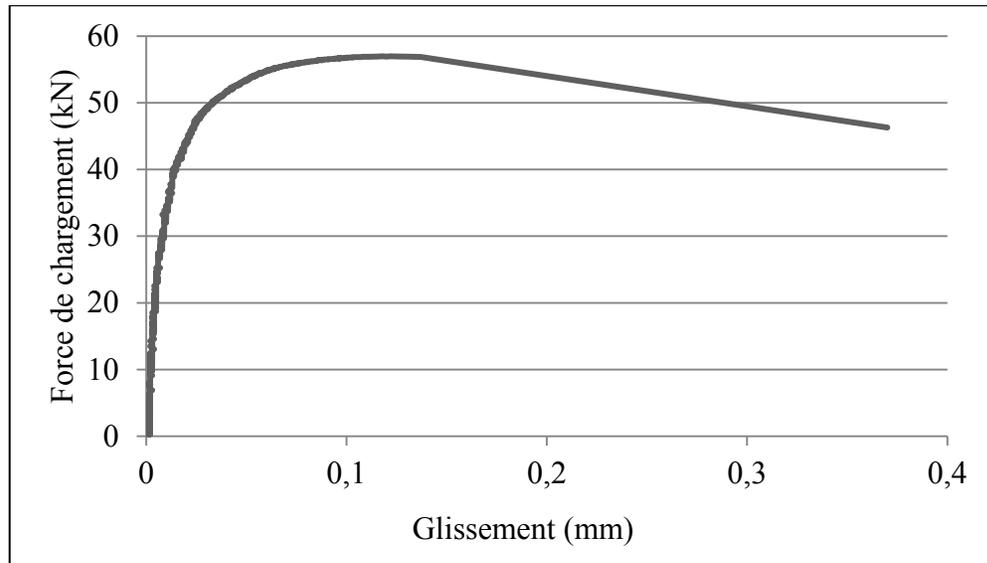


Figure 5.10 Glissement par rupture sur l'interface barre/époxy

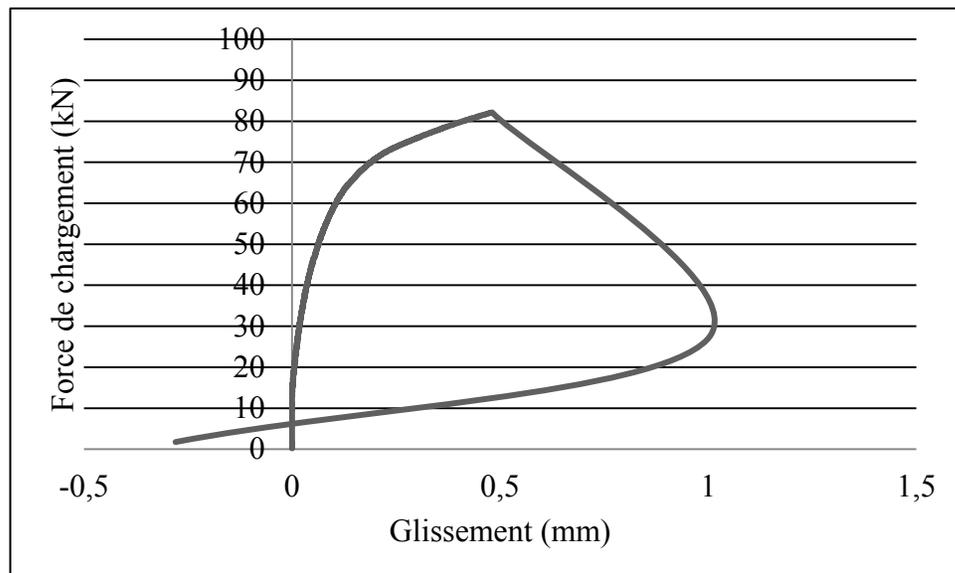


Figure 5.11 Glissement par rupture du béton

La figure 5.12 montre le comportement du spécimen B2-1.5d-9.5L-30d qui a subi une rupture au niveau de la barre en CFRP. Dans la phase ascendante, le spécimen a subi un glissement quasi nul jusqu'à la limite de la rupture de la barre. Dans la deuxième partie du

graphe, la force de chargement devient quasi linéaire. Par contre, le glissement s'accroît jusqu'à la rupture de la barre en CFRP. Ce glissement est peut-être dû à l'élongation de l'époxy et/ou de la barre en CFRP.

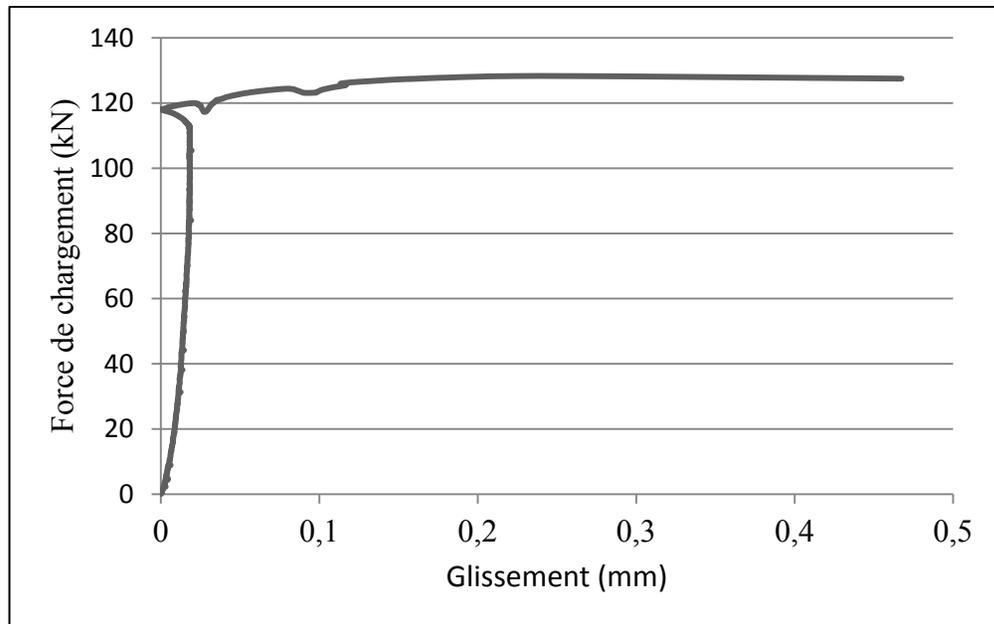


Figure 5.12 Glissement par rupture de la barre en CFRP



Figure 5.13 Fissuration d'un spécimen d'essai

5.4.1 Effet du diamètre de barre en CFRP sur la relation charge-glissement

La figure 5.14 montre une différence de comportement pour les deux spécimens. Le spécimen B1-1.5d-12.7S-15d montre une courbe ascendante dans la première phase jusqu'à la charge maximale, dans sa deuxième phase une ligne droite descendant se produit, il renseigne sur la diminution de la charge et l'augmentation du glissement. Même s'il y a eu une rupture des interfaces béton/époxy ou époxy/barre, une certaine résistance subsiste et due au frottement entre la barre en CFRP et l'époxy et aussi entre cette dernière et le béton. Par contre, pour le spécimen B1-1.5d-9.5S-15d, la courbe change de caractéristique avec un glissement beaucoup plus accentué et une rupture brutale s'est produite sur l'interface époxy/barre avec l'effritement du sable qui protège la tige en CFRP. Des études sur les barres sablées en CFRP sont nécessaires pour comprendre le rôle et les conséquences des barres sur la résistance des structures.

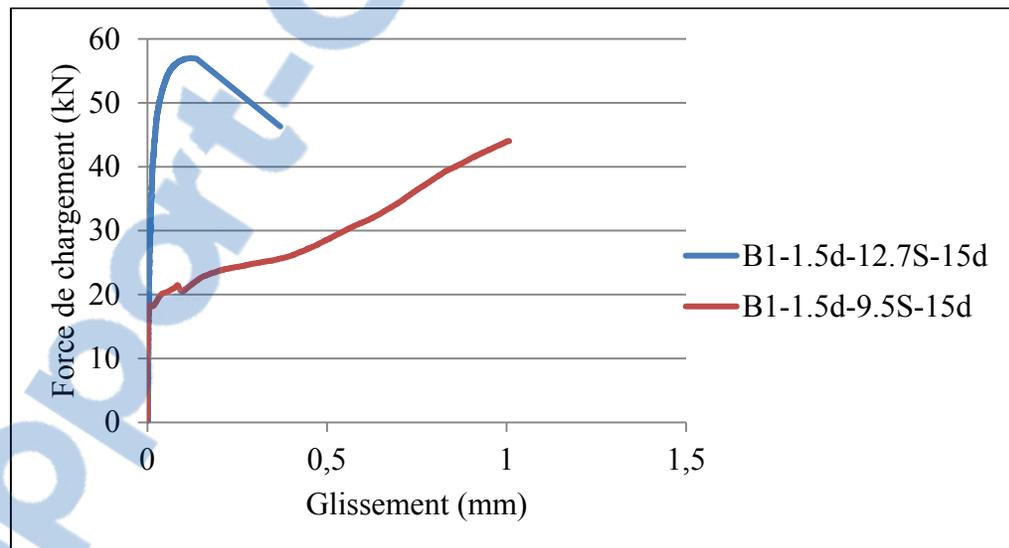


Figure 5.14 Relation charge-glissement et effet du diamètre de barre en CFRP

5.4.2 Effet du diamètre du trou dans le béton sur la relation charge-glissement

La figure 5.15 montre une certaine similitude entre les spécimens, ce qui varie, c'est la charge maximale qui diffère d'un spécimen à un autre. Par contre le glissement garde une certaine similitude, sauf pour le spécimen B2-1.75d-9.5L-15d qui n'a quasiment pas subi de glissement dans sa deuxième phase qui est probablement dû à un excès de l'époxy et/ou sa rupture brutale.

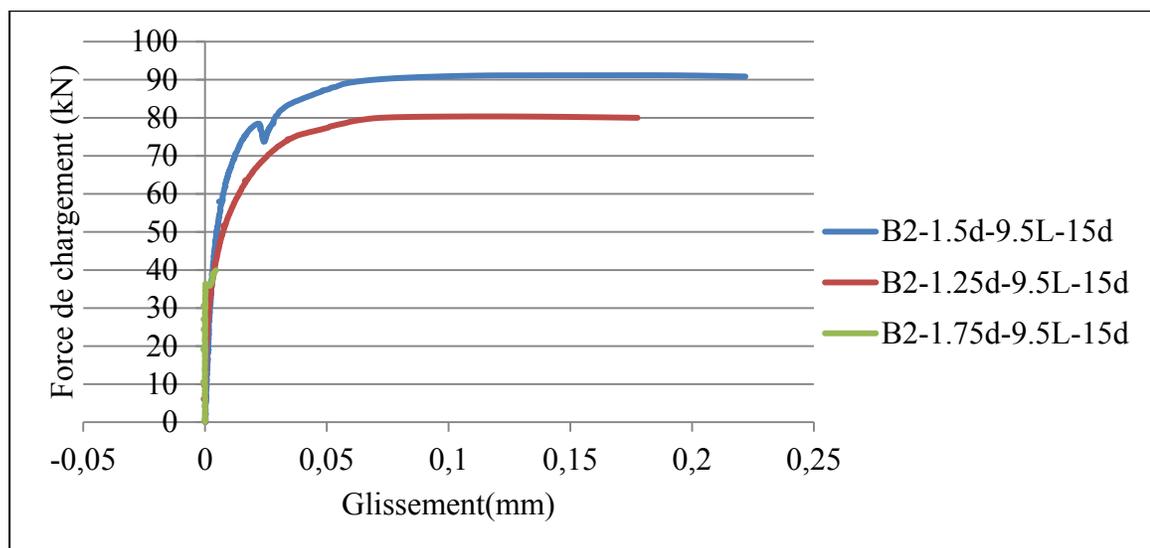


Figure 5.15 Relation charge-glissement et effet de la variation du diamètre du trou dans le béton

5.4.3 Effet de la longueur d'ancrage sur la relation charge-glissement

La figure 5.16 montre l'influence de la longueur d'ancrage sur le comportement de la relation force de chargement et le glissement. Lorsque la longueur d'ancrage augmente la force de chargement augmente simultanément. En outre, la courbe descendante devient plastique lorsque la charge maximale est atteinte. Ce phénomène se produit généralement lorsque la barre reste bien ancrée dans le bloc du béton. Le spécimen B2-1.5d-9.5L-30d illustre parfaitement cette tendance. La longueur incorporée est sans effet sur la rigidité initiale de la relation entre la force de chargement et le glissement. Pour le glissement, tous les spécimens

se comportent de la même manière. Une certaine similarité se produit dans la première phase et après que la charge maximale est atteinte, une certaine linéarité de la courbe se dessine.

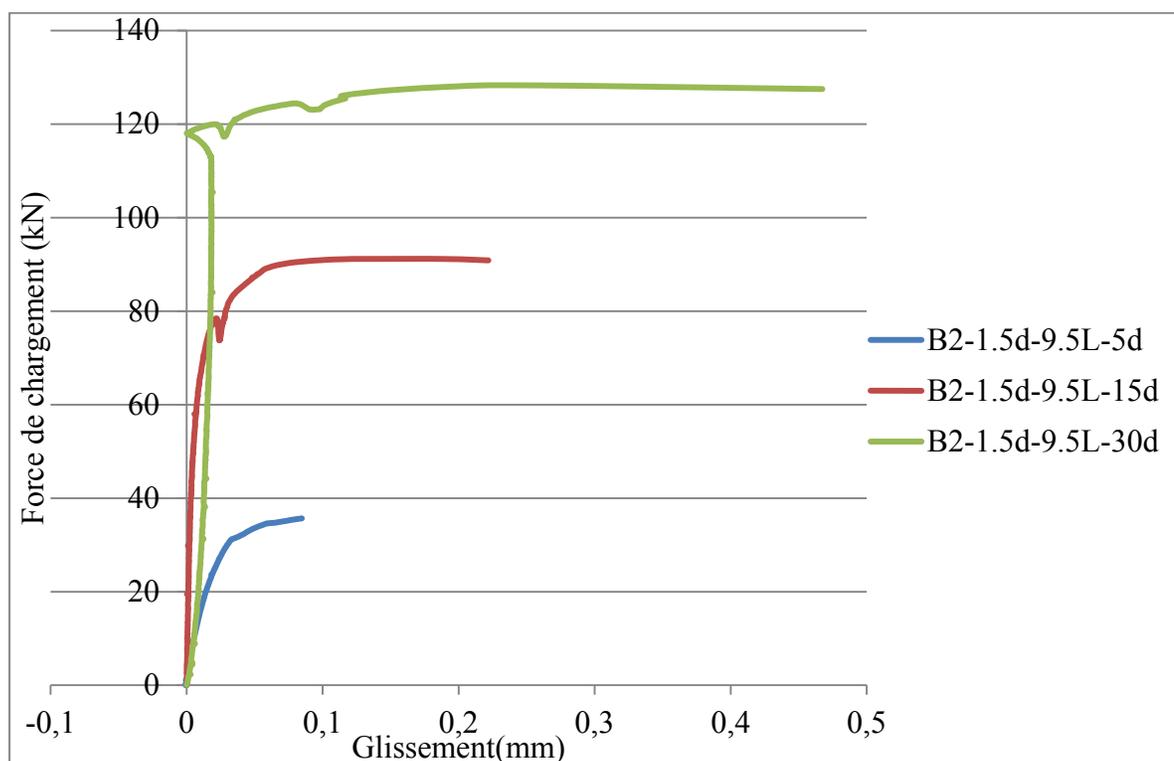


Figure 5.16 Relation charge-glisement et effet de la longueur d'ancrage

5.4.4 Influence de la résistance du béton

La figure 5.17 montre l'influence de la résistance du béton sur la relation qui existe entre la force de chargement et le glissement. Les échantillons B1-1.5d-9.5L-30d et B2-1.5d-9.5L-30d ont respectivement une résistance à la traction de 20.7 MPa et 42.7 MPa ; les autres paramètres sont identiques. Il est évident qu'avec l'augmentation de la résistance du béton la force de chargement augmente. Par contre, le glissement reste quasiment inchangé. Les deux spécimens montrent un comportement similaire dans la première phase. En atteignant leur charge maximale, les données changent car B1-1.5d-9.5L-30d a subi un écrasement du béton et B2-1.5d-9.5L-30d une rupture de la barre en CFRP.

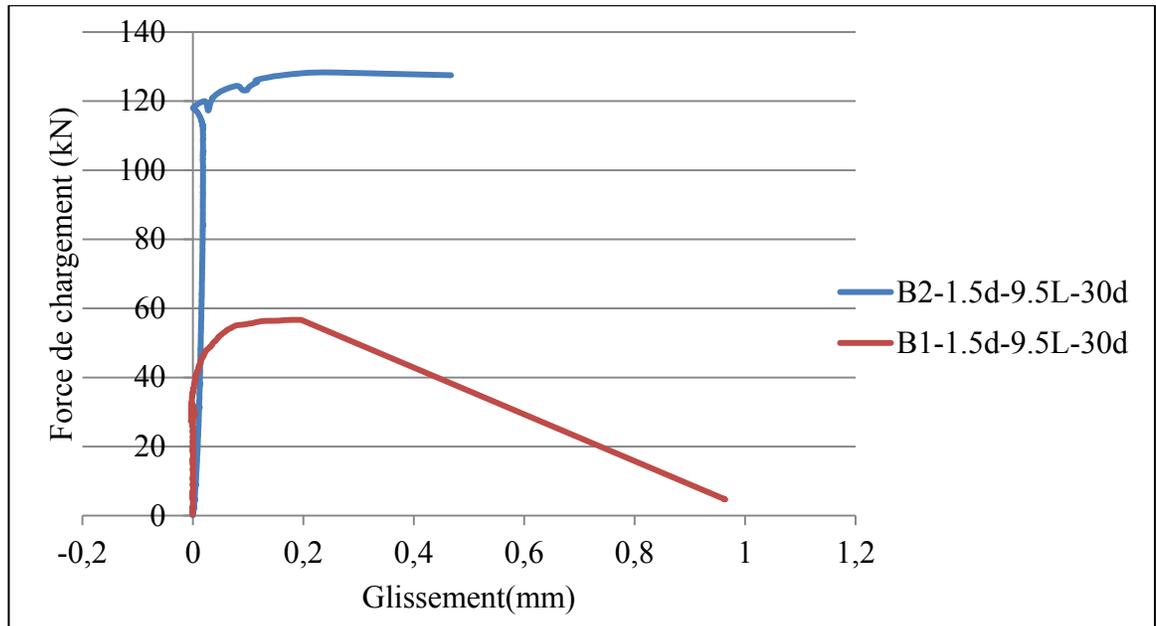


Figure 5.17 Relation force-glissement et effet de la résistance du béton

CONCLUSION

A travers les investigations expérimentales, l'objectif principal de cette recherche était de contribuer au développement et à l'amélioration des connaissances entourant la performance et caractérisation à l'arrachement des tiges en FRP de carbone utilisées pour le renforcement au cisaillement par la méthode ETS. Une recherche bibliographique a été menée pour permettre de situer l'état actuel des investigations sur la problématique du renforcement utilisant des matériaux composites. Plus spécifiquement, les objectifs fixés consistaient à :

- mettre en évidence l'influence des paramètres d'études sur la performance et le comportement des ancrages renforcés à l'aide de tige en CFRP ;
- évaluer la contribution des tiges en CFRP sur le renforcement des structures en béton en utilisant la méthode ETS.

À l'heure actuelle plusieurs études de recherche ont été dédiées à la problématique du renforcement en cisaillement à l'aide de matériaux composites. Mais sa complexité rend les connaissances acquises en deçà de celles sur le phénomène de flexion. Par ailleurs, l'importance et la simplicité des nouvelles techniques de renforcement et de réhabilitation à l'aide des matériaux composites, souvent préférées à la démolition et le remplacement, favorisent grandement l'avancement de la recherche. Les techniques de renforcement à l'aide des matériaux composites restent relativement récentes.

Ce projet de recherche est en complémentarité avec la nouvelle méthode de renforcement mise de l'avant par l'équipe DRSR de l'ÉTS. Cette méthode consiste à insérer une tige en FRP directement dans l'âme de la poutre en profitant ainsi d'une adhérence maximale que le matériau composite et le béton peuvent fournir. Pour cette étude, une série de tests ont été effectués sur un ensemble de vingt-quatre blocs en béton rectangulaire. Les paramètres de l'étude sont : la longueur d'ancrage, le diamètre de barre, le diamètre du trou dans le béton et la résistance du béton. Des essais d'arrachement sont effectués sur chaque spécimen.

Les conclusions suivantes peuvent être énoncées :

- la résistance du béton joue un rôle important dans la performance à l'arrachement des tiges en CFRP. Avec l'augmentation de la résistance du béton, le confinement et l'adhérence entre la tige en CFRP et le béton augmente. Avec un béton passant de 20.7 MPa à 42.7 MPa la force de chargement s'est accrue de 56.7 kN à 128.3 kN, soit un gain en chargement de plus de 100% ;
- la longueur d'ancrage à une grande influence sur l'adhérence des tiges en CFRP. Une longueur d'ancrage suffisante peut résister à une force capable de provoquer la rupture de la tige en CFRP. Une augmentation de la longueur d'ancrage (L_e) contribue grandement à l'amélioration de l'adhérence des tiges. Une longueur $L_e = 285$ mm peut supporter une charge de 128 KN ;
- le diamètre du trou dans le béton régule la quantité de la colle à utiliser. Avec la quantité de colle qui varie avec la variation du diamètre du trou dans le béton, une influence est exercée sur la force d'adhérence des tiges en CFRP. L'augmentation induite du diamètre du trou dans le béton résulte en une diminution du confinement de la tige en CFRP. Un diamètre de $1.5d$ (d : diamètre de la barre en CFRP) est recommandé ;
- le diamètre des barres en CFRP contribue à l'amélioration de la résistance à l'arrachement des tiges en CFRP. Avec un diamètre plus grand, la section de contact est plus importante ce qui engendre une augmentation de la force de l'adhérence ;
- le glissement des barres en CFRP augmente avec la force de chargement ;
- avant que la charge maximale ne soit atteinte, le glissement qui se produit est quasi nul ou infiniment petit ;
- après que la charge maximale est atteinte et la diminution de la force de chargement, le glissement s'accroît jusqu'à ce que la tige en CFRP sorte du béton ou un écrasement du béton se produise.

RECOMMANDATIONS

L'enseignement principal qui découle des investigations expérimentales est l'efficacité de la méthode ETS et l'influence majeure des paramètres étudiés sur la performance et la caractérisation à l'arrachement des tiges en CFRP utilisées pour le renforcement au cisaillement par la méthode ETS. Cependant, cette efficacité est subordonnée aux paramètres suivants :

- une résistance à la compression du béton assez suffisante ;
- une longueur d'ancrage suffisante ;
- une quantité de colle adéquate ;
- un diamètre de barre approprié.

Les barres en CFRP sablées doivent être étudiées plus en profondeur, la fragilité et l'effritement du sable couvrant la tige en CFRP peut provoquer une rupture prématurée de l'ancrage. Un effritement du sable a été observé sur une barre Pultrall sablée.

La recommandation majeure pour les recherches futures est d'augmenter le nombre de tests effectués en utilisant la méthode de renforcement ETS. Les résultats obtenus montrent que les ancrages se comportent de façon très satisfaisante et la technique est très prometteuse et innovante. Mais d'autres recherches doivent être effectuées afin d'optimiser cette technique et chacun des paramètres qui influence le comportement des ancrages. Et aussi, donner aux chercheurs de nouveaux paramètres de comparaison et d'étude. Ainsi, la méthode ETS aura plus de pertinence et de crédibilité auprès de la communauté scientifique.

Une étude de rentabilité concernant la méthode ETS devrait être menée. En effet, dans la phase de réalisation, cette étude s'est révélée être moins coûteuse en temps, en main d'œuvre ainsi qu'en résine. Elle a aussi nécessité l'utilisation de simple et moins dangereux outils. Son adaptation aux conditions de chantier ne devrait pas causer de gros problèmes. L'exécution d'une étude de rentabilité comparant les coûts de la méthode ETS avec ceux de toute autre

méthode dans les conditions réelles d'un chantier de réhabilitation donnerait encore plus de crédibilité à la méthode ETS.

ANNEXE I
PHOTOS DU PROJET



Figure-A I-1 Système d'alignement de la mèche avec l'axe Vertical du bloc en béton

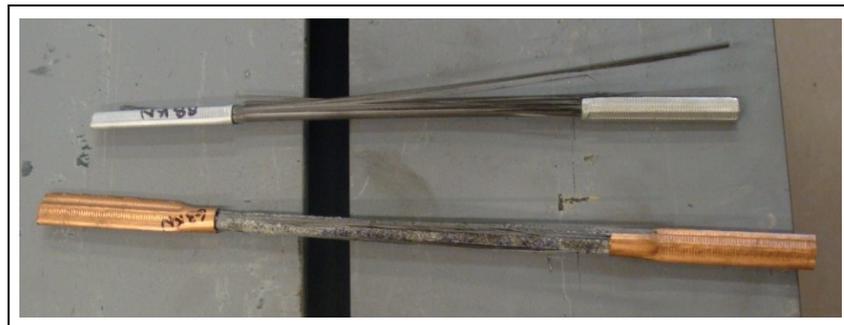


Figure-A I-2 Essai de différentes techniques de protection de la tige en CFRP contre les griffes de la machine d'essai

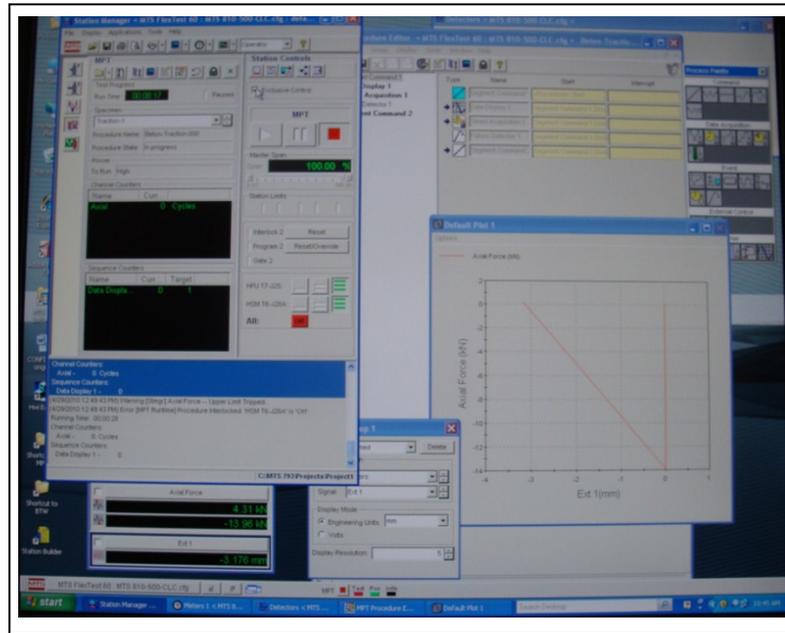


Figure-A I-3 Système de gestion et d'acquisition des données



Figure-A I-4 Capteur de déplacement de la tige en CFRP par rapport au bloc de béton

ANNEXE II

FICHES TECHNIQUES DES BARRES EN CFRP

Rabport Construction

Fiche technique du produit
Édition 07.2009
DCC Master Format™ 03 01 30
Sika® CarboDur® Rods

Sika® CarboDur® Rods

Tiges de fibres de carbone pour le renforcement structural

Description Sika® CarboDur® Rods sont des tiges de polymère renforcé de fibres de carbone (PRFC), destinées au renforcement des structures de béton, de bois et de maçonnerie. Les tiges sont principalement installées en utilisant la technique Near Surface Mounted (NSM) (installation près de la surface), par insertion dans des rainures effectuées dans le substrat et liées à l'aide de résine époxyde. Les tiges peuvent également servir à ancrer les tissus SikaWrap au béton ou à l'ouvrage de maçonnerie.

Domaines d'application

- Renforcement d'armature de moment négatif dans les dalles et les tabliers.
- Ancrage pour les tissus SikaWrap.
- Renforcement des murs de maçonnerie.
- Goujonnage.
- Protection cathodique.
- Augmentations de la charge**
 - Charges vives accrues dans les entrepôts.
 - Charge accrue sur les dalles de stationnement.
 - Installation de machinerie lourde.
 - Structures soumises à la vibration.
 - Changement de vocation d'un bâtiment.
- Éléments structuraux endommagés**
 - Vieillessement des matériaux de construction.
 - Corrosion de l'armature du béton.
 - Impact de véhicule.
 - Incendie.
- Améliorations des conditions de service**
 - Diminution de la déformation.
 - Diminution de la contrainte dans l'acier d'armature.
 - Diminution de la largeur des fissures.
- Changement apporté à la structure**
 - Élimination de murs ou de colonnes.
 - Élimination de sections de la dalle pour créer des ouvertures.
- Défauts de conception ou de construction**
 - Renforts insuffisants.
 - Épaisseur structurale insuffisante.

Avantages

- Résistance très élevée.
- Faible poids.
- Non corrosif.
- Facile à manipuler.
- Haut module d'élasticité.
- Supporte la circulation sur la surface (les tiges sont encastrées).
- Forte résistance de liaisonnement en raison de l'enrobage total.
- Les tiges sont invisibles après l'installation.
- Résistance exceptionnelle à la fatigue.
- Résistance aux alcalis.

Données techniques

Emballage	Diamètre:	6,35 mm (1/4 po) : Longueur jusqu'à 250 m 9,52 mm (3/8 po) : En longueur de 6 m (20 pi)
Couleur	Noir	
Conservation	Illimitée (aucune exposition aux rayons directs du soleil)	
Base	Polymère renforcé de fibres de carbone avec matrice de résine époxyde	
Propriétés à 23°C (73°F) et 50 % H.R.		
Résistance à la traction	2800 MPa (4,06 x 10 ⁵ lb/po ²)	
Module d'élasticité en traction	155 000 MPa (22,5 x 10 ⁶ lb/po ²)	
Allongement à la rupture	1,8 %	
Teneur volumétrique en fibres	65 %	
Résistance thermique	>150°C (>300°F)	
Propriétés physiques		
Diamètre	Section transversale	Résistance à la traction
6,35 mm (1/4 po)	31,67 mm ² (0,05 po ²)	55,6 kN (12 500 lbf)
9,52 mm (3/8 po)	71,25 mm ² (0,11 po ²)	122,3 kN (27 500 lbf)

Sika® CarboDur® Rods
03 01 30 SYSTÈMES DE RENFORCEMENT STRUCTURAL **3-602**

Figure-A II-1 Fiche technique de la barre en CFRP (SIKA) (1/2)

Rendement	Rainure (dimensions)	Produit	Rendement [m (pi)/unité]
Tige (diamètre) ø = 6,35 mm (1/4 po)	13 mm x 13 mm (1/2 po x 1/2 po)	Sikadur® 32 Hi-Mod Sika® AnchorFix® 3 ^{CA} /4 ^{CA} Sikadur® 330 Sikadur® 30	72,8 m (238 pi)/10 L 4,3 m (14 pi)/cartouche 26,9 m (88 pi)/5 kg 26,5 m (87 pi)/6 kg
Tige (diamètre) ø = 9,52 mm (3/8 po)	16 mm x 16 mm (5/8 po x 5/8 po)	Sikadur® 32 Hi-Mod Sika® AnchorFix® 3 ^{CA} /4 ^{CA} Sikadur® 330 Sikadur® 30	54,1 m (177 pi)/10 L 3,2 m (10 pi)/cartouche 20 m (65 pi)/5 kg 19,7 m (64 pi)/6 kg

Mode d'emploi			
Préparation de la surface	Afin d'installer la tige près de la surface, effectuer une rainure sur la surface du béton ou de la maçonnerie à l'aide d'une scie à béton ou d'une scie à tranchant aux diamants. La surface doit être propre et saine. Elle peut être sèche ou humide, mais sera exempte d'eau stagnante et de givre. Enlever la poussière, laitance, graisse, les agents de mûrissement, produits d'imprégnation, cires, particules étrangères, matériaux désagrégés et autres matériaux susceptibles de nuire à l'adhérence. De plus, brosser la rainure et nettoyer avec un jet d'air ou un aspirateur avant d'appliquer l'adhésif structural.		
	Préparation Béton - Lors de l'utilisation de Sikadur® 30, préparer la surface au jet de sable ou par un autre moyen approuvé pour procurer une texture rugueuse ouverte.		
	Tiges Sika® CarboDur® - Nettoyer avec un produit nettoyant approprié (e.g. : Acetone).		
Pour couper les tiges CarboDur	Les tiges peuvent être coupées à la longueur désirée à l'aide d'une meuleuse munie d'une lame à tranchant aux diamants ou d'une lame abrasive. Les zones à couper doivent être recouvertes de ruban à conduit afin de réduire le fendillement.		
Malaxage	Consulter la fiche technique du Sikadur® 30, Sikadur® 330, Sikadur® 32 Hi-Mod ou Sika® AnchorFix® 3 ^{CA} /4 ^{CA} afin d'obtenir des informations sur la résine époxyde.		
Application	Installation près de la surface Une rainure doit être effectuée sur la surface du substrat afin de pouvoir y insérer la tige Sika® CarboDur®. Prendre soin de ne pas couper l'armature du béton, l'armature de précontrainte, les gaines encastées ou autres matériaux se trouvant sous la surface. Lorsque la préparation et le nettoyage de la surface ont été effectués (voir ci-dessus), remplir les rainures jusqu'à environ la moitié de la profondeur à l'aide du Sikadur® 30, Sikadur® 330, Sikadur® 32 Hi-Mod ou Sika® AnchorFix® 3 ^{CA} /4 ^{CA} . Sikadur® 30 et Sikadur® 330 présentent une consistance pâteuse et peuvent être utilisés pour des applications verticales et sur les plafonds. Sikadur® 32 Hi-Mod présente la consistance du miel et peut être utilisé sur les surfaces horizontales. Sika® AnchorFix® 3 ^{CA} /4 ^{CA} est offert en cartouche et peut être injecté directement dans les rainures verticales, horizontales et sur les plafonds. Dans les limites du temps ouvert de la résine époxyde, selon la température, enfoncer la tige Sika® CarboDur® dans la résine époxyde se trouvant dans les rainures. Rajouter de la résine époxyde sur la tige pour remplir les rainures. Lisser la surface à l'aide d'une truelle afin d'éliminer la présence de poches d'air et laisser la surface propre.		
Restrictions	Les calculs de conception doivent être exécutés et certifiés par un ingénieur professionnel indépendant.		
Avertissement	Les tiges CarboDur® ne sont pas réactives et sont complètement mûries. Elles nécessitent donc pas de fiche signalétique. Toutefois, il faut prendre des précautions lors de la manipulation des tiges de PRFC puisque de la « poussière de carbone » peut être présente. Il faut également porter des gants afin de prévenir les irritations de la peau. Il faut aussi prendre des précautions lors de la coupe des tiges de Sika® CarboDur®, susceptible d'occasionner de la poussière de carbone aérogène. L'utilisation d'un appareil approuvé NIOSH bien ajusté est recommandé.		
Premiers soins	En cas de contact avec la peau, laver avec de l'eau et du savon. En cas de contact avec les yeux, laver immédiatement à grande eau pendant 15 min. Communiquer avec un médecin. Pour les problèmes respiratoires, transporter la victime à l'air frais. Enlever les vêtements contaminés et laver avant de les réutiliser.		
GARDER HORS DE LA PORTÉE DES ENFANTS POUR USAGE INDUSTRIEL SEULEMENT			
<p>Les renseignements et, notamment, les recommandations touchant l'application et l'utilisation ultime des produits Sika sont communiqués de bonne foi, sur la base des connaissances et de l'expérience actuelles de Sika, et concernent les produits entreposés, maniés et appliqués dans des conditions normales, dans le délai d'utilisation prescrit. Dans la pratique, les matériaux, les substrats et les conditions réelles du site peuvent varier de manière substantielle. Par conséquent, Sika n'offre aucune garantie quant à la qualité marchande ou à la convenance à un usage particulier et décline toute responsabilité relativement aux renseignements, aux recommandations et aux conseils fournis. Les droits exclusifs des tiers doivent être respectés. Sika accepte toutes les commandes sous réserve de ses modalités de paiement et de livraison courantes. Les utilisateurs doivent toujours consulter la plus récente version de la fiche technique du produit qu'ils peuvent obtenir sur demande ou en consultant notre site internet à www.sika.ca.</p>			
Sika Canada Inc. 601 avenue Delmar Pointe-Claire, QC H9R 4A9 Tel.: (514) 697-2610 Fax: (514) 697-3087	Ontario 6915 Davand Drive Mississauga, ON L5T 1L5 Tel.: (905) 795-3177 Fax: (905) 795-3192	Alberta 18131-114th Avenue N.W. Edmonton, AB T5S 1T8 Tel.: (780) 486-6111 Fax: (780) 483-1580	1-800-933-SIKA www.sika.ca Une compagnie certifiée ISO 9001:2000 Pointe-Claire : SME certifié ISO 14001:2004

Sika® CarboDur® Rods	3-602
03 01 30 SYSTÈMES DE RENFORCEMENT STRUCTURAL	

Figure-A II-1 Fiche technique de la barre en CFRP (SIKA) (2/2)

N° Barre	1	2	3	4	5
Résistance Ultime (MPa)	1673.15	1961.90	1885.52	1855.71	1894.03
Module d'élasticité (MPa)	139.71	146.12	148.21	139.55	145.24
Déformation ultime calculée (%)	1.197	1.342	1.272	1.329	1.304
Résistance Moyenne (MPa)	1899.29*				
Module Moyen (GPa)	144.78*				
Déformation ultime Moyenne (%)	1.312*				

Figure-A II-2 Fiche technique de la barre en CFRP (Pulltral) d'un diamètre de 12.7mm

ANNEXE III

FICHES TECHNIQUES DES COLLES

SIKADUR® ANCHORFIX-4		
Sikadur Injection Gel; High modulus, high strength, smooth, epoxy paste anchoring adhesive		
DESCRIPTION		
Sikadur AnchorFix-4 is a 2-component, solvent-free, moisture-tolerant, high-modulus, high-strength, structural epoxy. When mixed it gives a smooth, non-abrasive, paste adhesive. It conforms to the current ASTM C-881 and AASHTO M-235 specifications.		
WHERE TO USE		
<ul style="list-style-type: none">• Structural crack repairs not exceeding 1/4 in. (6 mm) width.• Mechanical grouting . . . bolts, dowels, pins, machine and 'robotic' base plates, bearing pads, etc.• Waterproofing tunnels, cable vaults, tanks, basements, etc.• Re-anchoring of veneer masonry.• Wood-truss repairs.• Preventive maintenance – grout large cracks on new or existing structures to seal off reinforcing steel from the elements of corrosion.• Anchor grouting . . . bolts, dowels, pins, and special fasteners in concrete and masonry.• As a pick-proof sealant around windows, doors, lock-ups etc. inside correctional facilities.		
ADVANTAGES		
<ul style="list-style-type: none">• ICC/ICBO ER 6182.• High strength.• Styrene-free.• Low odor.• Low waste.• Can be dispensed/mixed with a 1:1 mixing gun.• Moisture tolerant.• Seismic and wind loading.		
Packaging		
22 fl. oz. (650 ml) side- by- side cartridge. 55 fl. oz. (1,628 ml) side-by-side cartridge.		
Gel and Curing Times		
Application Temperature	Gel Time	Cure Time
40°F(4°C)	60 min.	48 hrs.
60°F (15°C)	45 min.	36 hrs.
73°F(23°C)	35 min.	24 hrs.
90°F(32°C)	20 min.	24 hrs.
Caution		
Warning: Component 'A': IRRITANT, SENSITIZER. Contains epoxy resins and talc. Eye irritant. May cause skin/ respiratory irritation. Prolonged and/or repeated contact with skin may cause allergic reaction/sensitization. Ingestion may adversely affect GI tract. Warning: When cured with Component and sanded, may result in exposure to a chemical known to the State of California to cause cancer.		
Warning: Component 'B': IRRITANT, SENSITIZER. Contains amines and talc. Contact with skin and eyes causes severe irritation and burns. May cause corneal damage or blindness. Eye/skin irritant. Possible skin and respiratory sensitization/allergic reaction with prolonged exposure. May cause respiratory irritation. Harmful if aspirated into lungs. Overexposure can also cause kidney, and/or CNS effects. Harmful if swallowed. Deliberate concentration of vapors for inhalation purposes may be harmful or fatal. Warning: When cured with Component 'A' and sanded, may result in exposure to chemical known to the State of California to cause cancer.		
FIRST AID		
Eyes: flush eyes with water for at least 15 minutes. Contact a physician. Skin: wash with soap and water. Remove contaminated clothing. Inhalation: move person to fresh air. Ingestion: do not induce vomiting. In all cases if symptoms persist, contact a physician.		
Handling and Storage: Avoid contact. Wear protective equipment (chemical resistant gloves/goggles/clothing). Use with adequate general and mechanical exhaust ventilation. In the absence of adequate ventilation, use a properly fitted NIOSH approved respirator. Wash thoroughly after handling product. Remove contaminated clothing and launder before reuse. Exposure to heat builds pressure in closed container. Uncured material can be removed with solvent. Follow solvent manufacturer's warnings and instructions for use. Cured material can only be removed mechanically. Store in cool, dry, well ventilated area away from heat sources. Store at 40°-95°F (4°-35°C). Keep cartridge tightly closed. In case of spill, wear suitable protective equipment (chemical resistant clothing/gloves/goggles). Ventilate area. In the absence of adequate ventilation, use a properly fitted NIOSH respirator. Contain spill and collect with absorbent material and transfer to sealed containers. Dispose of in accordance with applicable local, state and federal regulations.		

Figure-A III-1 Fiche technique d'ANCHORFIX-4 (1/2)

SIKADUR® ANCHORFIX-4

Sikadur Injection Gel; High modulus, high strength, smooth, epoxy paste anchoring adhesive



Typical Data

Shelf Life	Best when used within 24 months of manufacturing date.		
Storage Conditions	Store dry at 40°-95°F (4°-35°C). Condition material to 65°-85°F (18°- 29°C) before using.		
Color	Components 'A' + 'B' mixed: Uniform gray		
Mixing Ratio	Component 'A' : Component 'B' = 1:1 by volume.		
Consistency	Smooth, non-sag paste.		
Tensile Properties: (ASTM D-638)			
14 day	Tensile Strength	4,300 psi (29.7 MPa)	
	Elongation at Break	1.3%	
	Modulus of Elasticity	4.1 x 10 ⁵ psi (2,829 MPa)	
Shear Strength (ASTM D-732)			
1 day	Shear Strength	3,700 psi (25.5 MPa)	
Water Absorption (ASTM D-570)			
7 day	(24 hour immersion)	0.11%	

Anchor Diameter (in.)	Drill Bit Diameter (in.)	Embedment Depth (in.)	Allowable Tensile Bond Strength Min. 2,000 psi (13.8 MPa) Concrete (lbs.)	Allowable Tensile Bond Strength Min. 4,000 psi (27.5 MPa) Concrete (lbs.)	Allowable Shear Load \geq 2,000 psi (13.8 MPa) Concrete (lbs.)
3/8	7/16	1-1/2	885	1,110	1,150
		3-3/8	2,990	2,945	1,500
		5-1/4	3,500	3,845	1,500
1/2	9/16	2	1,200	2,705	1,700
		4-1/2	3,245	4,715	3,200
		7	5,220	6,610	3,200
5/8	3/4	2-1/2	1,725	2,350	2,400
		5-5/8	4,835	5,850	5,700
		8-3/4	7,705	9,190	5,700
3/4	7/8	3	2,400	3,710	3,600
		6-3/4	7,040	9,380	6,400
		10-1/2	9,940	11,920	6,400
7/8	1	3-1/2	2,730	3,895	3,500
		7-7/8	8,170	10,540	9,200
		12-1/4	13,090	16,810	9,200
1	1-1/8	4	3,385	4,695	4,600
		9	9,940	14,185	12,500
		14	14,725	18,650	12,500
1-1/4	1-3/8	5	4,500	7,690	5,500
		11-1/4	13,230	20,980	15,500
		17-1/2	22,870	30,820	15,500

Load Capacities - Threaded Rod

- 1) For additional information on Sikadur AnchorFix-4 performance, consult ICC/ ICBO ES, Inc. Evaluation Report 6182.
- 2) Allowable loads are based on a minimum safety factor of 4. Higher factors of safety may be warranted depending on actual application and job site conditions.
- 3) Minimum concrete base material thickness must be 1.5 times the anchor embedment depth.
- 4) Allowable load of adhesive anchor must be the lesser of bond or steel strength.

Rebar Size (Diameter)	Drill Bit Diameter (in.)	Embedment Depth (in.)	Allowable Tensile Bond Strength Min. 2,000 psi (13.8 MPa) Concrete (lbs.)	Allowable Shear Load \geq 2,000 psi (13.8MPa) Concrete (lbs.)
No. 3 (3/8")	1/2	3-3/8	2,785	2,075
No. 4 (1/2")	5/8	4-1/2	3,610	2,775
No. 5 (5/8")	3/4	5-5/8	5,030	4,415
No. 6 (3/4")	7/8	6-3/4	6,580	7,015
No. 7 (7/8")	1	7-7/8	8,330	9,015
No. 8 (1")	1-1/8	9	12,085	13,285
No. 9 (1-1/8")	1-3/8	10-1/8	13,930	17,075
No. 10 (1-1/4")	1-1/2	11-1/4	18,515	20,865

Load Capacities - Reinforcing Bar

- 1) For additional information on Sikadur AnchorFix-4 performance, consult ICC/ICBO ES, Inc. Evaluation Report 6182.
- 2) Allowable loads are based on a minimum safety factor of 4. Higher factors of safety may be warranted depending on actual application and job site conditions.
- 3) Minimum concrete base material thickness must be 1.5 times the anchor embedment depth.
- 4) Allowable load of adhesive anchor must be the lesser of bond or steel strength.

Figure-A III-1 Fiche technique d'ANCHORFIX-4 (2/2)

SIKADUR® ANCHORFIX-3

Sikadur Injection Gel FS; High modulus, high strength, smooth, epoxy paste anchoring adhesive



DESCRIPTION

Sikadur AnchorFix-3 is a 2-component, 100% solids, moisture-tolerant, high-modulus, high-strength, structural epoxy. When mixed it gives a smooth, non-abrasive, paste adhesive. It conforms to the current ASTM C-881 and AASHTO M- 235 specifications.

WHERE TO USE

- Structural crack repairs not exceeding 1/4 in. (6 mm) width.
- Mechanical grouting . . . bolts, dowels, pins, machine and 'robotic' base plates, bearing pads, etc.
- Waterproofing tunnels, cable vaults, tanks, basements, etc.
- Re-anchoring of veneer masonry.
- Wood-truss repairs.
- Preventive maintenance - grout large cracks on new or existing structures to seal off reinforcing steel from the elements of corrosion.
- Anchor grouting . . . bolts, dowels, pins and special fasteners in concrete and masonry.
- As a pick-proof sealant around windows, doors, lock-ups etc. inside correctional facilities.

ADVANTAGES

- ICC/ICBO ER 6182.
- Faster curing than Sikadur AnchorFix-4.
- Styrene-free.
- Low odor.
- Low waste.
- Side-by-side cartridge can be dispensed with a 1:1 mixing gun; 10.1 fl. oz. cartridge can be dispensed with a standard, good quality caulking gun.
- Moisture tolerant.
- Dynamic loading.

PACKAGING

10.1 fl.oz. (300 ml) caulk gun cartridge, 22 fl. oz. (650 ml) side-by-side cartridge, 55 fl. oz. (1,628 ml) side-by-side cartridge.

Gel and Curing Times

Application Temperature	Gel Time	Cure Time
40°F (4°C)	30 min.	36 hrs.
60°F(20°C)	20 min.	24 hrs.
73°F(10°C)	15 min.	24 hrs.
90°F(5°C)	10 min.	15 hrs.

CAUTION

Warning: Component 'A': IRRITANT, SENSITIZER. Contains

epoxy resins and talc. Eye irritant. May cause skin/respiratory irritation. Prolonged and/or repeated contact with skin may cause allergic reaction/sensitization. Ingestion may adversely affect GI tract. Warning: When cured with Component 'B' and sanded, may result in exposure to a chemical known to the State of California to cause cancer.

Warning: Component 'B': IRRITANT, SENSITIZER. Contains amines, nonyl phenol and talc. Contact with skin and eyes causes severe irritation and burns. May cause corneal damage or blindness. Eye/skin irritant. Possible skin and respiratory sensitization/allergic reaction with prolonged exposure. May cause respiratory irritation.

Harmful if aspirated into lungs. Chronic overexposure to nonyl phenol may cause liver injury. Overexposure can also cause kidney, and/or CNS effects. Harmful if swallowed. Deliberate concentrations of vapors for inhalation purposes may be harmful or fatal. Warning: When cured with Component A and sanded, may result in exposure to chemical known to the State of California to cause cancer.

FIRST AID

Eyes: flush eyes with water for at least 15 minutes. Contact a physician. Skin: wash with soap and water. Remove contaminated clothing. Inhalation: move person to fresh air. Ingestion: do not induce vomiting. Contact a physician. Contact a physician with all cases if symptoms persist.

HANDLING AND STORAGE

Avoid contact. Wear protective equipment (chemical resistant gloves/goggles/clothing). Use with adequate general and mechanical exhaust ventilation. In the absence of adequate ventilation, use a properly fitted NIOSH approved respirator. Wash thoroughly after handling product. Remove contaminated clothing and laundry before reuse. Exposure to heat builds pressure in closed container. Uncured material can be removed with solvent. Follow solvent manufacturer's warnings and instructions for use. Cured material can only be removed mechanically.

Store in cool, dry, well ventilated area away from heat sources. Store at 40°-95°F(4°-35°C). Keep cartridge tightly closed. In case of spill, wear suitable protective equipment (chemical resistant clothing/gloves/goggles).

Ventilate area. In the absence of adequate ventilation, use a properly fitted NIOSH respirator. Contain spill and collect with absorbent material and transfer to sealed containers. Dispose of in accordance with applicable local, state and federal regulations.



For Your DOT Product Specialist, Call: 800.936.6626

Figure-A III-2 Fiche technique d'ANCHORFIX-3 (1/2)

SIKADUR® ANCHORFIX-3

Sikadur Injection Gel FS; High modulus, high strength, smooth, epoxy paste anchoring adhesive



Typical Data

Shelf Life	Best when used within 24 months of manufacturing date.	
Storage Conditions	Store dry at 40°-95°F (4°-35°C). Condition material to 65°-85°F (18°-29°C) before using.	
Color	Components 'A' + 'B' mixed: Uniform gray	
Mixing Ratio	Component 'A' : Component 'B' = 1:1 by volume.	
Consistency	Smooth, non-sag paste.	
Tensile Properties: (ASTM D-638)		
14 day	Tensile Strength	4,700 psi (32.4 MPa)
	Elongation at Break	1.2%
	Modulus of Elasticity	1.2 x 10 ⁵ psi (828 MPa)
Shear Strength (ASTM D-732)		
1 day	Shear Strength	4,900 psi (33.8 MPa)
Water Absorption (ASTM D-570)		
7 day	(24 hour immersion)	0.17%

Anchor Diameter (in.)	Drill Bit Diameter (in.)	Embedment Depth (in.)	Allowable Tensile Bond Strength Min. 2,000 psi (13.8 MPa) Concrete (lbs.)	Allowable Tensile Bond Strength Min. 4,000 psi (27.5 MPa) Concrete (lbs.)	Allowable Shear Load $\geq 2,000$ psi (13.8 MPa) Concrete (lbs.)
3/8	7/16	1-1/2	649	833	883
		3-3/8	1,793	2,209	1,125
		5-1/4	2,625	2,884	1,125
1/2	9/16	2	900	2,029	1,275
		4-1/2	2,434	3,536	2,400
		7	3,915	4,958	2,400
5/8	3/4	2-1/2	1,294	1,763	1,800
		5-5/8	3,526	4,388	4,275
		8-3/4	5,779	6,893	4,275
3/4	7/8	3	1,800	2,783	2,700
		6-3/4	5,280	7,035	4,800
		10-1/2	7,455	8,940	4,800
7/8	1	3-1/2	2,048	2,921	2,625
		7-7/8	6,128	7,905	6,900
		12-1/4	9,818	12,608	6,900
1	1-1/8	4	2,539	3,521	3,450
		9	7,455	10,839	9,375
		14	11,044	13,988	9,375
1-1/4	1-3/8	5	3,375	5,768	4,125
		11-1/4	9,923	15,735	13,500
		17-1/2	17,153	23,115	13,500

Load Capacities – Threaded Rod

- 1) For additional information on Sikadur AnchorFix-3 performance, consult ICC/ ICBO ES, Inc. Evaluation Report 6182.
- 2) Allowable loads are based on a minimum safety factor of 5.33. Higher factors of safety may be warranted depending on actual application and jobsite conditions.
- 3) Minimum concrete base material thickness must be 1.5 times the anchor embedment depth.
- 4) Allowable load of adhesive anchor must be the lesser of bond or steel strength.

Rebar Size (Diameter)	Drill Bit Diameter (in.)	Embedment Depth (in.)	Allowable Tensile Bond Strength Min. 2,000 psi (13.8 MPa) Concrete (lbs.)	Allowable Shear Load $\geq 2,000$ psi (13.8MPa) Concrete (lbs.)
No. 3 (3/8")	1/2	3-3/8	2,039	1,556
No. 4 (1/2")	5/8	4-1/2	2,708	2,085
No. 5 (5/8")	3/4	5-5/8	3,773	3,315
No. 6 (3/4")	7/8	6-3/4	4,935	5,260
No. 7 (7/8")	1	7-7/8	6,248	6,765
No. 8 (1")	1-1/8	9	9,034	9,970
No. 9 (1-1/8")	1-3/8	10-1/8	10,448	12,815
No. 10 (1-1/4")	1-1/2	11-1/4	13,886	15,660

Load Capacities – Reinforcing Bar

- 1) For additional information on Sikadur AnchorFix-3 performance, consult ICC/ICBO ES, Inc. Evaluation Report 6182.
- 2) Allowable loads are based on a minimum safety factor of 5.33. Higher factors of safety may be warranted depending on actual application and jobsite conditions.
- 3) Minimum concrete base material thickness must be 1.5 times the anchor embedment depth.
- 4) Allowable load of adhesive anchor must be the lesser of bond or steel strength.

For Your DOT Product Specialist, Call: 800.936.6626

White Cap
CONSTRUCTION SUPPLY 300-29

Figure-A III-2 Fiche technique de ANCHORFIX-3 (2/2)

ANNEXE IV

FICHES TECHNIQUES DES BÉTONS

DESCRIPTION	UNITÉS	PLEIN LOURD 5 X 20 X 40	PLEIN LOURD 7.5 X 20 X 40	PLEIN LOURD 10 X 20 X 40	PLEIN LOURD 15 X 20 X 40	PLEIN LOURD 20 X 20 X 40
 BLOCS DE BÉTON RÉSUMÉ DES DONNÉES TECHNIQUES SÉRIE : S / 15.0 / A / O						
Dimensions	mm.	50x200x400	75x200x400	100x200x400	150x200x400	200x200x400
épaisseur	mm.	40	65	90	140	190
hauteur	mm.	190	189	190	190	191
longueur	mm.	390	390	391	390	390
paroi de face (min.)	mm.	40	65	90	140	190
paroi transversale (min.)	mm.	N/A	N/A	N/A	N/A	N/A
épaisseur équivalente	mm.	40.2	62.9	90.0	138.9	182.9
Facteur équiv. (20x20x40)	un.	0.41	0.62	0.92	1.39	1.91
Masse	kg.	6.54	9.98	14.68	22.27	30.53
Masse volumique	kg./m ³ .	2,194.63	2,152.13	2,196.00	2,163.51	2,241.26
Absorption maximale	kg./m ³ .	123.48	136.76	119.38	125.45	110.57
Aire brute	mm ² .	15,600	25,350	35,190	54,600	74,100
Aire nette	mm ² .	15,684	24,536	35,184	54,176	71,318
Volume brut (x 10 exp.6)	mm ³ .	2.96	4.79	6.69	10.37	14.15
Volume net (x 10 exp.6)	mm ³ .	2.98	4.64	6.68	10.29	13.62
Pourcentage plein	%	100.5%	96.8%	100.0%	99.2%	96.2%
Résistance au feu (NCMA-TEK et C.N.B.)	hres.	0.55	1.00	1.65	3.50	+4.00
Résistance minimum en compression basée sur aire nette	MPa.	15	15	15	15	15
Coefficient de transmission de son (CTS) (A.C.N.O.R.)	dB.			47	52	56
Normes de références : CSA A165.1-94; Éléments de maçonnerie en béton. CSA A165.2-94; Briques en béton. B.N.Q. 2623-001-1992-09-18; Bétons-Éléments de maçonnerie pour murs et cloisons de bâtiments. A.S.T.M. C-140-96b; Standard Methods of Sampling and Testing Concrete Masonry Units. NCMA-TEK-7-1; Fire Resistance Rating of Concrete Masonry Assemblies (1995)						
Note : Les essais ont été réalisés par les laboratoires Labobec inc. et les résultats sont conformes aux normes en vigueur.						

Figure-A IV-1 Fiche technique du béton B1



Fiche technique

#10.03, Béton haute résistance, 0303, page #1

Béton haute résistance 8000 psi



1-Description du produit

1.1 USAGE PRINCIPAL

- Le béton haute résistance (8000 psi) est un béton de calibre industriel ayant plus de deux fois la force d'un béton traditionnel.
- D'usage intérieur et extérieur, il est idéal pour des projets comme les entrées de garage, les patios, les planchers industriels ou pour tous les genres de travaux nécessitant une couche de béton de plus de 5 cm (2 po) d'épaisseur.

2- Installation

2.1 PRÉPARATION DE SURFACE

- Les surfaces à recouvrir doivent être structurellement solides, propres et exemptes de toute matière pouvant nuire à l'adhésion tel que graisse, poussière, huile, peinture ou toute autre substance nuisible.
- S'assurer que la température ambiante, celle des surfaces et des produits sont entre 5°C (40°F) et 35°C (95°F), pendant l'application et durant une période de 48 heures suivant cette dernière.
- Les surfaces lisses doivent être scarifiées mécaniquement.
- Saturer d'eau potable la surface à recouvrir pendant 12 à 24 heures avant d'appliquer le produit. Enlever l'excès d'eau avant l'application.
- Si nécessaire, construire une forme pour soutenir le béton.
- Solidifier la forme afin d'éviter tout mouvement et la calfeutrer pour éviter toute perte d'humidité.

- Humecter la forme avant la pose.

2.2 RECOMMANDATIONS

- Daubois recommande fortement d'utiliser notre adhésif à béton All-crete comme couche d'apprêt pour augmenter l'adhésion entre l'ancienne surface et le nouveau béton.
- All-crete peut aussi remplacer l'eau dans le mélange afin d'obtenir un produit très malléable. Il a également pour effet d'augmenter l'adhésion, la flexibilité et la durabilité du béton.

2.3 MÉLANGE

- Verser le contenu du sac dans une auge à mortier, une brouette ou sur une surface propre et lisse. Faire un creux au centre pour y incorporer l'eau.
- Verser la quantité d'eau requise soit 3,0 litres (0,79 gallon) d'eau par sac de 30 kg (66 lb).
- Mélanger à l'aide d'une pelle ou d'une houe jusqu'à l'obtention d'un mélange homogène et consistant.
- Si le mélange est trop épais, ajouter un peu d'eau à la fois, en évitant de trop éclaircir.

- Lorsqu'un malaxeur est utilisé, le mettre en marche, ajouter l'eau puis incorporer lentement le contenu du sac dans la cuve. Mélanger jusqu'à l'obtention d'un mélange homogène et consistant.

2.4 APPLICATION

- Mélanger le béton en quantité suffisante pour avoir un débit régulier et continu lors de la mise en place.

- Ne pas utiliser le béton s'il a été mélangé depuis 1h30 ou plus, ne pas ajouter d'eau pour le rendre malléable.

- Verser le mélange dans les cavités et bourrer à l'aide d'une tige ou d'un bâton afin d'enlever les bulles d'air.

- Nivelier à l'aide d'une raclette avec un mouvement de va et vient en s'appuyant si possible sur les 2 côtés de la forme.

2.5 FINITION

- Attendre que le produit ait effectué sa prise initiale (environ 2 heures à 23 °C, 73 °F) avant de procéder à la finition. Si la finition est effectuée trop tôt, l'eau du mélange remonte à la surface et a tendance à s'évaporer trop rapidement laissant une surface friable ayant beaucoup d'efflorescence (dépôts blanchâtres). Cette situation est également rencontrée lorsque la surface est trop flattée.
- Pour obtenir un effet rugueux, faire la finition avec un balai ou une truelle de bois. Pour un fini lisse, utiliser une truelle de finition en acier.

2.6 PROTECTION ET MÛRISSEMENT

- Étendre une toile humide ou mouillée sur toutes les surfaces exposées et recouvrir d'une membrane de polyéthylène.
- Attendre 24 heures avant de démouler.
- Laisser mûrir pendant 72 heures.

2.7 NETTOYAGE

- Nettoyer les équipements, outils, mélangeur et contenants avec de

Figure-A IV-2 Fiche technique du béton B2 (1/2)

Fiche technique

#10.03, Béton haute résistance, 0303, page #2

Tableau des données techniques

Caractéristiques	Résultats	
Temps de prise initiale (heures) ASTM C-191		2
Force en compression ASTM C-109	1 jour	31 MPa (4500 psi)
	7 jours	48 MPa (7000 psi)
	28 jours	55 MPa (8000 psi)
Masse volumique kg/L (lb/pi³) ASTM C-185	2,35 (145)	
Pouvoir couvrant d'un sac de 30 kg (66 lb)	0,014 m³ (0,50 pi³)	

Note: Résultats obtenus en laboratoire à 23 °C (72°F)

l'eau pendant que le mélange n'est pas encore durci. Une fois le mélange durci, seul un nettoyage mécanique sera efficace.

3. Emballage

- Ce produit est disponible en sac de 30 kg (66 lb).

4. Entreposage

- Entreposer dans un endroit frais et sec. Éviter d'entreposer directement sur le plancher.

- La durée de vie est de un an dans des sacs originaux non-ouverts.

- Jeter le produit qui a été contaminé par l'eau, l'humidité ou qui contient des mottes dures.

5. Premiers soins

Ce produit contient du ciment portland et peut causer une irritation aux yeux, à la peau et aux voies respiratoires. Porter des gants de caoutchouc, lunettes de sécurité et masque anti-poussière approuvé. En cas d'ingestion, appeler immédiatement un centre anti-poison ou un médecin. Ne pas provoquer le vomissement. En cas de contact avec les yeux, rincer avec de l'eau pendant 15 minutes. En cas de contact avec la peau, bien rincer avec de l'eau. Tenir hors de la portée des enfants. Consulter la fiche signalétique pour plus de détails.

6. Services techniques

Contactez Daubois pour de plus amples informations sur les méthodes ou conditions d'application ainsi que pour obtenir la plus récente version des documents techniques.

Tél: 1-800-561-2664, (514) 328-1253
Fax: (514) 328-7694

Daubois inc
6155, boul. des Grandes Prairies
Saint-Léonard, Qc H1P 1A5
Canada
<http://www.daubois.com>

7. Garantie

Daubois garantit que ce produit est tel qu'il a été spécifié dans cette fiche technique et convient aux usages dont il est destiné. Daubois ne donne aucune garantie explicite ou implicite. La responsabilité en vertu de cette garantie se limite au remplacement du produit jugé défectueux ou à son choix, au remboursement de ce produit.

Daubois
bomix® est une marque de commerce

Figure-A IV-2 Fiche technique du béton B2 (2/2)

ANNEXE V

NORME CAN/CSA S806-02 UTILISÉE DANS LA PRÉPARATION DES SPÉCIMENS

Annex B (Normative) Anchor for Testing FRP Specimens under Monotonic, Sustained, and Cyclic Tension

Note: *This Annex is a mandatory part of this Standard.*

B1 Scope

This Annex specifies the requirements for an anchor for FRP reinforcement specimens, to facilitate gripping of the specimens for various types of tests carried out under tensile loading. It also specifies the requirements for the preparation of the specimens.

The following tests may be carried out using the anchor:

- (a) monotonic tension;
- (b) creep;
- (c) relaxation; and
- (d) pullout bond.

The anchor is not recommended for testing FRP specimens that require more than 300 kN of load in order to fail.

B2 Notation

The following symbols are used in this Annex:

- A = cross-sectional area of specimen
- d = nominal diameter of specimen (for specimens of noncircular section, it is the diameter of a circular section having the same cross-sectional area)
- f_u = ultimate tensile strength
- L_g = length of grip

B3 Specification of Anchor

B3.1 Geometry

The geometrical dimensions of the anchor shall be as shown in Figure B1. The cylinder wall thickness shall be at least 5 mm and its inner diameter 10 to 14 mm greater than d . The length of the cylinder, L_g , shall be at least equal to $f_u A / 350$, but not less than 250 mm.

B3.2 Attachment to Testing Machine

The anchor shall be adapted to fit into the grips of different types of testing machines or frames, as shown in Figure B2.

B3.3 Anchor Filler Material

The cylinder shall be filled with pure resin, except that a 1:1 mixture of resin and clean sand (by weight) may be used for vertical casting. The resin shall be compatible with the resin of the test specimen.

Note: *Epoxy resin is deemed to be suitable for all types of FRP specimens. Expansive grouts are not entirely reliable and require a cylinder of larger diameter.*

B3.4 Specimen Preparation

B3.4.1 Cutting Specimens

Specimens of the required length shall be cut from the bars supplied. When obtaining specimens from grids and cages, cutting the cross bars too close to the specimen bar shall be avoided. Leaving a 2 mm projection of the cross bars is a good practice to enhance gripping.

B3.4.2 Specimen Length

The total length of the specimen shall be $40d + 2L_g$ or greater.

B3.4.3 Surface Preparation

Mechanical or chemical surface treatment for promoting adhesion of the specimen with the casting resin shall be permitted, provided that it does not affect the tensile properties of the specimen in the gauge length portion and that failure still takes place outside the anchors.

B3.5 Anchor Casting Procedure

B3.5.1 Casting Position

Whenever possible, the anchor shall be cast in a vertical position, as shown in Figure B1. The FRP bar shall be held axially inside the cylinder before the cylinder is filled with resin or resin/sand mix. If the specimen needs anchors at both ends, at least 12 hours shall elapse before the first anchor is flipped in order to cast the other anchor. A suitable jig, as shown in Figure B3, may be used to keep both cylinders and the specimen axially aligned.

If necessary (eg, when casting specimens with relatively long FRP bars that are cumbersome to cast vertically), the anchor may be cast in a horizontal position using the filling and bleeding holes shown in Figure B1. Only pure resin* shall be used in this case. The hole in the rubber cap shall fit tightly around the FRP bar so as to prevent resin from leaking out. Silicone caulking may be used to seal gaps around bars of a noncircular cross-section.

**Sand, if used, settles at the bottom and near the filling end, making an uneven anchor.*

B3.5.2 Preparation

The inner surface of the hole in the threaded plug shall be lightly oiled by running an oiled wick along the hole in order to prevent bonding of the FRP bar along the plug. Care shall be taken to wipe off any excess oil before inserting the FRP bar. Silicone caulking shall be applied at the bottom of the plug as shown in Figure B1 to prevent any possible leakage of resin.

B3.5.3 Mixing and Handling Resin

The resin shall be mixed and handled following the manufacturer's instructions, paying particular attention to safety.

B3.5.4 Filling Resin

For vertical casting, the resin shall be poured directly from a beaker with a narrow spout or with the aid of a funnel with a suitable stem. If the anchor has an internal thread at the filling end, the thread shall be suitably protected so that resin does not contact the thread. The cap shall be placed as soon as resin filling is completed.

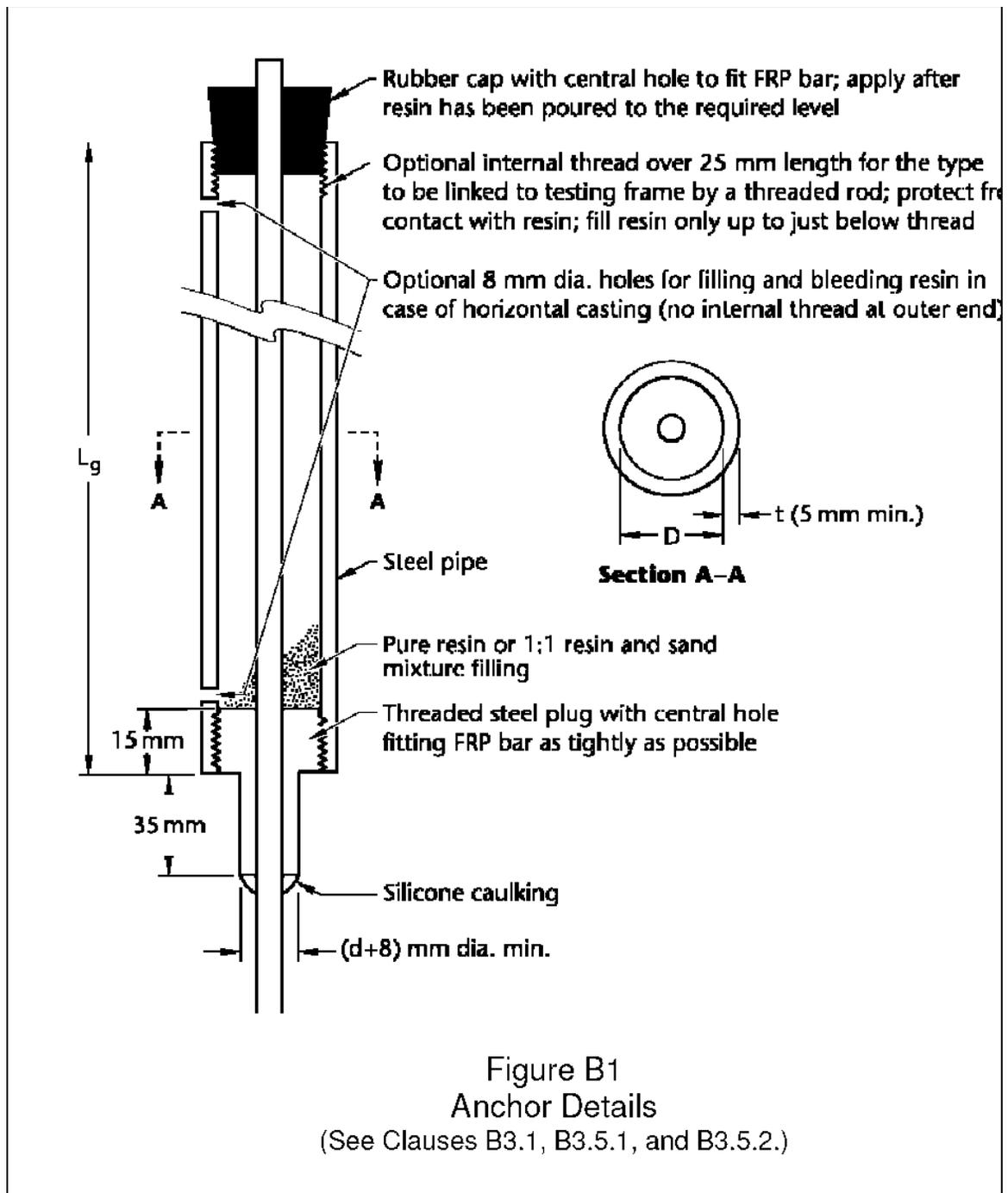
For horizontal casting, the resin shall be poured by means of a funnel connected to the hole near the inner end of the specimen. Care shall be taken to avoid leaving any air pocket inside. Towards the end of the filling operation, the resin shall be added very slowly to prevent spillage through the bleed hole, and filling shall be stopped as soon as a resin column forms in the bleed hole. From time to time during the next 3 h, the resin shall be topped up, if necessary, through both holes as the resin shrinks.

B3.5.5 Curing

At least 48 hours shall be allowed before testing, to allow the resin to set inside the cylinder.

B3.5.6 Handling

The anchored specimen shall be handled by holding both grips, in order to avoid bending or twisting of it.



Annex D (Normative)

Test Method for Development Length of FRP Reinforcements

Note: *This Annex is a mandatory part of this Standard.*

D1 Scope

This Annex specifies a method of determining the development length of FRP reinforcement by attempting to pull out FRP bar specimens with various embedment lengths in concrete prisms.

D2 Notation

The following symbols are used in this Annex:

A	=	cross-sectional area
d	=	nominal diameter of the specimen (for bars of a noncircular section, it is the diameter of a circular section having the same cross-sectional area)
E	=	modulus of elasticity of FRP specimen
f_{Fu}	=	ultimate tensile strength of FRP specimen
k	=	embedment length multiplier
L_c	=	length of correcting slip
L_{da}	=	anticipated development length
L_e	=	length of embedment in concrete prism
L_g	=	length of grip
P	=	load
s_c	=	slip correction

D3 Apparatus

D3.1 Testing Machine

The machine shall generally conform to ASTM Standard E 4. The machine shall have a loading capacity exceeding the expected strength of the specimen and shall preferably be equipped with strain-rate or load-rate control.

Note: *Universal testing machines may not have enough clearance to accommodate the relatively long anchors required by specimens of high load capacity. Special testing frames may be required in such cases.*

D3.2 Specimen-Anchoring Devices

The anchor specified in Annex B of this Standard may be used. Alternatively, another anchoring device may be used, provided that it satisfies the following conditions:

- The load shall be transmitted to the specimen without any eccentricity or torsion.
- Failure shall occur in the gauge-length portion of the specimen, not within the grips.
- No alteration, chemical or mechanical, shall be made in the gauge-length portion.

Note: *For specimens of high load capacity, such as multiwire tendons of 300 kN capacity or greater, special grips are needed and may have to be supplied by the manufacturer.*

D3.3 Load-Measuring Device

Either a built-in device in the testing machine or a load cell of adequate capacity shall be used. The device shall be compatible with the data acquisition system.

D3.4 Displacement-Measuring Devices

Any of the following devices may be used:

- (a) for automated reading, LVDTs or hybrid track rectilinear potentiometers (HTRPs) of at least 0.01 mm resolution and 10 mm stroke length (displacement-measuring capacity); or
- (b) for manual reading, dial gauges of 0.025 mm graduation and 10 mm range.

D3.5 Data Acquisition System

The system shall be capable of continuously logging load, strain, and displacement at a minimum rate of two readings per second. The minimum resolutions shall be 100 N for load, one microstrain for strain, and 0.01mm for displacement.

D4 Specimens

D4.1 General

The test specimen shall be as shown in Figure D1. One end of the FRP bar shall be embedded in a concrete prism and the other end in an anchor that can be gripped in a testing machine.

D4.2 Specimen Length

The total length of the specimen shall be $40d + L_g + L_e$ or greater. When cutting specimens from grids and cages, a 25 mm projection of the cross bars on either side shall be maintained.

D4.3 Number of Specimens

A total of nine specimens (one for each embedment length) shall be prepared*.

**Not all these specimens may be required to be tested.*

D4.4 FRP Reinforcement

FRP reinforcement shall be representative of the lot or batch being tested.

D4.5 Precautions

No chemical or mechanical alteration, such as machining of the specimens, shall be made for the purpose of testing. During the process of specimen preparation and handling before testing, care shall be taken to prevent bond-reducing materials from coming in contact with the FRP bar surface and causing excessive bending of the bar.

D4.6 Cross-Sectional Area

The cross-sectional area of the FRP bar shall be determined in accordance with Annex A of this Standard.

D4.7 Tensile Strength

The tensile strength of the FRP bar shall be determined in accordance with Annex C of this Standard.

D4.8 Concrete Embedment Length

For prismatic bars, the embedment length in concrete in any specimen, L_e , shall be equal to kL_{da} . The anticipated development length, L_{da} , shall be obtained either from the reinforcement manufacturer or from estimating, using the following equation:

$$L_{da} = \frac{f_{Fu}d}{30}$$

(D-1)

The nine values of k for the different embedment lengths may be taken in increments of 0.15, from 0.4 to 1.6.

For bars cut out from grids and cages, L_e may be 1, 2, 3, 4, and 5 grid lengths, or any other integer multiple of the grid length that is deemed suitable.

D4.9 Concrete

The concrete shall have a 28 day cylinder strength of 30 to 35 MPa. It shall be batched and mixed in accordance with the applicable clauses of ASTM Standard C 192. The slump of fresh concrete shall be measured and its ultimate strength determined after 28 days.

D4.10 Casting Specimens

The prism shall be cast with the FRP bar in a horizontal position. Bonding with the concrete shall be prevented along the last 25 mm length of the bar where it protrudes from the prism, (by using several layers of adhesive plastic tape, a thin-walled plastic sleeve, or other means. The bar shall be supported during casting to maintain a straight profile along the prism axis. If any form-release oil is used, care shall be taken to prevent the FRP bar from coming into contact with it.

D4.11 Curing Specimens

One day after moulding, the prisms shall be demoulded and transferred to a curing environment as stipulated in ASTM Standard C 192.

D4.12 Anchoring the Free End of an FRP Bar

On the 26th day after moulding, the anchor shall be attached to the free end of the FRP bar in accordance with Annex B of this Standard.

D5 Test Environment

Tests shall be carried out with the room temperature maintained at $20 \pm 5^\circ\text{C}$ and relative humidity at $50 \pm 25\%$.

D6 Order of Testing Specimens

The specimen with an embedment length of $1.0L_{da}$ shall be tested first.

If the failure of the first specimen is by rupture of the FRP bar, only the remaining specimens with shorter embedment lengths shall be tested in decreasing order of embedment. When one of these tests shows the change in the failure mode to bond slippage, with or without splitting of concrete, only one of the remaining specimens in the sequence shall be tested to confirm the change.

Conversely, if the failure of the first specimen is by bond slippage, only the specimens with longer embedment lengths from the remaining ones shall be tested in increasing order of embedment length. When one of these tests shows the change in the failure mode to rupture of the FRP bar, only one of the remaining specimens in the sequence shall be tested to confirm the change.

D7 Test Procedure

D7.1 Mounting Specimen

The specimen shall be carefully transported, lifted, and mounted on the testing machine in the position shown in Figure D2. Axial alignment of the anchor with the machine grips shall be checked and necessary adjustments to the position of the specimen made before the mortar bed sets.

Note: *Alternatively, the prism may be supported on a spherically seated bearing block.*

D7.2 Attaching Measurement Devices

The displacement-measurement devices and the reference bar shall be mounted as shown in Figure D3.

D7.3 Rate of Loading

The loading shall be applied at a stressing rate of 250 to 500 MPa/min. For machines with displacement control only, the desirable strain rate may be obtained by dividing the desirable stress rate by the estimated modulus of elasticity of the FRP bar. If the testing machine is not equipped with load-displacement-control, a timing device may be used to measure the time taken to apply a known increment of stress.

D7.4 Data Recording

If a data acquisition system is used, it shall be started a few seconds before commencement of the loading. If dial gauges are used for displacement measurement, there shall be a minimum of four: three each to read and record the three dial gauges and one to operate the machine. The reading intervals shall be timed so that at least 15 readings are recorded before the first slip has occurred.

D7.5 Safety Measure

Because some FRP specimens fail explosively and with the release of substantial amount of energy, protective eyeglasses shall be worn by all testing personnel.

D7.6 Test Termination

The test shall be terminated when one of the following occurs:

- (a) the FRP bar ruptures; or
- (b) the FRP bar slips a distance at least equal to its diameter.

D7.7 Rejection

If any test specimen fails partly or fully inside the anchor, the test shall be discarded and the next specimen tested. If such rejection leads to uncertainty about the development length, a new series of specimens shall be tested. The number of specimens in the new series may be reduced based on the trend shown by the tests already completed.

D8 Calculations

D8.1 Bond Stress

The nominal average bond stress shall be the load on the bar divided by the nominal surface area of the embedded length of the FRP bar as follows:

$$u = \frac{P}{\pi d L_e}$$

(D-2)

D7 Test Procedure

D7.1 Mounting Specimen

The specimen shall be carefully transported, lifted, and mounted on the testing machine in the position shown in Figure D2. Axial alignment of the anchor with the machine grips shall be checked and necessary adjustments to the position of the specimen made before the mortar bed sets.

Note: *Alternatively, the prism may be supported on a spherically seated bearing block.*

D7.2 Attaching Measurement Devices

The displacement-measurement devices and the reference bar shall be mounted as shown in Figure D3.

D7.3 Rate of Loading

The loading shall be applied at a stressing rate of 250 to 500 MPa/min. For machines with displacement control only, the desirable strain rate may be obtained by dividing the desirable stress rate by the estimated modulus of elasticity of the FRP bar. If the testing machine is not equipped with load-displacement-control, a timing device may be used to measure the time taken to apply a known increment of stress.

D7.4 Data Recording

If a data acquisition system is used, it shall be started a few seconds before commencement of the loading. If dial gauges are used for displacement measurement, there shall be a minimum of four: three each to read and record the three dial gauges and one to operate the machine. The reading intervals shall be timed so that at least 15 readings are recorded before the first slip has occurred.

D7.5 Safety Measure

Because some FRP specimens fail explosively and with the release of substantial amount of energy, protective eyeglasses shall be worn by all testing personnel.

D7.6 Test Termination

The test shall be terminated when one of the following occurs:

- (a) the FRP bar ruptures; or
- (b) the FRP bar slips a distance at least equal to its diameter.

D7.7 Rejection

If any test specimen fails partly or fully inside the anchor, the test shall be discarded and the next specimen tested. If such rejection leads to uncertainty about the development length, a new series of specimens shall be tested. The number of specimens in the new series may be reduced based on the trend shown by the tests already completed.

D8 Calculations

D8.1 Bond Stress

The nominal average bond stress shall be the load on the bar divided by the nominal surface area of the embedded length of the FRP bar as follows:

$$u = \frac{P}{\pi d L_e}$$

(D-2)

D8.2 Bond Slip

The slip at the loaded end shall be the average of the two displacement readings against the reference bar, minus the elongation in the length of the FRP bar between termination of embedment and the point of attachment of the reference bar. This elongation shall be calculated as follows:

$$s_c = \frac{P_c}{AE}$$

D8.3 Development Length

The development length of the FRP bar tested shall be taken as the longer of the embedment lengths of two consecutively tested specimens, one of which failed by FRP rupture and the other by bond slippage or splitting of concrete.

D9 Report

D9.1

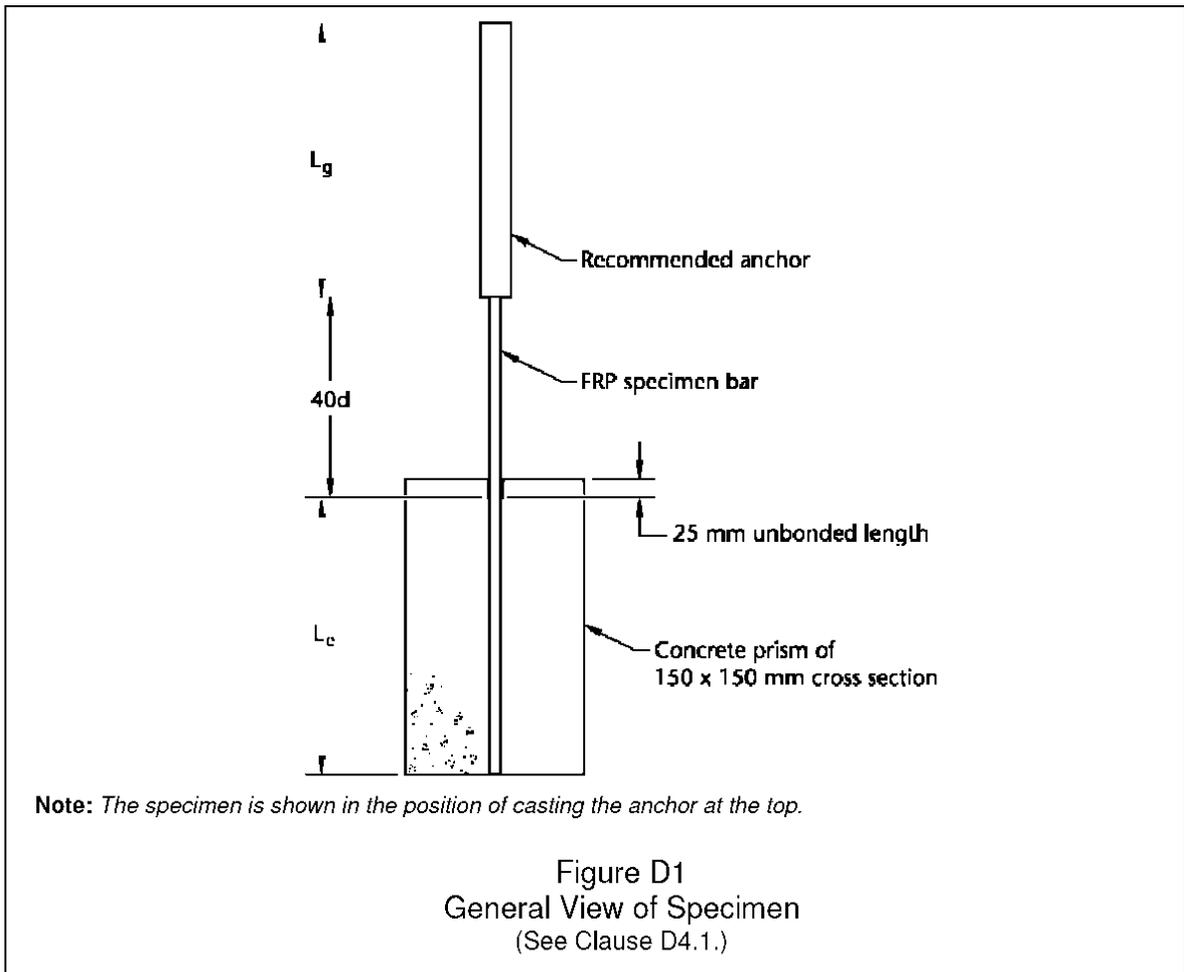
The report shall include the following information:

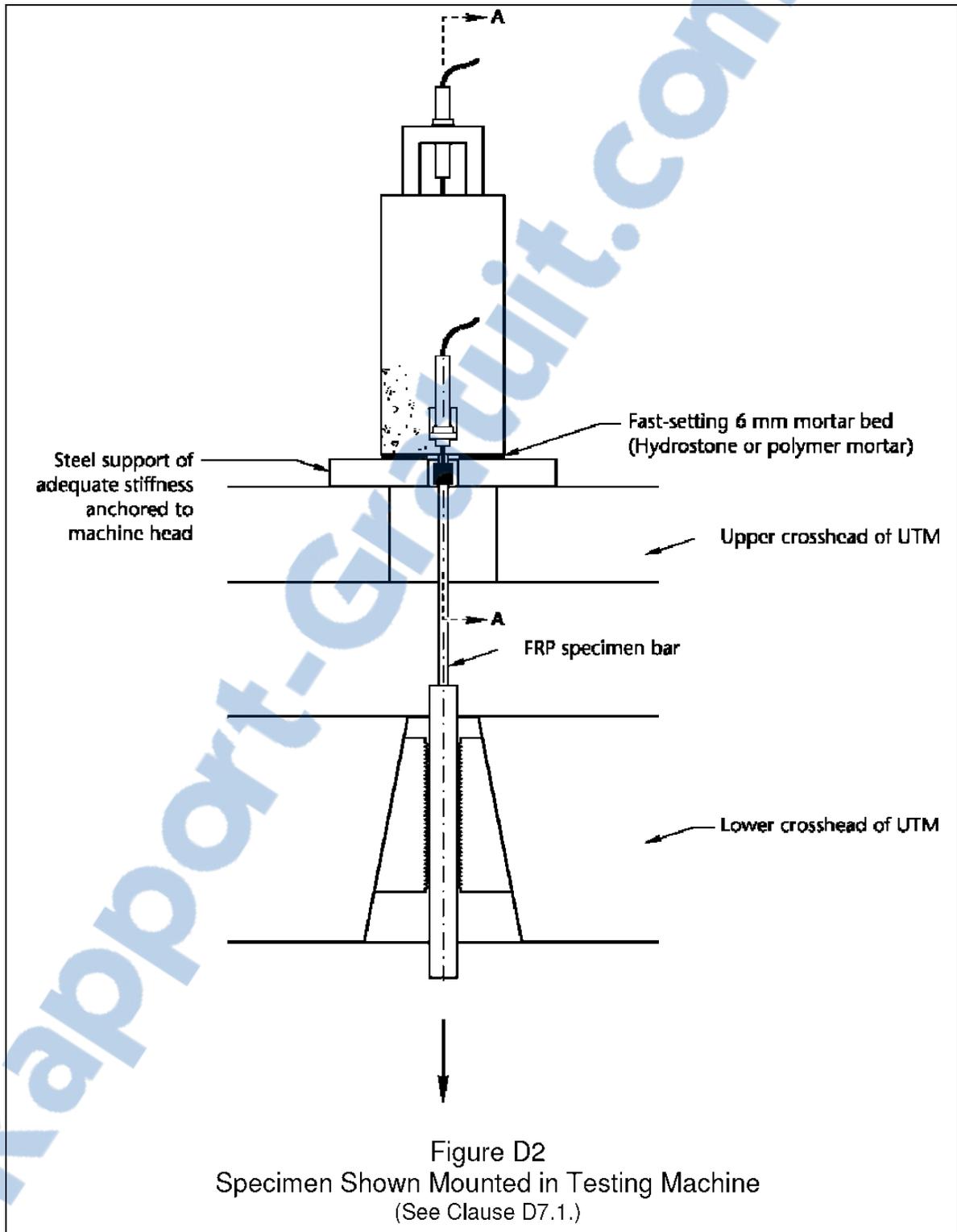
- (a) regarding properties of the concrete
 - (i) the mix proportions of cement, fine aggregate, coarse aggregate, admixtures (if used), and the water-cement ratio;
 - (ii) the slump of freshly mixed concrete as determined in accordance with ASTM Standard C 143;
 - (iii) the 28 day strength of control cylinders as determined in accordance with ASTM Standard C 138; and
 - (iv) any deviation from the stipulated standards in such aspects as mixing, curing, dates of demoulding, and testing control cylinders; and
- (b) regarding properties of the FRP specimen bar
 - (i) the product name, batch, and nominal designation;
 - (ii) the nominal diameter and cross-sectional area as determined in accordance with [Annex A](#) of this Standard;
 - (iii) the modulus of elasticity and ultimate tensile strength as determined in accordance with [Annex C](#) of this Standard; and
 - (iv) a close-up photograph of the bar showing surface deformations and characteristics.

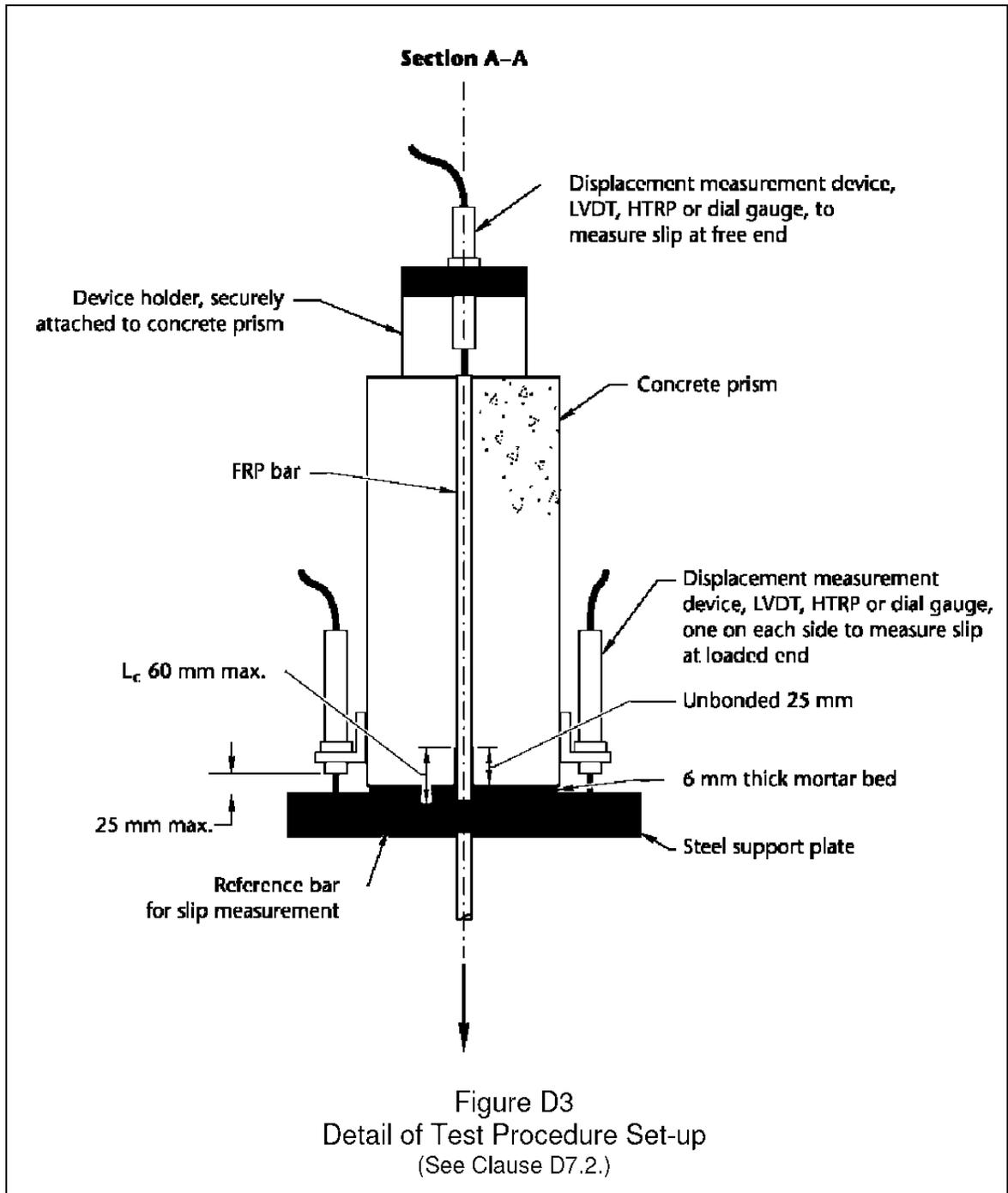
D9.2

The development length determined shall be reported. The following plots shall be included:

- (a) for each specimen tested, the bond stress as the ordinate and the bond slip expressed as a percentage of the nominal bar diameter as abscissa; and
- (b) the nominal average bond stress corresponding to 5% slip as ordinate and development length expressed in multiples of nominal bar diameter as abscissa.







ANNEXE VI

TABLEAUX RÉCAPITULATIFS DES FORCES DE CHARGEMENT DE CHAQUE SPÉCIMEN

Tableau-A VI-1 Force de chargement selon la variation de la longueur d'ancrage dans le béton B1

Spécimen	Résistance du béton (MPa)	Diamètre de la bare (mm)	Type de CFRP	Diamètre du trou (mm)	Longueur d'ancrage (mm)	Chargement (kN)
B1-1.5d-9.5L-5d	20.7	9.5	Sika lisse	15 (1.50d)	48 (5.0 d)	8
B1-1.5d-9.5L-7.5d	20.7	9.5	Sika lisse	15 (1.50d)	71 (7.5 d)	10.2
B1-1.5d-9.5L-10d	20.7	9.5	Sika lisse	15 (1.50d)	95 (10.0 d)	17.2
B1-1.5d-9.5L-12.5d	20.7	9.5	Sika lisse	15 (1.50d)	119 (12.5 d)	9.3
B1-1.5d-9.5L-15d	20.7	9.5	Sika lisse	15 (1.50d)	143 (15.0 d)	16
B1-1.5d-9.5L-17.5d	20.7	9.5	Sika lisse	15 (1.50d)	166 (17.5 d)	61.4
B1-1.5d-9.5L-20d	20.7	9.5	Sika lisse	15 (1.50d)	190 (20.0 d)	57.9
B1-1.5d-9.5L-25d	20.7	9.5	Sika lisse	15 (1.50d)	238 (25.0 d)	19.8
B1-1.5d-9.5L-30d	20.7	9.5	Sika lisse	15 (1.50d)	285 (30.0 d)	56.7

Tableau-A VI-2 Force de chargement selon la variation du diamètre de la barre en CFRP

Spécimen	Résistance du béton (MPa)	Diamètre de la barre (mm)	Type de CFRP	Diamètre du trou (mm)	Longueur d'ancrage (mm)	Chargement (kN)
B1-1.5d-9.5S-15d	20.7	9.5	Sika sablée	15 (1.50d)	143 (15.0d)	46
B1-1.5d-12.7S-15d	20.7	12.7	Sika sablée	19 (1.50d)	143 (15.0d)	57

Tableau-A VI-3 Force de chargement selon la variation de la longueur d'ancrage dans le béton B2

Spécimen	Résistance du béton (MPa)	Diamètre de la bare (mm)	Type de CFRP	Diamètre du trou (mm)	Longueur d'ancrage (mm)	Chargement (kN)
B2-1.5d-9.5L-5d	42.7	9.5	Sika lisse	15 (1.50d)	48 (5.0 d)	40
B2-1.5d-9.5L-7.5d	42.7	9.5	Sika lisse	15 (1.50d)	71 (7.5 d)	57.4
B2-1.5d-9.5L-10d	42.7	9.5	Sika lisse	15 (1.50d)	95 (10.0 d)	63.4
B2-1.5d-9.5L-12.5d	42.7	9.5	Sika lisse	15 (1.50d)	119 (12.5 d)	71
B2-1.5d-9.5L-15d	42.7	9.5	Sika lisse	15 (1.50d)	143 (15.0 d)	91.2
B2-1.5d-9.5L-17.5d	42.7	9.5	Sika lisse	15 (1.50d)	166 (17.5 d)	100.7
B2-1.5d-9.5L-20d	42.7	9.5	Sika lisse	15 (1.50d)	190 (20.0 d)	102.4
B2-1.5d-9.5L-25d	42.7	9.5	Sika lisse	15 (1.50d)	238 (25.0 d)	114.7
B2-1.5d-9.5L-30d	42.7	9.5	Sika lisse	15 (1.50d)	285 (30.0 d)	128.3

Tableau-A VI-4 Force de chargement selon la variation du diamètre du trou dans le béton B2

Spécimen	Résistance du béton (MPa)	Diamètre de la bare (mm)	Type de CFRP	Diamètre du trou (mm)	Longueur d'ancrage (mm)	Chargement (kN)
B2-1.25d-9.5L-15d	42.7	9.5	Sika lisse	12 (1.25d)	143 (15.0d)	80.5
B2-1.5d-9.5L-15d	42.7	9.5	Sika lisse	15 (1.5d)	143 (15.0d)	91.2
B2-1.75d-9.5L-15d	42.7	9.5	Sika lisse	17 (1.75d)	143 (15.0d)	40

BIBLIOGRAPHIE

- Achillides, Z. and Pilakoutas, K. 2004. *Bond Behavior of Fiber Reinforced Polymer Bars under Direct Pullout Conditions*, Journal of Composites for Construction, ASCE, Vol. 8(2), p. 173–181.
- Al-Sulaimani, G.J., Sharif, A.M., Basunbul, I.A., Baluch, M.H., and Ghaleb, B.N. 1994. *Shear repair for reinforced concrete by fiber glass plate bonding*. ACI Structure. J. 91(3), p. 458- 464.
- American Concrete Institute (ACI) 2008. *Guide for the Design and Construction of Externally Bonded FRP Systems for Strengthening Concrete Structures*. Report No. 440 2R-08, Farmington Hills MI.
- American Concrete Institute (ACI) 2004. *Guide Test Methods for Fiber-Reinforced Polymers (FRP) for Reinforcing or Strengthening Concrete Structures*. Report No. 440 3R-04, Farmington Hills MI.
- American Society for Testing and Materials (ASTM) 1998b. *Standard test method for compressive strength of cylindrical concrete specimens, C39-96*, West Conshohocken, Pa.
- Baena, M. Torres, L. Turon, A. and Barris, C. 2009. *Experimental Study of Bond Behaviour Between Concrete and FRP Bars Using a Pull-Out Test*, Composites: Part B, Vol. 40(8), p. 784–797.
- Barros, J.A.O. 2009. *Performance of reinforced concrete T beams strengthened in shear with NSM CFRP laminates*, ISISE, Department of Civil Eng., Univ. of Minho, Azurém, Portugal.
- Bousselham, A. Chaallal, O. 2005. *Contribution à l'étude du renforcement en cisaillement des poutres en béton armé à l'aide de matériaux composites avancés*, Can. J. Civ. Eng. 32, p. 339–351.
- Buyukozturk, O. Gunes, O. and Karaca, E. 2004. *Progress on understanding debonding problems in reinforced concrete and steel members strengthened using FRP composites*, Construct Build Mater 18, p. 9–19.
- Buyukozturk, O. and Hearing, B. 1998. *Failure behavior of precracked concrete beams retrofitted with FRP*, J Compos Construct 2 (3), p. 138–144.

- Carlioni, C. Ali-Ahmad, M. Subramaniam K. 2005. *Scaling effect in FRP/concrete interface debonding*. In: Proceedings of the seventh international conference on mesomechanics, Montreal, August 1–4, p. 37–42.
- Ceroni, F. Pecce, M. Matthys, S. and Taerwe, L. 2008. *Debonding strength and anchorage devices for reinforced concrete elements strengthened with FRP sheets*. Composites: Part B 39, p. 429–441.
- Chaallal, O. Mofidi, A. Benmokrane, B. and Neale, K.W. 2011. *Embedded Through-Section FRP Rod Method for Shear Strengthening of RC Beams: Performance and Comparison with Existing Techniques*, Journal of Composites for Construction, ASCE, Vol. 15(3), p. 374–383.
- Cosenza, E. Manfredi, G. Pecce, M. and Realfonzo R. 1999. *Bond between Glass Fiber Reinforced Plastic Reinforcing Bars and Concrete – Experimental Analysis*, Proceedings of 4th International Symposium of Fiber Reinforced Polymer Reinforcement for Reinforced Concrete Structures (SP188), Editors Dolan C., Rizkalla S., Nanni A., p. 88.
- Cosenza, E. Manfredi, G. and Realfonzo, R. 2002. *Development length of FRP straight rebar*. Department of Structural Analysis and Design, University of Naples Federico II, Via Claudio 21, Naples, Italy.
- De Lorenzis, L. Teng, J.G. 2007 *Near-surface mounted FRP reinforcement: An emerging technique for strengthening structures*. Elsevier. Mars 2007.
- Deniaud, C. and Roger Cheng, J.J. 2001. *Review of shear design methods for reinforced concrete beams strengthened with fibre reinforced polymer sheets*, Can. J. Civ. Eng. Vol. 28, p. 271-281.
- Garden, H.N. Hollaway, L.C. 1998. *An experimental study of the influence of plate end anchorage of carbon fibre composite plates used to strengthen reinforced concrete beams*, Composite Structures 42, p. 175-188.
- Godat, A. Chaallal, et L'hady, A. 2012. *Comportement des Ancrages de la Méthode par Insertion de Barres en PRF pour le Renforcement en Cisaillement de Poutres en Béton Armé*, Canadian Journal of Civil Engineering, Submitted.
- Godat, A. L'hady, A and Chaallal, O. 2011. *Bond Behavior of Embedded Through-Section FRP Bar Shear-Strengthening Method*, Journal of Composites for Construction, in press.

- Godat, A. L'hady, A. Chaallal, O. and Neale, W.K. 2012. *Investigation of Bond Behavior of Embedded Through-Section FRP Rod Shear-Strengthening Method*, The Third Official International Conference of International Institute for FRP in Construction for Asia-Pacific Region (APFIS 2012), Feb. 2–4, Hokkaido University, Japan.
- Godat, A. L'hady, A. Mofidi, A and Chaallal, O 2011. *Experimental Investigation of Bond Behavior of Embedded Through-Section FRP Bar Shear-Strengthening Method*, The 26th ASC Annual Technical Conference (the Second Joint US-Canada Conference on Composites), Sept. 26- 28, Montreal, Québec, Canada.
- Leung, C.K.Y. 2001. *Delamination failure in concrete beams retrofitted with bonded plate*, J Mater Civil Engng, ASCE 13 (2001) (2), p. 106–113.
- Meier, U. Deuring Meier, H. Schuregler, G. 1992. *Strengthening of structures with CFRP laminates*. Research and applications in Switzerland. In: Proceedings first international conference on advanced composite materials in bridges and structures, The Canadian Society for Civil Engineering, Montreal Canada, p. 243–251.
- Muttoni, A. Schwartz, J. and Thürlimann, B. 1997. *Design of Concrete Structures with Stress Fields*, Birkhäuser/Springer, p. 145.
- Neil, A. Hoult, and Janet, M. 2009. *Modeling of an Unbonded CFRP Strap Shear Retrofitting System for Reinforced Concrete Beams*. Journal of Composites for Construction ASCE, July/August 2009.
- Neven, K. 2009. *Topologie des champs de contraintes pour le dimensionnement des structures en béton armé*, Faculté environnement naturel, architectural et construit. École polytechnique fédéral, Lausanne, Suisse.
- Teng, J.G. Smith, S.T. Yao, J. and Chen, J.F. 2003. *Intermediate crack induced debonding in RC beams and slabs*, Construct Build Mater 17, p. 447–462.
- Tepfers, R. 2006. *Bond Clause Proposal for FRP-Bars/Rods in Concrete Based on CEB/FIB Model Code 90. Part 1: Design Bond Stress for FRP Reinforcing Bars*, Structural Concrete, Vol. 7(2), p. 47–55.
- Triantafillou, T.C. and Pelvris, N. 1992. *Strengthening of RC beams with epoxy-bonded fiber-composite materials*, Mater Struct 25 (149), p. 201–211.
- Triantafillou, T.C. 1998. *Shear strengthening of reinforced concrete beams using epoxy-bonded FRP composites*. ACI Structural Journal, 95, p 107–115.
- Vecchio, F. J. and Colins, M.P. 1986. *The Modified Compression Field Theory for Reinforced Concrete Elements Subjected to Shear*, ACI Structural Journal, V. 83, No. 2, Mar-Apr, p. 219-231.

- Wu, Z. Matsuzaki, T. and Tanabe, K. 1997. *Interface crack propagation in FRP – strengthened concrete structures*, *Non-metallic (FRP) reinforcement for concrete structures 1*, Japan Concrete Institute, p. 319–26.
- Wu, Z. Yang, S. Zheng, J. and Hu, X. 2010, *Analytical solution for the pull-out response of FRP rods embedded in steel tubes filled with cement grout*, *Materials and Structures* 43, p. 597–609.