

République Algérienne Démocratique et Populaire
وزارة التعليم العالي والبحث العلمي
Ministère de l'Enseignement Supérieure et de la Recherche Scientifique
Université Hassiba Ben Bouali de Chlef



Faculté de Génie Civil et d'Architecture)
(Département de Génie Civil)

Thèse

En vue de l'obtention du
Diplôme de **Doctorat LMD**
Spécialité: **Génie civil**
Option: **Géomatériaux**

Présenté par:

Mr: **CHOUCHA Said**
Master en Génie Civil

Thème

ÉTUDE DES MATÉRIAUX DE RÉPARATION DES STRUCTURES EN BÉTON ARMÉ

Soutenue le 03/10/2017 devant les membres de jury :

HARICHANE Zamila	Professeur à l'Université de Chlef	Président
EZZIANE Karim	Professeur à l'Université de Chlef	Examineur
KENAI Said	Professeur à l'Université de Blida	Examineur
MENADI Belkacem	Professeur à l'Université de Blida	Examineur
GHRICI Mohamed	Professeur à l'Université de Chlef	Rapporteur
SAID MANSOUR Mohamed	Maitre de Conférences (B) à l'Université de Chlef	Co-Rapporteur

Dédicaces

Je dédie ce modeste travail, fruit d'énormes sacrifices à :

À la mémoire de mon père

À ma chère mère

À mes chers frères et sœurs

Et

À toute la famille.

Remerciements

Tout d'abord je tiens à remercier mon directeur de thèse, **Mr. GHRICI Mohamed**, Professeur à l'Université de Chlef et Directeur du Laboratoire Géomatériaux, pour m'avoir donné la chance de réaliser ce projet de recherche au sein de son Laboratoire de Géomatériaux à l'Université de l'université de Chlef. Sa présence, son savoir-faire et sa disponibilité, m'ont permis tout le long, d'élargir et d'affiner mes connaissances suite à ses précieux conseils. Sa capacité d'analyse et son enthousiasme m'ont montré que le monde de la recherche pouvait être un univers passionnant. Enfin, ses nombreuses relectures et corrections de cette thèse ont été très appréciables. Cette thèse lui doit beaucoup. Pour tout cela merci.

J'aimerais aussi remercier mon co-promoteur **Dr. SAID MANSOUR Moahamed**, Maître de conférences à l'Université de Chlef, pour ces conseils et l'œil critique qu'il a toujours eu sur mon travail et pour son aide et de m'avoir soutenue et encouragée tout le long de la réalisation de cette thèse.

Je tiens à remercier et à exprimer toute ma gratitude au **Dr. HARICHANE Zamila**, Professeur à l'université de Chlef, pour avoir accepté d'être présidente du jury d'examen ainsi que pour son dévouement et ses précieux conseils.

Je voudrais remercier également les membres du jury : **Dr. KENAI Said** et **Dr. MENADI Belkacem**, Professeurs à l'université Saad Dahlab Blida 1 et **Dr. EZZIANE Karim**, Professeur à l'université de Chlef pour avoir accepté d'examiner avec toute l'attention voulue le présent travail.

Un remerciement tout spécial est consacré à toute l'équipe du laboratoire de contrôle de la cimenterie de Chlef pour leur aide. Il m'est particulièrement agréable de remercier sincèrement la directrice Madame **KERROUZI Nassima** pour m'avoir autorisé l'accès au laboratoire et avoir mis à ma disposition le matériel indispensable à la réalisation des essais.

Je remercie également mes collègues **Dr. BENYAHIA Amar** et **Mr. SALHI Mohamed** pour leur collaboration durant la réalisation des essais durant cette étude.

En fin, je veux dire merci aux personnes les plus chères au monde, ma mère, mes sœurs et frères, qui m'ont encouragé à poursuivre mes études.

الملخص

ركزت هذه الدراسة في المرحلة الأولى على تقييم تأثير كمية البزولان الطبيعي على الخصائص الميكانيكية، قوة امتصاص الماء لمركب إسمنتي عالي الليونة كمادة إصلاح. في المرحلة الثانية، تم قياس خصائص الانحناء باستخدام اختبار الانحناء على أربع نقاط. أظهرت النتائج التجريبية أن البزولان الطبيعي يقلل من القوة الميكانيكية لهذا المركب الإسمنتي عند مختلف الأزمنة. معامل مرونته أقل بكثير من معامل مرونة الخرسانة العادية، وهذا أمر مرغوب فيه لإصلاح الخرسانة، لأنه يحد من الضغوط الناجمة عن قوة منع الانكماش. وبالإضافة إلى ذلك، إرتفاع نسبة البوزولان الطبيعي يزيد بشكل كبير من معامل الامتصاص ومن الانكماش ويقلل من قوة الالتصاق. وتجدر الإشارة أيضا إلى أن استخدام نسبة كبيرة من البزولان الطبيعي يحسن بشكل كبير قدرة انحناء هذا المركب الإسمنتي. وفقا للنتائج التي تم الحصول عليها في هذه الدراسة، يمكن أن نستنتج أن المركب الإسمنتي عالي الليونة يعتبر مادة إصلاح جيدة نظرا لخصائصه الميكانيكية المناسبة، استقراره البعدي المناسب مع الركييزة بالإضافة الى ليونته العالية.

كلمات المفاتيح: مركب إسمنتي عالي الليونة، البزولان الطبيعي، الخصائص الميكانيكية، وقوة امتصاص الماء، استقراره البعدي والقدرة على التشوه.

Résumé

Cette étude porte, dans la première phase, sur l'évaluation de l'effet du taux de pouzzolane naturelle (PN) sur les propriétés mécaniques, l'absorption capillaire et la résistance d'adhérence du composite cimentaire à haute ductilité CCHD destiné à la réparation des structures en béton armé. Dans la deuxième phase, les paramètres de flexion ont été mesurés en utilisant l'essai de flexion en 4 points. Les résultats expérimentaux ont montré que la PN diminue les résistances mécaniques du CCHD à tous les âges. Le module élastique du CCHD était considérablement inférieur à celui du béton normal, ce qui est souhaitable pour le béton de réparation, car il limite les contraintes induites par un retrait empêché. En outre, l'utilisation d'un taux élevé de pouzzolane naturelle augmente significativement le coefficient d'absorption capillaire et le retrait et diminue la résistance d'adhérence. Il convient également de noter que l'utilisation d'un dosage élevé de la PN améliore significativement la capacité de déformation des CCHDs. Selon les résultats obtenus dans cette étude, on peut conclure que le CCHD est un matériau idéal pour la réparation en raison de ses propriétés mécaniques, de sa stabilité dimensionnelle appropriée avec le substrat en plus de sa haute ductilité.

Mots clés : Composite Cimentaire à Haute Ductilité (CCHD), Pouzzolane naturelle, propriétés mécaniques, absorption capillaire, stabilité dimensionnelle, capacité de déformation.

Abstract

This study focused, in the first stage, on the evaluation of the effect of natural pozzolan (NP) content on the mechanical properties, capillary absorption and the bond strength of Engineered Cementitious Composites (ECC) as repair material. In the second stage, flexural parameters were measured by using four-point bending tests. The experimental results showed that natural pozzolan reduces the mechanical strengths of ECC at all ages. The elastic modulus of ECC was remarkably lower than that of normal concrete, which is desirable for repair concrete, because it prevents the stresses induced by restrained shrinkage. In addition, the incorporation of high-volume natural pozzolan increases significantly the capillary absorption coefficient and the shrinkage and decreases the bond strength. It should also be noted that the use of high volume of NP improves significantly the deformation capacity of all ECC mixtures. From the obtained results in this study, it can be concluded that ECC is an efficient repair material for concrete repair due to its mechanical properties, appropriate dimensional stability with the substrate in addition to its higher ductility.

Keywords: Engineered Cementitious Composites (ECC), natural pozzolan, mechanical properties, capillary absorption, dimensional stability, deformation capacity.

Table des matières

Dédicaces	
Remerciements	
الملخص	
Abstract	
Résumé	
Table des matieres	
Liste des figures	
Liste des tableaux	
Liste des abreviations	

Chapitre 01

Introduction Générale

1.1 Contexte	2
1.2 Objectifs	3
1.3 Méthodologie	4

Chapitre 02

Méthodes et matériaux de réparation des ouvrages en béton armé

2.1 Introduction	7
2.2 Détérioration des ouvrages en béton armé	7
2.3 Réparation et réhabilitation	11
2.4 Méthodes de réparation	13
2.5 Matériaux de réparation	15
2.5.1 Matériaux cimentaires	15
2.5.2 Matériaux polymères	15
2.5.3 Matériaux résineux	16
2.6 Utilisation des Fibres	16
2.7 Propriétés mécaniques des mortiers de réparation	17
2.8 Choix de matériaux de réparation	17

2.9	Compatibilité entre les matériaux de réparation et le substrat béton	19
2.9.1	Récapitulatif du problème de l'incompatibilité déformationnelle	19
2.9.2	Facteurs influencent sur la compatibilité	20
2.9.2.1	Module d'élasticité	21
2.9.2.2	Retrait	24
2.9.2.3	Résistance à la traction	23
2.9.2.4	Résistance à la compression	23
2.9.2.5	Durabilité des matériaux de réparation	24
2.10	Mécanismes de dégradation des réparations par rechargement mince adhérent à base cimentaire	25
2.11	Adhérence	25
2.11.1	Rugosité du substrat béton	26
2.11.2	Degré de saturation du substrat béton	27
2.11.3	Zone de transition	27
2.11.4	Essais d'adhérence	28
2.11.4.1	Essais d'arrachement (Pull-off)	29
2.11.4.2	Essais d'adhérence au cisaillement oblique	30
2.11.4.3	Essais de résistance à la flexion en 3 point	33
2.11.5	Paramètres affectant les essais d'adhérence	33
2.12	Conclusion	34

Chapitre 03

Synthèse bibliographique sur le CCHD

3.1	Introduction	36
3.2	Composite cimentaire à haute ductilité	36
3.3	Types du CCHD	39
3.4	Comparaison avec d'autres matériaux composites	40
3.5	Composition et formulation du CCHD	41
3.6	Propriétés du CCHD	45
3.6.1	Propriétés à l'état frais	46
3.6.2	Propriétés à l'état durci	48

3.6.2.1 Résistance à la traction	48
3.6.2.2 Résistance à la compression et à la flexion	49
3.6.2.3 Mécanisme de ductilité du CCHD.....	50
3.6.2.4 Comportement de déformation à la flexion des éléments en CCHD.....	55
3.6.2.5 Durabilité du CCHD.....	56
3.7 Applications du CCHD	59
3.8 Conclusion	64

Chapitre 04

Matériaux et programme expérimentale

4.1 Introduction	66
4.2 Méthodologie	66
4.3 Matériaux	67
4.4 Malaxage et condition de cure	69
4.5 Essais réalisés à l'état frais.....	69
4.6 Essais réalisés à l'état durci	71
4.6.1 Résistance à la compression et résistance à la flexion.....	72
4.6.2 Essais de flexion en 4 points	72
4.6.3 Module d'élasticité	74
4.6.4 Retrait.....	75
4.6.5 Absorption Capillaire	75
4.6.6 Préparation des éprouvettes et essai de résistance d'adhérence	77
4.6.6.1 Préparation et propriété du substrat.....	77
4.6.6.2 Cisaillement oblique	79
4.7 Conclusion.....	81

Chapitre 05

Effet de la pouzzolane naturelle sur les propriétés du CCHD

5.1 Introduction.....	83
5.2 A l'état frais.....	83
5.3 A l'état durci.....	84
5.3.1 Résistance à la compression	84
5.3.2 Résistance à la flexion	87

5.3.3 Module d'élasticité	89
5.3.4 Retrait	91
5.3.5 Absorption capillaire	93
5.3.6 Résistance d'adhérence	94
5.3.6.1 Mode de rupture	97
5.3.6.2 Effet des différences de résistance	99
5.4 Corrélations	101
5.4.1 Corrélation entre la résistance à la flexion et la résistance à la compression	101
5.4.2 Corrélation entre la résistance à la compression et le module d'élasticité	103
5.4.3 Corrélation entre la résistance à la compression et l'absorption capillaire	106
5.4.4 Corrélation entre la résistance à la compression et la résistance d'adhérence	108
5.4 Conclusion.....	110

Chapitre 06

Déflexion et comportement de fissuration

6.1 Introduction.....	112
6.2 Propriétés en flexion.....	112
6.2.1 Déflexion	112
6.2.2 Charge à la première fissure.....	115
6.2.3 Charge de rupture	116
6.2.4 Caractérisations des fissures.....	116
6.2.4.1 Largeurs des fissures	117
6.2.4.2 Nombre des fissures	120
6.2.4.3 Espacement des fissures	121
6.2.4.4 Comportement de fissuration	122
6.3 Conclusion.....	126

Chapitre 07

Conclusions Générales et Recommandations

7.1 Rappel objectifs	128
7.1 Conclusions générales	129
7.2 Perspectives	131
Références bibliographiques	133

Liste des Figures

Figure 2.1 Causes de dégradation de béton armé.....	7
Figure 2.2 Différent types de dégradation des structures en béton armé.....	8
Figure 2.3 Principales causes de défauts et dégradations dans les constructions (Courard et Bissonnette, 2016)	10
Figure 2.4 Principales causes des échecs des réparations en béton (Courard et Bissonnette, 2016).....	12
Figure 2.5 Méthodes de réparations des ouvrages en béton armé.....	14
Figure 2.6 Organigramme illustrant le processus de sélection pour un matériau de réparation (Rashmi, 2006).....	18
Figure 2.7 Facteurs influençant la compatibilité d'un matériau de réparation (Emmons et Vaysburd, 1994).....	21
Figure 2.8 Effet de l'incompatibilité du module d'élasticité (a) charge parallèle (b) charge perpendiculaire (Pattnaik, 2006)	22
Figure 2.9 Fissuration et décollement du matériau de réparation due au retrait différentiel (Li and Li, 2006)	22
Figure 2.10 Le transport des chlorures aux mortiers de réparation (Skoglund et al., 2008)....	24
Figure 2.11 La zone de transition entre le substrat et le matériau de réparation (Pigeon et Saucier, 1992).....	28
Figure 2.12 Essais pour déterminer la résistance d'adhérence entre le nouveau et l'ancien béton (Ariel et al., 2011)	29
Figure 2.13 Essais d'arrachement (pull off).....	30
Figure 2.14 Essai de la résistance d'adhérence au cisaillement oblique (Santos, 2007).....	31
Figure 2.15 Résistance d'adhérence par différentes méthodes (Momayez et al., 2005).....	31
Figure 2.16 Modes de ruptures des spécimens (Şahmaran et al., 2012)	32
Figure 2.17– Essais de compatibilité : 1, 2 compatible ; 3, 4,5 Incompatible (a) Dimension de l'échantillon (b) flexion en 3 point (Pattnaik, 2006).....	33
Figure 3.1 Un spécimen CCHD en flexion sans rupture, juste comme plaque de métal	37
Figure 3.2 Contrainte de traction et largeur des fissures du CCHD (Li, 2004)	38
Figure 3.3 les trois types de ruptures observé dans les matériaux coimentaire	40
Figure 3.4 Les fibres PVA.....	42
Figure 3.5 Effet du taux de cendres volantes sur la résistance à la compression (a) et à la flexion (b) des différents mélanges du CCHD (Zhu et al., 2009)	43
Figure 3.6 Ouvrabilité du mélange CCHD avec fibre et sans fibre (Şahmaran et al., 2013)...	47
Figure 3.7 Réponse contrainte traction-déformation du CCHD.	48
Figure 3.8 Le développement de la résistance à la compression du CCHD.	49
Figure 3.9 Des fissures séquentielles d'une poutre en CCHD sous charge de flexion.	51
Figure 3.10 Faible adhérence chimique de la fibre PVA à la matrice à un volume élevé de cendres volantes (Wang et al. 2007).	52
Figure 3.11 Largeur des fissure des CCHDs à 28 jours (Zhou et al., 2010).	53

Figure 3.12 Courbe charge-déformation du CCHD à différents âges (Zhu et al., 2012b).....	54
Figure 3.13 Comportement de la rupture du (a) Poteau en béton armé et (b) Poteau en CCHD sans armature transversale (Li, 2003)	55
Figure 3.14 Perméabilité à l'eau de l'ECC fissuré et du béton (Lepech et Li, 2005).	57
Figure 3.15 Sportivité en fonction du nombre de fissures (Sahmaran et Li, 2009).	58
Figure 3.16 Courbe contrainte-déformation des différences mélange CCHDs	59
Figure 3.17 Le développement de la résistance à la compression du CCHD Un tablier en ECC du pont de Mihara au Japon en Avril 2005.	60
Figure 3.18 Le développement de la résistance à la compression du CCHD Dalle en CCHD dans le pont de la rue Grove, Michigan.	61
Figure 3.19 Application du CCHD sur un mur de soutènement.	61
Figure 3.20 Réparation du tunnel par le CCHD.....	62
Figure 3.21 Le développement de la résistance à la compression du CCHD Projection du CCHD comme un revêtement dans le tunnel Hida au Japon.	63
Figure 3.22 Tablier en CCHD, Grove, Rue, pont de Grove, Michigan (Qian, 2009).....	63
Figure 3.23 La tour Nabeaure à Yokohama, au Japon, utilise des poutres de CCHD préfabriquées pour la résistance au séisme (Maruta et al., 2005)	64
Figure 4.1 Dimension des équipements des essais d'ouvrabilités du CCHD (Kong et al., 2003).	70
Figure 4.2 Dimension du mini cône	70
Figure 4.3 Essais de résistance à la compression et à la flexion	72
Figure 4.4 Essais de flexion en 4 points.....	73
Figure 4.5 Fissuromètres pour mesurer l'ouverture des fissures	73
Figure 4.6 Mesure de la vitesse du son dans une éprouvette en CCHD	74
Figure 4.7 Schémas du dispositif de mesure de retrait.....	75
Figure 4.8 Les échantillons d'essai d'absorption capillaire	76
Figure 4.9 Essai d'absorption capillaire	77
Figure 4.10 Préparation des demi-cylindres pour l'essai de cisaillement oblique.	78
Figure 4.11 Demi cylindre durcis dans l'eau à 20 ± 3 ° C	79
Figure 4.12 Substrat et la section composite pour l'essai de cisaillement oblique	79
Figure 4.13 Préparation du cylindre composé.....	80
Figure 4.14 Essais de cisaillement oblique	81
Figure 5.1 Étalement mesuré du mortier CCHD_1.7.....	84
Figure 5.2 Effet du dosage de la PN sur la résistance à la compression des CCHDs	85
Figure 5.3 Effet du dosage de la PN sur la résistance à la flexion des CCHDs	88
Figure 5.4 Effet du rapport PN/CP sur le module d'élasticité des CCHDs.	90
Figure 5.5 Effet du rapport PN/CP sur le retrait des CCHDs.	91
Figure 5.6 Coefficient d'absorption capillaire des différents CCHDs.....	93
Figure 5.7 Résistance d'adhérence des différents CCHDs	95
Figure 5.8 Les trois modes de ruptures	97
Figure 5.9 Modes de rupture des éprouvettes composées CCHD/Substrat	98
Figure 5.10 L'évolution de la résistance à la compression par rapport au substrat.	100

Figure 5.11 Relation entre résistance à la flexion et la résistance à la compression des compositions étudiées	101
Figure 5.12 Comparaison des résultats des essais et des modèles de la résistance à la flexion pour le béton ordinaire.	103
Figure 5.13 Relation entre le module d'élasticité et la résistance à la compression des compositions étudiées.	104
Figure 5.14 Comparaison des résultats des essais et des modèles d'estimation du module d'élasticité pour le béton ordinaire	106
Figure 5.15 Relation entre le coefficient d'absorption capillaire (k) et la résistance à la compression des compositions étudiées	107
Figure 5.16 Relation entre résistance d'adhérence et la résistance à la compression des compositions étudiées	108
Figure 5.17 Comparaison des résultats d'adhérence.	109
Figure 6.1 Déflexion des différents CCHDs	113
Figure 6.2 Charge de la première fissuration des différents CCHDs.....	115
Figure 6.3 Charge de rupture des différents CCHDs	117
Figure 6.4 Largeur des fissures des différents CCHDs	119
Figure 6.5 Nombre des fissures des différents CCHDs	120
Figure 6.6 Espacement des fissures des différents CCHDs	121
Figure 6.7 Déflexion des spécimens CCHD_1.2 et CCHD_3.2 à 7 jours.....	122
Figure 6.8 Comportement de fissuration des différents CCHDs à 7 jours.....	124
Figure 6.9 Comportement de fissuration des différents CCHDs à 28 jours.....	125

Liste des Tableaux

Tableau 2.1 Types de matériaux de réparation (Pattnaik, 2006)	14
Tableau 2.2 Propriétés typiques des matériaux de réparation (Zhou, 2011).....	17
Tableau 2.3 Compatibilité mécanique: caractéristiques du matériau de réparation à viser comparativement au support pour un rechargement mince adhérent (Vaysburd 1993; Emmons et Vaysburd, 1994; Hwang 2006)	20
Tableau 3.1 Comparaison entre le Béton de Fibre (BF), le Béton à Haute Performance renforcé par des Fibres (BHPRF) et le CCHD	41
Tableau 3.2 Proportions du CCHD standard M45 (Qian and Li, 2007).	44
Tableau 3.3 Les différents formulations du CCHD.	45
Tableau 3.5 Propriétés mécaniques du CCHD (Zhou, 2011).....	53
Tableau 3.5 Proportions des mélanges CCHDs (Zhou, 2011).	53
Tableau 3.6 Caractéristiques de traction des éprouvettes.	57
Tableau 4.1 Propriétés physiques et chimiques de ciment portland et pouzzolane naturelle. .	68
Tableau 4.2 Propriétés des fibres PVA	68
Tableau 4.3 Proportions des mélanges du CCHD.....	69
Tableau 4.4 Normes ASTM et EN des différents essais.	71
Tableau 4.5 Proportion du substrat.	78
Tableau 5.1 Résistances d'adhérence au cisaillement oblique et modes de rupture.....	94
Tableau 5.2 Résultats de la résistance à 28 jours des CCHDs.	100
Tableau 5.3 Relations empiriques recommandées entre la résistance à la flexion et la résistance à la compression du béton ordinaire.....	102
Tableau 5.4 Équations d'estimation du module d'élasticité dans différents codes.....	105
Tableau 6.1 Propriétés en flexion des spécimens CCHD.....	112
Tableau 6.2 Caractéristiques des fissures des différents CCHDs	118

Liste d'abréviations

ASTM	: American Society for Testing and Materials
ACI	: American Concrete Institute
BF	: Béton de Fibre
BRFHP	: Béton à Haute Performance Renforcé par des Fibres
BS	: British Standard
CCHPRF	: Composite Cimentaire à Haute Performance Renforcé par Fibres
CPA	: Ciment Portland Artificielle
CP	: Ciment Portland
C-S-H	: Silicates de Calcium Hydraté
C ₃ A	: Aluminate tricalcique
C ₃ S	: Silicate tricalcique (alite)
C ₂ S	: Silicate bicalcique (bélite)
C ₄ AF	: Aluminoferrite tétracalcique
CHA	: Ciment à haute teneur en alumine
CH	: Portlandite
CV	: Cendres Volantes
D _f	: Diamètre de fibres
EN	: European Norm
ECC	: Engineered cementitious composite
EC	: EuroCode
E	: Eau
E _c	: Module d'Élasticité
EN	: Norme Européenne
F	: Fibre
FA	: Cendre volante
ISAT	: Initial surface absorption test
K	: Coefficient d'absorption capillaire

L	: Liant
PN	: Pouzzolane Naturelle
PVA	: Polyvinyl Alcohol
PL	: Poudre de Calcaire
R	: Coefficient de corrélation
S	: Sable
SL	: Slag
SP	: Superplastifiant
t	: Temps d'exposition
V_f	: Volume des fibres
Γ	: Facteur d'écoulement
ρ	: Densité d'éprouvette sèche
V	: Vitesse de son
W_1	: Masse sèche.
W_2	: Masse humide
S	: Surface de contact de l'éprouvette avec l'eau
f_m	: Résistance à la traction de la matrice du CCHD
f_0	: Résistance maximale de pontage des fibres
f_c	: Résistance à la compression
f_r	: Résistance à la flexion
f_a	: Résistance d'adhérence

Chapitre 1:

INTRODUCTION GÉNÉRALE

1.1 Contexte de l'étude

La réparation, la réhabilitation et la rénovation du béton se développent rapidement, sous l'effet de la détérioration, des dommages et des défauts des structures en béton. Pour comprendre la durabilité des réparations de béton, nous devons nous référer à la compatibilité entre le matériau de réparation et le substrat. La compatibilité est définie comme un équilibre des déformations et des propriétés physiques, chimiques et électrochimiques entre le matériau de réparation et le substrat (Vaysburd et Emmons, 2006). Cet équilibre assure que le système de réparation dans son ensemble résiste aux contraintes induites par le retrait, effets chimiques et électrochimiques sans détérioration prématurée sur une période de temps estimée. L'une des composantes les plus importantes est la compatibilité dimensionnelle. La plupart des matériaux de réparation ont tendance à décoller, surtout au jeune âge, tandis que le changement de volume du substrat est négligeable.

Cependant, il n'existe pas un essai normalisé selon l'ACI, l'ASTM ou l'EN établi pour déterminer la compatibilité entre les matériaux de réparation et le substrat avant de choisir un matériau de réparation. Mais, pour que les utilisateurs puissent effectuer des réparations réussies avec une durabilité à long terme, les guides ACI 546R-04 et EN 1504-03 fournissent des directives pour la sélection des matériaux de réparation, la préparation de la surface du substrat et les méthodes de collage. Dans cette étude, la caractérisation du matériau de réparation élaboré au Laboratoire de Géo-matériaux a été faite selon la norme européenne EN 1504-03. Il est à noter que la Partie 3 : *réparation structurelle et réparation non structurelle*, de la norme EN 1504, est une spécification largement utilisée pour sélectionner un matériau de réparation.

Un autre paramètre crucial pour la durabilité des réparations du béton est la résistance d'adhérence entre le matériau de réparation et le substrat (Emmons et Vaysburd, 1994). L'adhérence entre la réparation et le substrat est généralement un faible lien dans une structure réparée, et la compatibilité entre les matériaux de réparation et le substrat dépend significativement de la résistance d'adhérence des matériaux de réparation. La résistance d'adhérence dépend principalement de l'adhérence dans l'interface (Momayez et al., 2005). En outre, l'adhérence à l'interface dépend également d'agent de liaison, du compactage du matériau, de la propreté et de la teneur en humidité de la surface de substrat, de l'âge de l'échantillon et de la rugosité de la surface d'interface (Austin et al., 1995).

En plus des facteurs cités ci-dessus, la résistance d'adhérence mesurée dépend fortement de la méthode d'essai utilisée. Les dimensions et la géométrie de l'échantillon et l'état de contrainte sur la surface de contact sont très dépendants de la méthode d'essai choisie (Momayez et al., 2005). Ils ont constaté, aussi, que l'essai de cisaillement oblique, selon la norme ASTM C 882, est très approprié pour l'évaluation de la résistance d'adhérence.

Plusieurs matériaux de réparation ont été utilisés dans le monde entier pour la protection des ouvrages en béton armé, mais des décollements prématurés ont été observés dans de nombreux cas (Hassan et al., 2000). La ductilité élevée et la durabilité améliorée du composite cimentaire à haute ductilité (CCHD), une nouvelle classe de matériaux à base de ciment de haute performance, suggèrent qu'ils pourraient être utilisés comme une alternative intéressante aux matériaux de réparation conventionnels. Le CCHD a été proposé pour qu'il soit l'un des matériaux de réparation les plus prometteurs (Li, 2004).

Contrairement au béton normal et béton de fibre, le CCHD montre une ductilité élevée avec une capacité de déformation comprise entre 3 et 7%. La haute ductilité du CCHD est obtenue par fissurations multiples avec une largeur de fissure limitée à environ 60 μm . Lorsque le CCHD est utilisé comme matériau de réparation, sa ductilité élevée et son comportement de fissuration séquentielle peuvent libérer les contraintes induites par le retrait empêché. Par conséquent, le retrait empêché, provoque la fissuration dans les CCHDs plutôt que le décollement d'interface (Li et Li, 2009). En outre, la petite largeur de fissures dans le CCHD peut réduire considérablement la pénétration d'eau, de chlorures, d'alcalis ou de sulfates dans le système de réparation. Par conséquent, l'utilisation du CCHD améliore les performances mécaniques et la durabilité des réparations de béton.

1.2 Objectifs

Le programme expérimental de cette recherche est focalisé sur l'obtention d'un CCHD plus respectueux de l'environnement avec des propriétés mécaniques appropriées, une stabilité dimensionnelle élevées, et une haute ductilité.

L'objectif général de cette thèse a deux principaux volets :

- évaluer l'effet du taux de la pouzzolane naturelle sur les propriétés mécaniques du composite cimentaire à haute ductilité élaboré au laboratoire;
- étudier l'adhérence et la compatibilité entre le CCHD et le substrat.

Les objectifs spécifiques de cette thèse sont:

- Le développement et l'optimisation des mélanges CCHDs à base de Pouzzolane Naturelle avec un rapport PN/CP de 1.2, 1.7, 2.2, 2.7 et 3.2, des agrégats fins (sable de silice) avec dimension maximale de 300 µm et un rapport Sable/liant de 0,36.
- L'évaluation de l'effet du taux de la pouzzolane sur les propriétés des CCHDs, qui influent sur la compatibilité entre le matériau de réparation et le substrat, tels que la résistance à la compression, la résistance à la flexion, le module d'élasticité, le retrait et l'absorption capillaire.
- L'étude de l'effet de la pouzzolane naturelle sur l'adhérence et le mode de rupture du système CCHD/substrat.
- La détermination des propriétés en flexion des différents mélanges du CCHD en mesurant la déflexion à la première fissure et à la rupture, la charge à la première fissure, la charge de rupture, l'ouverture des fissures, le nombre et l'espacement des fissures.

1.3 Méthodologie

Pour présenter les résultats obtenus, le manuscrit est composé de sept chapitres :

Le chapitre 1 est consacré à la présentation des causes majeures de détérioration de béton armé et fournit des informations générales sur les objectifs de la recherche.

Le chapitre 2 contient une revue de la littérature qui fournit un résumé sur la résistance d'adhérence et la compatibilité entre le matériau de réparation et le substrat.

Dans le chapitre 3, une synthèse des travaux effectués par différents chercheurs sur les CCHDs est présentée. Cela comprend l'utilisation de matériaux pouzzolaniques tels que les cendres volantes, le laitier et la fumée de silice dans les CCHDs, la composition, les propriétés mécaniques et la durabilité des CCHDs et leurs applications dans le domaine de la réparation de structures en béton armé.

Le chapitre 4 décrit le programme expérimental, y compris les propriétés des matériaux et les essais réalisés pour déterminer les propriétés à l'état frais et à l'état durci du CCHD.

L'évaluation de l'effet du PN sur les propriétés des CCHDs fait l'objet du chapitre 5. En plus des capacités de déformation et des performances mécaniques, la performance d'un matériau de réparation dépend également de la façon dont le matériau de revêtement s'adhère au substrat. Pour cela, dans ce chapitre, la performance du nouveau matériau de réparation CCHD a été étudiée en évaluant l'adhérence et le mode de rupture du système

CCHD/substrat. De plus, des corrélations entre la résistance à la compression et les autres propriétés ont été proposées et analysées.

Dans le chapitre 6, les propriétés en flexion des différents mélanges de CCHD ont été étudiées en déterminant la déflexion à la première fissure et à la rupture, la charge à la première fissure, la charge de rupture, l'ouverture des fissures, le nombre et l'espacement des fissures.

Sur la base des résultats obtenus, certaines conclusions générales et des recommandations pour des futurs travaux de recherches ont été données dans le chapitre 7.

Chapitre 2:

MÉTHODES ET MATÉRIAUX DE RÉPARATION DES OUVRAGES EN BÉTON ARMÉ

2.1 Introduction

Les structures en béton armé sont exposées à des environnements agressifs qui accélèrent leur dégradation. La durabilité des ouvrages en béton armé dépend de leur comportement face aux conditions climatiques et environnementales qui existent dans les milieux où ils sont construits.

2.2 Détérioration des ouvrages en béton armé

les ouvrages sont souvent exposés à de nombreuses agressions physico-chimiques (Fig 2.1) auxquelles ils doivent résister afin de remplir de façon satisfaisante pendant leur période d'utilisation, toutes les fonctions pour lesquelles ont été conçus. Lorsqu'ils ne peuvent pas résister à ces agressions, des désordres, dont la plus fréquente est la corrosion des armatures, apparaissent dans ces structures qui accélèrent leur détérioration en conduisant à des coûts financiers considérables pour les municipalités.

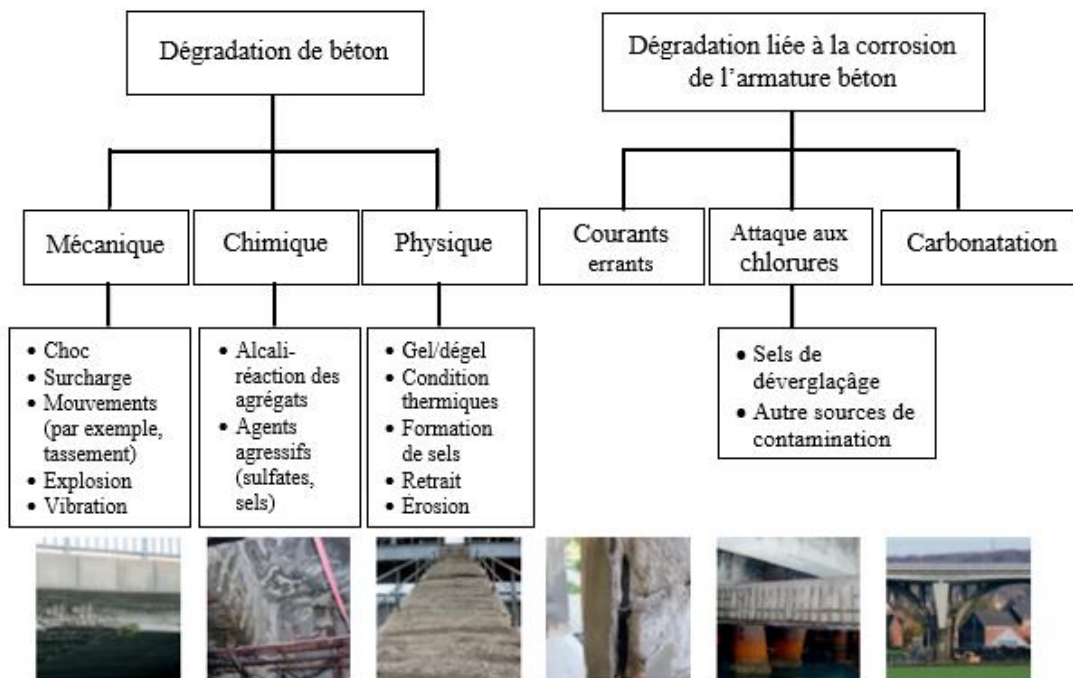


Figure 2.1 – Causes de dégradation de béton armé (Courard et Bissonnette, 2016).

Ces désordres sont généralement dus à des défauts de conception, à une mauvaise mise en œuvre ou à des causes accidentelles, ils hypothèquent la durabilité, la résistance et la stabilité des ouvrages et peuvent entraîner leur dégradation et leur ruine. Ainsi, ces structures nécessiteront une réhabilitation au cours des années à venir afin d'améliorer leurs performances, compenser les pertes de rigidité ou de résistance dues à la fissuration, limiter la corrosion et prolonger leur durée de vie utile.

Le béton aujourd'hui est un matériau de construction largement utilisé dans le monde. Cependant, la durabilité des structures en béton armé est un problème majeur dans le monde entier. Les structures en béton armé généralement ont subi des symptômes de dégradation comme le montre la [Figure 2.1](#), après une période de moins de vingt ans depuis l'année de la réalisation (Dewah, 1990).



(a) Éclatement de béton dû à la corrosion



(b) Dégradations due aux attaques de sulfates.



(c) Fissure longitudinale au niveau de la poutre.

Figure 2.2 – Différent types de dégradation des structures en béton armé

La structure en béton armé peut subir trois désordres visuels majeurs tels que, la fissuration, l'éclatement et la désintégration de béton (Fig. 2.2). Lorsqu'une détérioration se produit, elle est souvent causée par le non-respect de la mise en œuvre de béton, une mauvaise consolidation ou lorsque la spécification produit un choix incorrect d'adaptation du béton aux caractéristiques d'un environnement donné (Hwang, 2006).

La dégradation des propriétés des matériaux se produit principalement sous l'action combinée de facteurs internes et externes. Les principales causes de dégradation des bétons proviennent des attaques physiques et chimiques supportées dans le temps par les structures placées dans un environnement plus ou moins agressif. Les facteurs internes sont ceux qui déterminent sa qualité, et d'autres comme le retrait, le fluage et les effets thermiques, qui sont inhérents à la nature de béton. Les causes externes de détérioration sont largement d'origines physiques, chimiques et mécaniques. À cet effet, les principaux facteurs physiques sont la fluctuation du taux d'humidité, de la température et du feu. Les principaux facteurs chimiques étant des gaz et des liquides agressifs, et les principaux facteurs mécaniques sont la charge, la friction/attrition et les vibrations.

Plus de 400 documents publiés dans la dernière décennie sur la dégradation du béton montrent que les mécanismes physiques et chimiques de dégradation pour le béton armé peuvent être classés comme le montre la Figure 2.3 (Courard et Bissonnette, 2016). Cependant, la corrosion est l'une des causes majeures de dégradation des ouvrages en béton armé. Les armatures se corrodent soit à l'endroit où la fissuration entraîne la corrosion des armatures (fissuration avant corrosion des armatures), soit à l'endroit où la carbonatation ou l'attaque par les chlorures corrodent les armatures, ce qui provoque une fissuration conduisant à la corrosion des armatures.

Durant le processus de détérioration par fissuration après corrosion des armatures par carbonatation ou par attaque de chlorures, des fissures apparaissent dans le béton d'enrobage en même temps que la corrosion des armatures progresse (gonflement dû à la corrosion) et le béton d'enrobage éclate rapidement. L'apparition d'une fissuration induite par la corrosion dans le béton d'enrobage le long des armatures est considérée comme la limite de détérioration pour la fissuration due à la corrosion des armatures. La grande majorité des ouvrages d'art et des bâtiments sont construits en béton armé. Une des principales causes de la pathologie du béton est la corrosion des armatures, liée en partie aux problèmes environnementaux. Cela représente 55 % des dégradations observées par la « British Cement Association ». On comprend l'intérêt d'étudier ce type de pathologie et d'évaluer l'état des armatures par l'une des techniques non

destructives de façon précoce afin de suivre son évolution et d'y remédier au plus tôt. Les deux mécanismes les plus courants contribuant au développement de la corrosion sont la pénétration des chlorures et la carbonatation du béton.

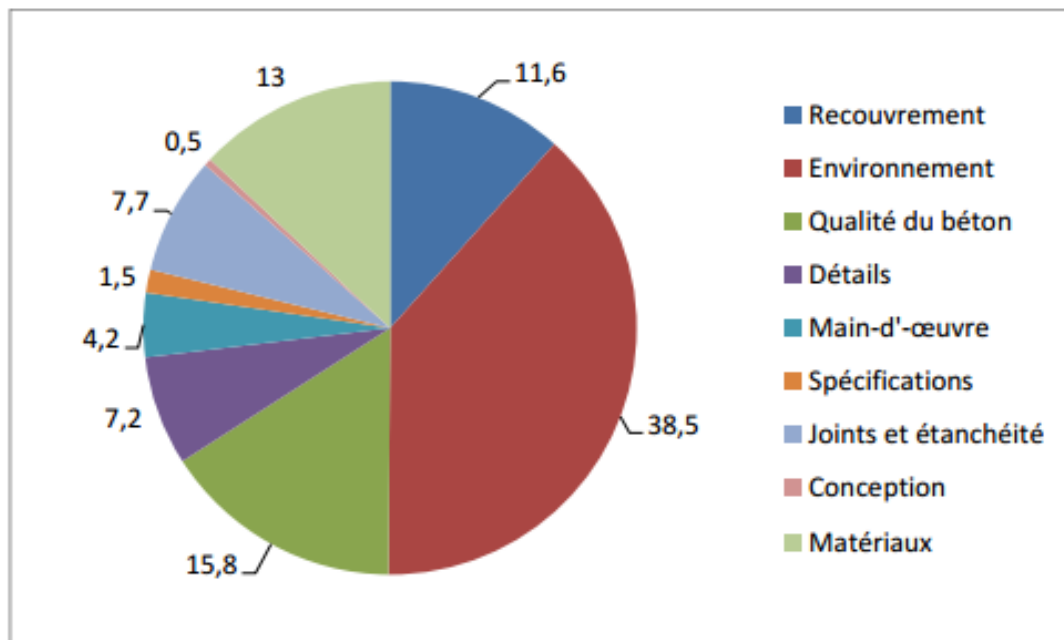


Figure 2.3 – Principales causes de défauts et dégradations dans les constructions (Courard et Bissonnette, 2016).

La réaction de corrosion est un processus électrochimique qui se manifeste par la transformation graduelle du fer en oxydes de fer. Cette réaction engendre une perte de section d'acier, une expansion volumique autour des armatures et provoque la fissuration du béton de recouvrement. En outre, la corrosion provoque une dégradation de l'interface acier / béton qui diminue l'adhérence entre les deux matériaux. La grande majorité des ouvrages d'art et des bâtiments sont construits en béton armé. Une des principales causes de la pathologie du béton est la corrosion des armatures, liée en partie aux problèmes environnementaux. Cela représente 55 % des dégradations observées par la « British Cement Association ». On comprend l'intérêt d'étudier ce type de pathologie et d'évaluer l'état des armatures par l'une des techniques non destructives de façon précoce afin de suivre son évolution et d'y remédier au plus tôt. Les deux mécanismes les plus courants contribuant au développement de la corrosion sont la pénétration des chlorures et la carbonatation du béton. Ceux-ci génèrent deux types de corrosion respectivement par piqûres et généralisée.

Dans le monde, des sommes importantes sont englouties, chaque année dans la réparation des structures endommagées par ce phénomène, sans compter les conséquences que peuvent avoir

des travaux de construction et de réfection répétés sur l'environnement. Les coûts de maintenance représentent actuellement 1 % par an du coût de l'investissement global d'un ouvrage. Les études et les recherches sur la durabilité des réparations en Algérie sont négligeable par rapport à celles effectuées dans les pays développés malgré l'existence des conditions plus au moins sévères et les pertes économiques colossales engendrées par les travaux d'entretien et de réparations souvent employés en Algérie.

2.3 Réparation et réhabilitation

Sauf circonstances exceptionnelles, toutes les dégradations résultent d'inadéquations (à un moment ou à un autre) entre la construction (matériaux ou éléments) et son environnement (environnement climatique ou autres actions). Ces interactions défavorables entre la construction et son environnement ont souvent été sous-estimées à l'étape "projet", lors des opérations de construction ou à durant l'utilisation. La mauvaise qualité du béton, les défauts de conception et la main-d'œuvre non qualifiée seraient par ailleurs responsables d'environ 25% des défauts observés. La corrosion des armatures, qu'elle soit liée au phénomène de carbonatation ou à la diffusion des ions chlorures, et qui est une conséquence des « défauts ». La réhabilitation et le renforcement des éléments structurels en béton armé est une tâche commune pour les constructions existantes. La section détériorée dans les structures en béton armé qui affaiblit ses performances nécessite une réparation rapide et durable. Cependant, le renforcement d'un élément structurel a pour but d'augmenter ou restaurer la capacité portante, à cause de changements dans les conditions d'utilisation (par exemple charges excessives) ou de la détérioration de la structure à cause de conditions environnementales ou des actions sismiques (Hwang, 2006). Ce qui est particulièrement préoccupant, c'est que plus de 50% des réparations sont à renouveler après seulement 5 ans. Les situations où l'on a procédé au choix inadéquat des matériaux et/ou de la technique de réparation sont à l'origine de plus de la moitié des échecs de réparation recensés (Fig. 2.4).

Suivant l'importance et les causes des désordres ou des insuffisances affectant un ouvrage en béton armé, le projet de réparation et/ou de renforcement repose, en général, sur la mise en œuvre d'une combinaison de plusieurs techniques que l'on peut classer dans l'une des quatre catégories suivantes:

- Réparation et renforcement par béton projeté.
- Réparation par coulage ou injection de béton ou de mortier.
- Renforcement des structures par précontrainte additionnelle.
- Renforcement des structures à l'aide d'une tôle collée.

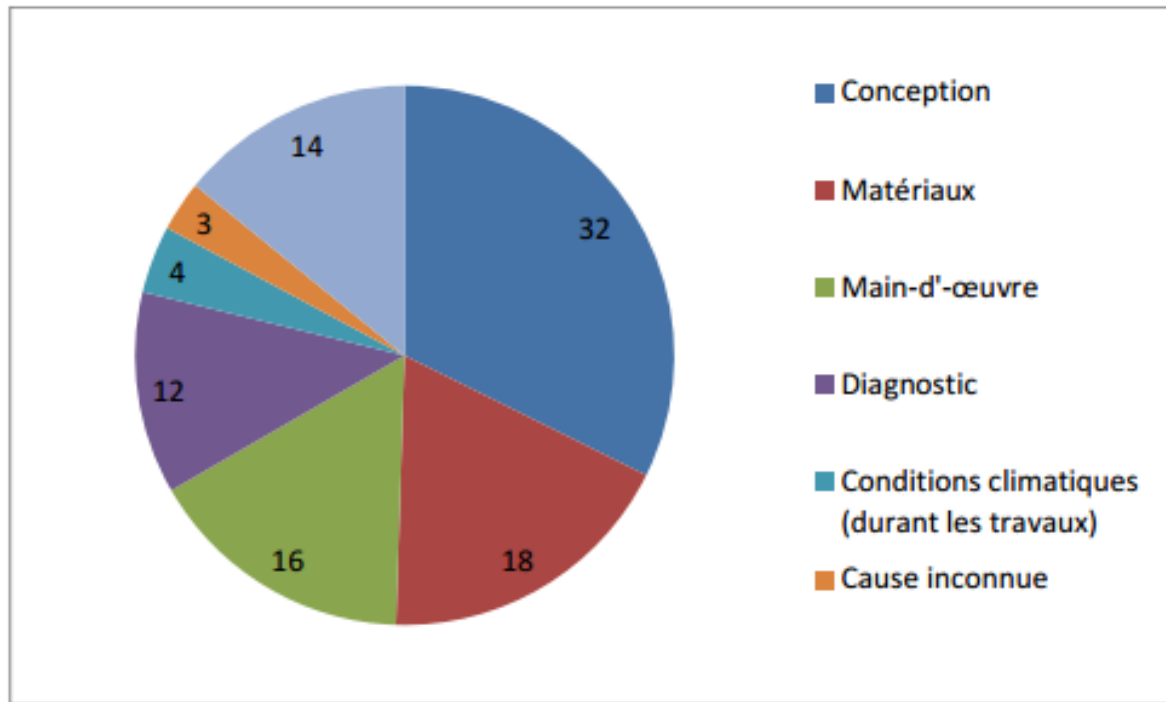


Figure 2.4 – Principales cause des échecs des réparations en béton (Courard et Bissonnette, 2016).

Cependant, il existe trois types de matériau largement utilisé dans les réparations tels que les mortiers de réparation à base de ciment, les matériaux polymère et résineux avec des propriétés mécaniques différentes. Pour obtenir une réparation durable, il est nécessaire que les propriétés de ces matériaux de réparation doivent être compatibles avec le béton substrat. Cela permet de s'assurer que le matériau de réparation peut supporter toutes les charges et les contraintes résultant des variations de volume, tels que le retrait ou l'expansion sans subir une déformation ou un décollement. La durabilité est donc en fonction non seulement des composants de base (propriétés des matériaux) des matériaux de réparation, mais aussi elle est influencée par la géométrie de la surface réparée, la présence de renforcement, l'épaisseur de la réparation et les conditions d'exposition de la structure.

Pour cela, on a effectué une synthèse des travaux de réparation des structures en béton armé afin de connaître les matériaux de réparation utilisés dans ce domaine et leur performance ainsi que les facteurs qui influencent sur leur compatibilité avec l'ancien béton. Dans ce qui suit, les méthodes et les matériaux de réparation qui sont largement utilisés dans le domaine de la réparation des structures en béton armé seront détaillés.

2.4 Méthodes de réparation

La réparation d'un ouvrage est la deuxième étape dans le processus de réhabilitation d'ouvrages en béton armé. C'est l'étape nécessaire pour redonner d'une part les sections d'origine de l'acier et du béton, mais aussi pour rétablir les caractéristiques mécaniques des différents éléments concernés. C'est-à-dire de redonner la possibilité à la structure de reprendre au mieux les efforts qui lui sont appliqués. Il existe principalement plusieurs méthodes de réparation de béton armé telles que le coulage du mortier, projection de béton ou mortier par voie sèche et vois mouillé ; injection ou remplissage des fissures par mortier ou coulis, ajout des barres des armatures, précontrainte additionnelle; collage des plaques d'acier ou de fibre renforcée polymères (Fig. 2.5) (Pellegrino et al., 2009). Le choix d'une ou des méthodes de réparation et de renforcement est défini en relation étroite avec la nature et le degré d'importance des désordres constatés lors d'un diagnostic. Ce choix est tributaire des matériaux de construction utilisés, des techniques choisies et des critères économiques. On peut être amener donc à procéder :

- A des remises en état d'éléments structurels présentant des défauts que l'on cherche à atténuer, pour obtenir un aspect satisfaisant tels que: l'obturation de fissures qui sont dues le plus souvent au retrait et aux variations environnementales.
- Au renforcement ou à la réparation d'éléments insuffisamment résistants. Les réparations sont souvent réalisées dans les zones où les sections sont trop sollicitées et défailantes, par contre le renforcement des éléments consiste à améliorer leurs caractéristiques mécanique de manière à ce qu'elles offrent une meilleure stabilité aussi bien en état de service qu'en état de résistance ultime.



(a)- Précontrainte additionnelle extérieur.



(b)- Injecteur manuel



(c)- Projection de béton.



(d)- Renforcement par collage des plaques métalliques.



(f)- Renforcement par matériau composite



(e)- Chemisage

Figure 2.5 – Méthodes de réparations des ouvrages en béton armé.

2.5 Matériaux de réparation

Plusieurs types de matériaux sont maintenant disponibles pour la réparation qui peuvent être classés en trois catégories telles que les matériaux cimentaires, les matériaux cimentaires modifiés par polymères et les matériaux résineux (Morgan, 1996; Pattnaik, 2006) comme le montre le [Tableau 2.1](#). Pour une réparation durable, une connaissance approfondie sur les caractéristiques mécanique et physiques des produits disponibles et le substrat existant est nécessaire avant de choisir le matériau de réparation approprié. Quelques détails de ces matériaux sont donnés par le [Tableau 2.1](#).

Tableau 2.1 – Types de matériaux de réparation (Pattnaik, 2006).

Matériaux cimentaires	Matériaux cimentaires modifiés par polymère	Matériaux résineux
Ciment Portland Artificiel (CPA)	Styrène butadiène modifié par caoutchou	Mortier epoxy
Ciment à haute teneur en alumine (CHA)	Acétate de vinyle modifié	Mortier polyester Mortier acrylique

2.5.1 Matériaux cimentaires

En plus de leur avantage de coût, les matériaux de réparation à base de ciment ont des propriétés mécaniques qui sont essentiellement similaires au substrat béton. Donc, la possibilité de leur utilisation doit être prise en considération avant de décider d'utiliser n'importe quel matériau de réparation. Les matériaux cimentaires et résineux sont largement utilisés actuellement, les matériaux cimentaires sont efficaces et économiques dans la plupart des cas (Dehwah, 1990). Ils sont constitués de ciment et peuvent être imprégnés par un polymère, la fumée de silice, les cendres volantes ou de tout autre matériau. Certains des inconvénients de mortiers et de béton de réparation, le retrait élevé et une tendance à se fissurer peuvent survenir. Aussi, dans des climats tempérés froids, le taux de gain de résistance est trop lent.

2.5.2 Matériaux polymères

Le polymère sert à réduire l'eau produisant un mortier avec une bonne ouvrabilité et un faible retrait à des rapports E/C plus faibles. Ils réduisent la perméabilité du mortier de réparation à l'eau et le dioxyde de carbone et augmentent sa résistance à certains produits chimiques. Ils améliorent aussi l'adhérence entre le mortier de réparation et l'ancien béton. De plus, ils

augmentent la résistance à la traction et à la flexion du mortier. Les matériaux à base de ciment modifié par des polymères sont fabriqués en remplacement partiel du ciment portland ou composé par des polymères, à un taux de 10-20% en masse. L'ajout des polymères peut améliorer les propriétés mécaniques, la perméabilité et la durabilité des matériaux de réparation (Zhou, 2011).

Depuis le début des années 1950, il a été connu que l'addition de polymère à certain mortier de ciment permet de résoudre les problèmes de l'utilisation de mortiers à base de ciment en tant que matériaux de réparation de béton. Il existe différents types de polymère qui sont utilisés comme des modificateurs des matériaux cimentaires tels que polyvinyle acétates et styrène butadiène. La plupart sont fabriqués spécifiquement comme adjuvants (Dehwah, 1990).

2.5.3 Matériaux résineux

La première application pratique de la résine époxy a eu lieu en l'Allemagne et en Suisse en 1930. Il existe plusieurs avantages de l'utilisation de résines époxy dans le béton. Les propriétés des résines époxy qui les rendent souhaitables pour l'utilisation dans le béton sont (Dehwah, 1990) :

- l'adhérence : les époxydes ont une excellente adhérence avec le béton;
- la haute résistance à l'attaque des acides et des alcalis;
- Le durcissement rapide, un faible retrait et très imperméable à l'eau.

Une étude a été menée par (Saccani et Magnaghi, 1999) sur l'évaluation du comportement de la résine époxy pour être utilisée dans la réparation des structures endommagées en respectant les propriétés d'adhérence et de durabilité. Ces auteurs ont conclu que l'utilisation des mortiers de réparation époxy modifiés conjointement avec une couche de fond d'époxy offrent une meilleure durabilité et une résistance d'adhérence très élevée grâce à l'homogénéité de la microstructure.

2.6 Utilisation des Fibres

Afin d'assurer la durabilité d'une réparation, le choix du matériau doit se faire avec attention. La stabilité dimensionnelle a un effet sur la répartition des contraintes entre le socle et le matériau de réparation. L'utilisation des fibres dans le matériau de réparation permet d'abord de limiter la propagation de la fissuration de la nouvelle couche. En limitant l'ouverture des fissures, les fibres empêchent les fissures d'atteindre l'interface entre le nouveau et le vieux béton et donc diminuent les chances de décollement de la réparation (Bastien Masse, 2010).

elles servent aussi à améliorer considérablement la résistance à l'abrasion du béton (Felekoğlu et al., 2007; Jiang et al., 2009).

2.7 Propriétés mécaniques des mortiers de réparation

Les matériaux de réparation ont une grande variété de propriétés mécaniques et caractéristiques de durabilités. Le [Tableau 2.2](#) résume les propriétés des trois types de matériaux de réparation qui sont largement utilisés pour la réparation des structures en béton armé. En général, le matériau de réparation doit avoir une bonne ouvrabilité, une résistance à la compression et à la traction suffisantes, une résistance d'adhérence élevée et une bonne durabilité. Tous les types ont montré une résistance à la compression semblable, mais la résistance à la traction des matériaux résineux et des matériaux cimentaires modifiés par polymères est significativement plus élevée que celle des matériaux cimentaires, en raison du réseau polymère (Morgan, 1996).

Tableau 2.2 – Propriétés typiques des matériaux de réparation (Zhou, 2011).

Propriétés mécaniques	Matériaux cimentaires	Matériaux cimentaires modifiés par polymère	Béton polymère
Résistance à la compression (MPa)	20-50	30-60	50-100
Résistance à la traction (MPa)	2-5	5-10	10-15
Module de Yong (GPa)	20-30	15-25	10-20
Module d'expansion thermique (10^{-6}C^{-1})	10	10-20	25-30
Température maximale de service	300	100-300	40-80

2.8 Choix de matériaux de réparation

En général, les structures en béton doivent être réparées afin de maintenir la sécurité des usagers et de prolonger leur durée de vie. L'exécution d'une réparation a pour but d'améliorer les performances fonctionnelles de la structure, de restaurer et d'augmenter la résistance et la rigidité, améliorer l'apparence de la surface du béton, limiter la pénétration des agents agressifs aux armatures et d'améliorer la performance de durabilité des structures. La réparation appropriée des structures en béton détérioré dépend de la précision du diagnostic et de l'évaluation des causes de détérioration (Dehwah, 1990). Le choix d'un matériau de réparation optimale est l'un des facteurs crucial qui déterminent la réussite de tout processus de réparation,

donc il faut connaître les propriétés mécanique et le comportement du matériau de réparation à l'état frais et durci. La [Figure 2.6](#), présente une approche systématique indispensable pour le choix d'un matériau de réparation.

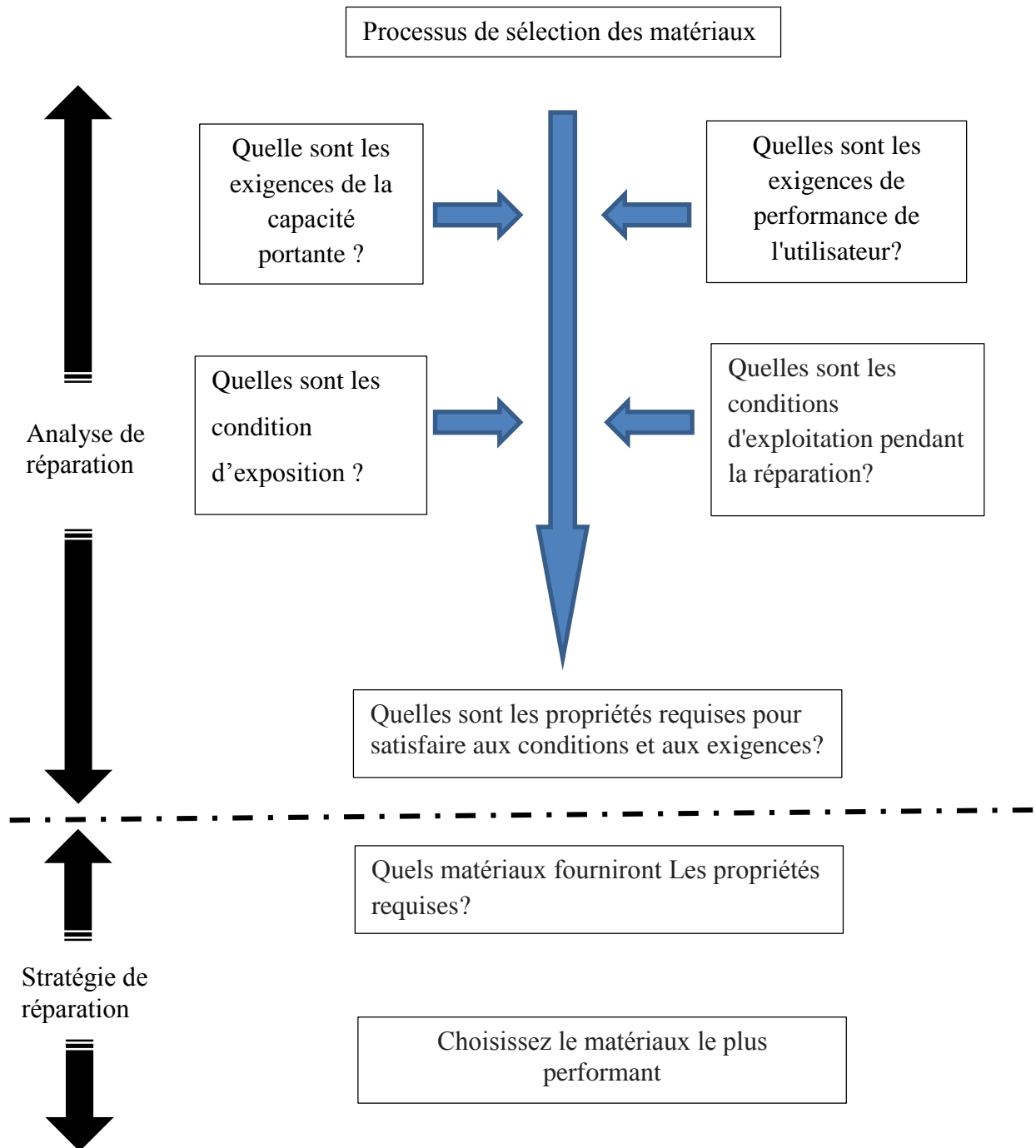


Figure 2.6 – Organigramme illustrant le processus de la sélection d'un matériau de réparation (Pattnaik, 2006).

2.9 Compatibilité entre les matériaux de réparation et le substrat béton

La durabilité des réparations effectuées sur des ouvrages en béton armé pose un vrai problème dans le génie civil. En effet, près de la moitié des opérations de réparation concluent par un échec prématuré marqué principalement par le décollement du matériau de réparation. Donc, le matériaux choisi pour la réparation doit montrer des performances intrinsèques élevées aussi bien en termes de tenue mécanique (résistance mécanique, force d'adhérence) que de durabilité (porosité, perméabilité, faible diffusion d'agents agressifs...) (Hassan et al., 2000). Selon le type d'environnement de l'exposition et la détérioration de la structure, l'efficacité du processus de réparation est également influencé par des facteurs tels que les propriétés intrinsèques du matériau de réparation sélectionné, la qualité de la zone détérioré et le plus important, la compatibilité du système.

La compatibilité dans un système de réparation est la combinaison des propriétés entre le matériau de réparation et le substrat qui assure que le système combiné résiste à des contraintes appliquées et maintient son intégrité structurale et les propriétés protectrices dans un certain environnement d'exposition sur une durée vie de service désignée.

La stabilité dimensionnelle, chimique, électrochimique et les propriétés de transport du matériau de réparation et le béton de substrat sont les principaux aspects de la compatibilité (Emmons et Vaysburd, 1996; Morgan, 1996). Il y a une large gamme de mortiers de réparation avec des propriétés différentes, disponibles sur le marché et promus par les fournisseurs, qui rend souvent difficile la sélection du matériau le plus approprié. Il est à noter que ces mortiers sont considérés comme des matériaux de réparation très efficaces en raison des performances de leurs propriétés. Toutefois, leur déformation de rétrécissement est significativement affectée par l'environnement de cure.

2.9.1 Récapitulatif du problème de l'incompatibilité déformationnelle

La durabilité d'une structure réparée dépend directement de la bonne compatibilité entre le support et le rechargement. Les résultats obtenus par Vaysburd (1993) et Emmons et Vaysburd (1994) permettent d'établir un bilan technique complet sur les réparations. Dans une approche mécanique, le [Tableau 2.3](#) présente les solutions préconisées pour la réparation.

Tableau 2.3 – Compatibilité mécanique : caractéristiques du matériau de réparation à viser comparativement au support pour un rechargement mince adhérent (Emmons et Vaysburd, 1994; Hwang, 2006).

Propriétés du matériau de réparation	Rapport souhaitable avec la propriété du matériau du support
Résistance en compression	Identique ou inférieure
Fluage (en traction)	Supérieur
Dilatation thermique	Identique
Module élastique	Identique ou inférieur
Résistance en traction	Supérieure
Retrait	Aussi faible que possible

2.9.2 Facteurs influençant la compatibilité

Pour obtenir des réparations durables, il est nécessaire de prendre en considération les facteurs qui influent sur la conception et le choix des systèmes de réparation comme parties d'un système composite. Les facteurs majeurs qui influent sur la compatibilité entre le matériau de réparation et le substrat comprennent des propriétés mécaniques telles que le module d'élasticité, les résistances à la compression et à la traction, le retrait et des propriétés de durabilité telles que la porosité, la perméabilité, la résistivité électrique etc... (Morgan, 1996 ; Pattnaik, 2006).

La compatibilité thermique est importante à considérer en particulier lorsque l'infrastructure à réparer se trouve dans un environnement qui subit de grandes variations de température. Un écart important entre les coefficients de dilatation thermique du socle et du matériau de réparation peut créer une restriction des déformations et donc des contraintes internes dans la réparation (Bastien Masse, 2010). La Figure 2.7, présentée par Schueremans (2011), résume les différents facteurs influant sur la compatibilité des matériaux de réparation.

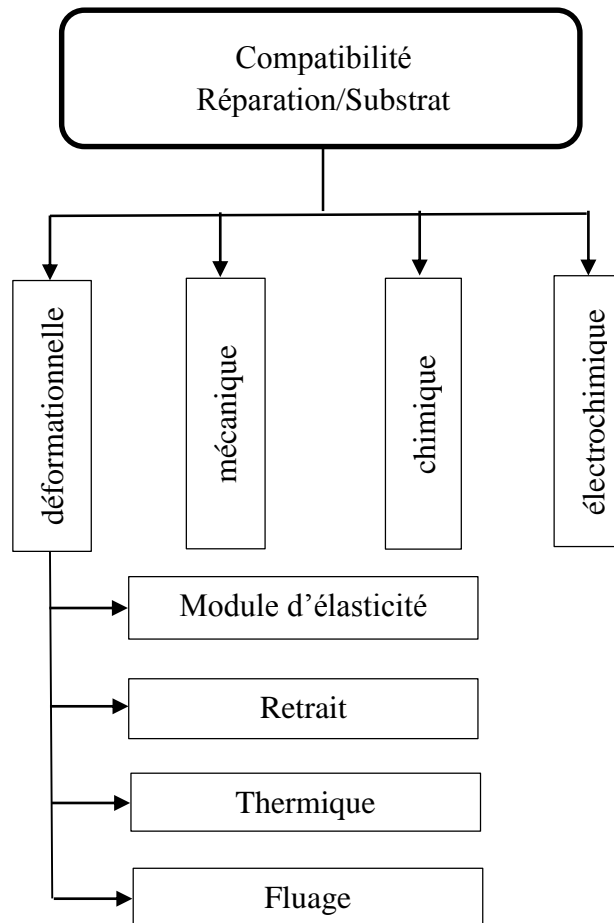


Figure 2.7 – Facteurs influençant la compatibilité d'un matériau de réparation (Schueremans et al., 2011).

2.9.2.1 Module d'élasticité

Le module d'élasticité est une propriété importante en ce qui concerne la déformabilité du matériau de réparation. Un matériau à faible module d'élasticité se déforme plus que celui ayant un module élevé sous une charge donnée. Lorsque la charge externe (compression ou traction) est appliquée parallèlement à la zone de transition (Fig. 2.8), les matériaux avec différents modules d'élasticité vont transférer des contraintes du matériau à faible module d'élasticité au matériau à module élevé, ce qui provoque la rupture du matériau à module élevé. Lorsque la charge externe est appliquée perpendiculairement à la zone de transition, la différence de rigidité entre les deux matériaux pose moins de problème si la charge externe est une compression. Mais, si la charge externe est une force de traction, l'incompatibilité du module d'élasticité va provoquer un décollement (Pattnaik, 2006).

Cependant, le module d'élasticité doit être similaire à celui du substrat (Hassan et al., 2001; Woodson, 2009). Cela permet un transfert de charge uniforme sur une section réparée. L'utilisation de matériaux avec un module d'élasticité inférieur engendre de faibles contraintes

internes. Cela réduit le risque de fissuration et le décollement d'une réparation (Woodson, 2009).

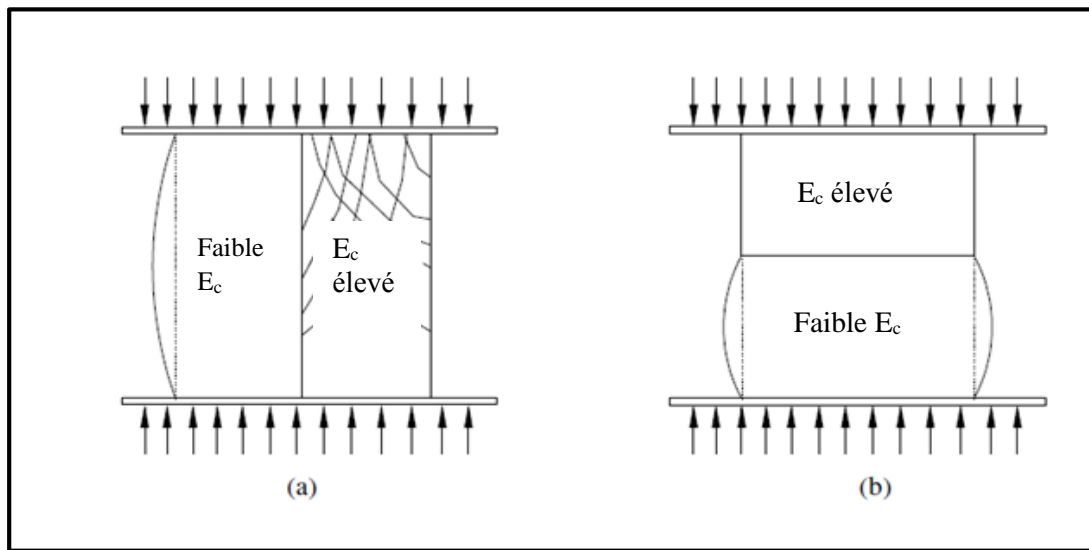


Figure 2.8 – Effet de l'incompatibilité du module d'élasticité (a) charge parallèle (b) charge perpendiculaire (Pattnaik, 2006).

2.9.2.2 Retrait

La majorité des matériaux ont tendance à rétrécir, en particulier au jeune âge, tandis que le retrait du substrat est négligeable. Le retrait du matériau de réparation est donc limité par le substrat. En conséquence, le retrait différentiel entre le matériau de réparation et le substrat provoque une contrainte de traction dans le matériau de réparation et des contraintes de cisaillement et de décollement à l'interface. Ces contraintes peuvent conduire à des fissures dans le matériau de réparation et la délamination de l'interface (Fig. 2.9).

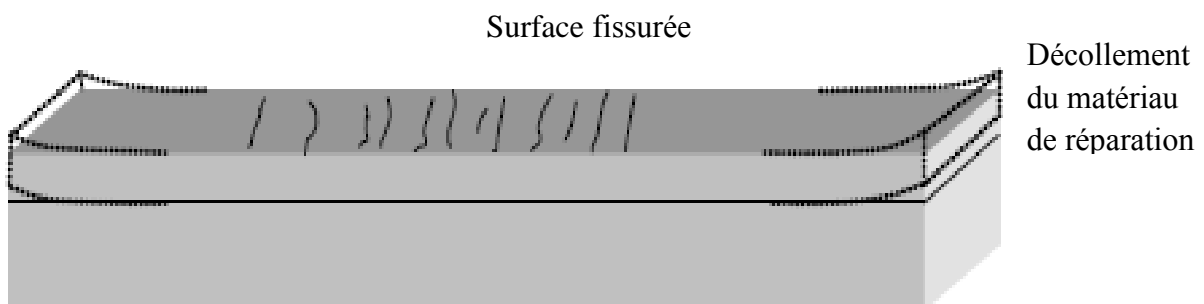


Figure 2.9 – Fissuration et décollement du matériau de réparation due au retrait différentiel (Li and Li, 2006).

En outre, la fissuration du matériau de réparation accélère la pénétration de l'eau, de l'oxygène, des chlorures, des alcalis ou des sulfates dans le système de réparation. Cela peut provoquer la corrosion des armatures et la détérioration du béton. Finalement, la réparation du béton échoue.

D'après [Hassan et al., \(2001\)](#), la stabilité dimensionnelle est probablement le facteur le plus important qui contrôle le changement de volume dû au retrait et pour évaluer la compatibilité entre le nouveau et l'ancien béton. Il est reconnu que le matériaux le plus approprié pour une réparation durable est le matériaux qui à un faible retrait et un similaire module d'élasticité ([Hassan et al., 2001](#)). Donc le matériau de réparation a très faible retrait devrait être choisi afin de minimiser les problèmes de compatibilité entre le nouveau matériau et le socle de béton ([Pattnaik, 2006](#)). Cependant, afin d'éviter la création de contraintes élevées par le retrait restreint, un béton de réparation doit idéalement avoir un retrait plus faible ([Decter, 1997](#); [Hassan et al., 2001](#); [Bastien Masse, 2010](#)).

2.9.2.3 Résistance à la traction

La résistance à la traction d'un matériau de réparation est le produit d'une combinaison de charges externes, des changements de volume (variations du retrait, du fluage, de la température et de l'humidité) et de l'incompatibilité entre les propriétés du matériau de réparation et du substrat. Lorsque l'un de ces forces produit une contrainte de traction supérieure à la capacité de traction du matériau de réparation, la déformation du matériau peut être prévu sous forme de fissures de traction, écaillage ou décollement. Donc, il est important également de tenir compte de la résistance en traction du matériau lors de la sélection d'un matériau approprié pour un projet de réparation.

Un matériau ayant un module d'élasticité plus élevé possède généralement une résistance en traction plus grande ([Bastien Masse, 2010](#)). La résistance à la traction minimale doit être de 10% de la résistance à la compression pour le durcissement humide, mais pas moins de 8% de la résistance à la compression ([Hwang, 2006](#)).

2.9.2.4 Résistance à la compression

Les résistances à la compression et à la flexion qui influent sur la compatibilité entre le matériau de réparation et le socle de béton deviennent des paramètres importants pour le succès d'une réparation. Il est généralement reconnu que le potentiel de la fissuration des matériaux de réparation à base de ciment augmente à des résistances à la compression élevées ([Hwang, 2006](#)). Donc, il est nécessaire de connaître la valeur de la résistance à la compression avant de faire le

choix du matériau. Cependant, il est généralement reconnu que le matériau utilisé doit avoir des propriétés de résistance similaires ou supérieures à celles du substrat.

2.9.2.5 Durabilité des matériaux de réparation

Les caractéristiques de durabilité sont des facteurs très importants pour l'évaluation de la performance du matériau de réparation. Plusieurs auteurs ont montré que la différence entre les différents types de matériaux de réparation est plus marquée dans leurs propriétés de transport que leurs propriétés de résistance, ce qui prouve l'importance de ces caractéristiques dans les spécifications de la performance des matériaux de réparation (Hassan et al., 2000; Cabrera et al., 1997).

Parmi ces caractéristiques, on distingue la porosité qui a une influence très importante sur le succès d'une réparation à cause de la différence de la porosité ou le taux des chlorures entre la zone réparée et le nouveau béton, ce qui accélère la corrosion provoquant une déformation prématurée ou un décollement. Donc, lors de la sélection d'une réparation, il est important de s'assurer que le substrat et le matériau de réparation possèdent une porosité similaire. (Hwang, 2006).

Skoglund et al., (2008) ont étudié le transport des chlorures du substrat contaminé au béton de réparation. Les résultats obtenus ont montré que le transport des chlorures aux matériaux de réparation est faible en utilisant un rapport E/C=0,45 ou moins dans le béton de réparation et aussi un faible rapport E/C=0.40 dans le substrat a montré un faible transport de chlorure dans les matériaux de réparation (Fig. 2.10).

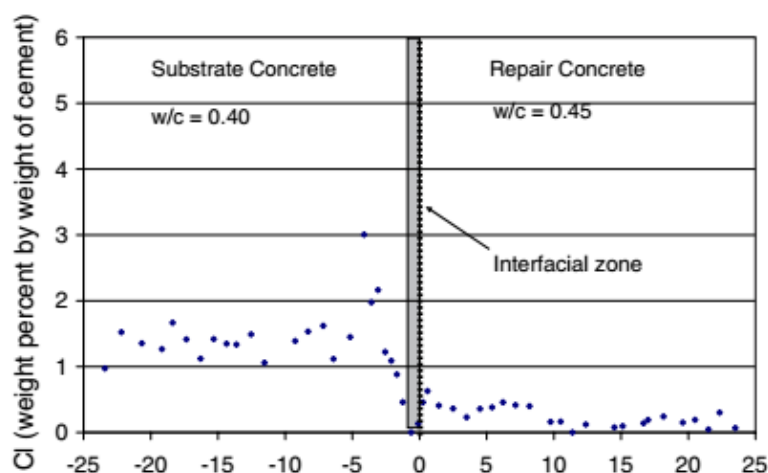


Figure 2.10 – Le transport des chlorures aux mortiers de réparation (Skoglund et al., 2008).

Les profondeurs de la carbonatation de la zone de transition sont plus profondes dans les échantillons conservés à une humidité constante (80% HR) que dans les échantillons conservés dans le site d'exposition extérieur. Cependant, pour assurer une réparation durable, le taux de chlorure dans le substrat adjacent à la réparation doit être suffisamment faible, et une augmentation possible du taux de chlorure dans le temps doit être prise en compte.

La perméabilité du matériau doit être faible afin d'éviter la pénétration des agents agressifs tels que les chlorures (sels de déverglaçage) et éviter que la réparation se dégrade rapidement (Bastien Masse, 2010; Decter, 1997). Si la détérioration de l'ouvrage à réparer est d'origine chimique (par exemple la réaction alcali-granulat), il faut prêter attention à la composition chimique du matériau de réparation afin que les mêmes problèmes ne se reproduisent pas. Enfin, si la corrosion des armatures est un problème de l'infrastructure à réparer, il faut s'assurer que la compatibilité électrochimique entre le béton de réparation et celui en place est adéquate (Morgan, 1996).

2.10 Mécanismes de dégradation des réparations par rechargement mince adhérent à base cimentaire

Le rechargement mince adhérent et le support forment un système bicouche. Plusieurs recherches dans la littérature (Chausson, 1997; Farhat, 1999; Granju et al., 2004; Sabathier, 2004; Tran, 2006) montrent que la durabilité des rechargements dépendent de deux paramètres essentiels :

- la durabilité de la couche de rechargement elle-même;
- la durabilité de son adhérence au support.

La durabilité du rechargement est caractérisée par le développement des fissures sur sa surface. Cependant, le problème majeur est la durabilité de la liaison entre le rechargement et le support, autrement dit, le problème du décollement de l'interface.

2.11 Résistance d'adhérence

L'adhérence entre les matériaux de réparation et le substrat joue un rôle très important dans les réparations du béton (Xiong, 2002), c'est un indice de performance des matériaux de réparation (Qiao et al., 2010). Donc, il est nécessaire que dans l'évaluation de la performance des matériaux de réparation de prendre en considération la résistance d'adhérence qui dépend de la rugosité de la surface, de la solidité, de la propreté, de l'échange d'humidité et de la qualité de la zone de transition (Austin et al., 1995; Garbacz et al., 2006; Espeche and León, 2011). Afin d'assurer une bonne adhérence de la réparation, il faut choisir correctement les méthodes de

démolition du béton détérioré et préparer de la surface avant la mise en place de la réparation (Bastien Masse, 2010). En plus des facteurs ci-dessus, la résistance d'adhérence mesurée dépend considérablement de la méthode utilisée (Momayez et al., 2005). La dimension, la géométrie de l'échantillon et l'état de contrainte sur la surface de contact sont dépendant de la méthode d'essai choisie. Donc, une attention particulière doit être prise lors du choix de l'essai d'adhérence.

2.11.1 Rugosité du substrat béton

La préparation de la surface du substrat consiste à augmenter la rugosité de la surface et pour éliminer le béton détérioré. Afin d'assurer une bonne adhérence de la réparation, il faut choisir correctement les méthodes de démolition du béton détérioré et préparer la surface avant la mise en place de la réparation parce qu'elle joue un rôle sur la résistance de l'interface entre le nouveau et le vieux béton. Il existe de nombreuses techniques utilisées pour rendre rugueuse la surface du substrat béton (Zhou, 2011). Certains traitements de surface, notamment le sablage et le fraisage, peuvent causer des microfissures dans les surfaces, La microfissuration affaiblit l'interface entre la réparation et le socle de béton (Garbacz et al., 2006). En général, sans la présence de microfissures, l'augmentation de la rugosité conduit à une augmentation de la résistance d'adhérence de l'interface, en particulier la résistance d'adhérence au cisaillement (Austin et al., 1995; Santos et Julio, 2007).

Les techniques par projection comprennent le jet de sable et l'hydrodémolition. Ces techniques génèrent une surface caractérisée par un profil de vagues ayant de bonnes amplitudes. L'hydrodémolition consiste à utiliser un jet d'eau à haute pression (pression de 125 MPa avec un débit de 27 l/h) pour démolir le béton détérioré. Cette méthode ne crée pas de microfissuration à la surface du béton sain et permet d'obtenir une surface suffisamment rugueuse. L'adhérence entre le nouveau béton et le vieux béton est meilleure pour une surface hydrodémolie.

Garbacz et al., (2006) ont démontré que la présence des fissures et des particules de béton rejeté lors du traitement de la surface sont deux facteurs qui influent sur l'adhérence dans le système de réparation, particulièrement dans le cas d'un mauvais substrat. Ils ont conclu que la résistance d'adhérence augmente considérablement dans le cas de surfaces en béton avec une rugosité élevée (par exemple après sablage), que pour les surfaces avec une faible rugosité.

2.11.2 Degré de saturation du substrat béton

L'échange d'humidité entre le matériau de réparation et le substrat joue un rôle très important dans le développement des propriétés de l'interface (Courard et al., 2011). Il influe sur l'hydratation du ciment et le développement de la microstructure du matériau de réparation, qui déterminent les propriétés mécaniques de l'interface. Il peut être divisé en deux étapes (Zhou, 2011) :

- Avant le durcissement du matériau de réparation, le socle de béton absorbe l'eau du matériau de réparation par l'absorption capillaire, cela entraîne une perte d'eau du matériau de réparation et donc une réduction du rapport E/C.
- Après la prise du matériau de réparation, l'échange d'humidité, entre le matériau de réparation et le substrat, entraîné par des gradients de pression capillaire dans les deux matériaux.

Une étude a été réalisée par Courard et al., (2011) afin d'élaborer des spécifications et des critères de performance pour la préparation de surface du substrat. Ils ont développé un essai sur le terrain pour déterminer le conditionnement d'humidité optimale du substrat avant l'application de matériau de réparation. Les résultats obtenus montrent clairement l'effet de l'eau dans la zone superficielle du béton et la difficulté d'évaluer avec précision le niveau de saturation. L'essai d'absorption initiale de surface (ISAT) représente une bonne indication de la teneur en eau sur une surface relativement lisse et il est moins coûteux et rapide (Courard et al., 2011).

2.11.3 Zone de transition

Afin d'obtenir une rupture monolithique dans un système de réparation, le matériau de réparation doit montrer une résistance d'adhérence adéquate. La mise en place d'agents de liaison, tels que les mortiers avec latex ou la résine d'époxy, sont parfois utilisés pour améliorer la zone de contact entre le nouveau matériaux de réparation et le socle de béton. La zone de transition entre le matériau de réparation et l'ancien de béton (Fig. 2.11) est similaire à la liaison entre les granulats et la pâte de ciment (Pigeon and Saucier, 1992).

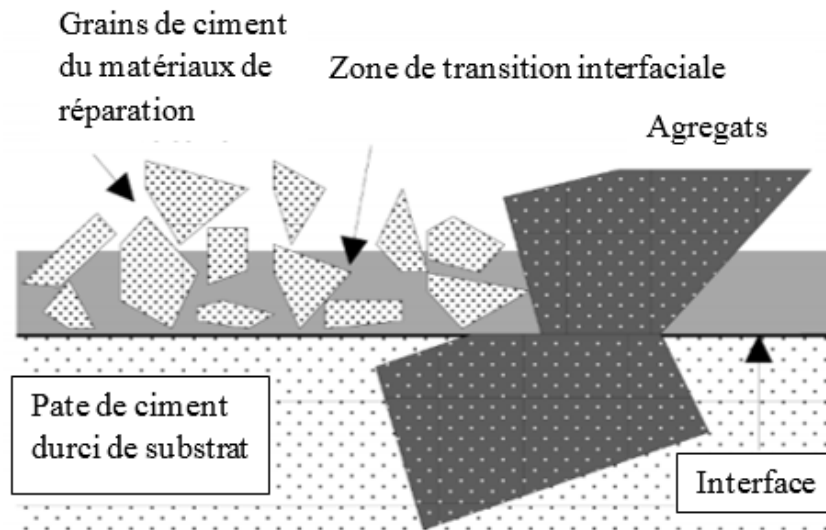


Figure 2.11 – La zone de transition entre le substrat et le matériau de réparation (Pigeon et Saucier, 1992).

Plusieurs chercheurs (Xiong et al., 2002; Xiong et al., 2004; Li, 2003; Xiong et al., 2006; Courard et al., 2011) ont considéré la zone de contact comme une «zone de transition faible» qui contrôle de nombreuses propriétés du système réparé. En plus de la résistance d'adhérence élevée, l'évaluation du matériau de réparation selon le type de rupture par des essais d'adhérence du système est indispensable. Li (2003) a étudié la résistance d'adhérence de trois types de béton de réparation tels que le béton à base de ciment, d'agent expansive et de cendres volantes. Il a constaté que le béton de réparation à base de cendres volantes montre, la résistance la plus faible au jeune âge (7jours), et la résistance d'adhérence la plus élevée à long terme par rapport aux autres béton de réparation. D'après l'auteur, ces résultats sont attribués à les propriétés pouzzolaniques des cendres volantes.

2.11.4 Essais d'adhérence

Les résultats et l'interprétation des essais d'adhérence de l'interface dépendent considérablement de l'essai utilisé (Bissonnette et al., 2011). Cependant, plusieurs chercheurs ont effectué des essais d'adhérence afin d'évaluer la résistance de l'interface entre le béton de réparation et son substrat tel que l'essai d'adhérence par traction (Pull Off), par flexion, par traction ou cisaillement direct et par cisaillement oblique (Momayez et al., 2005; Julio et al., 2004; Qiao et al., 2010). On distingue trois groupes principaux: les essais de traction, de cisaillement pur et de cisaillement par compression comme le montre la Figure 2.12.

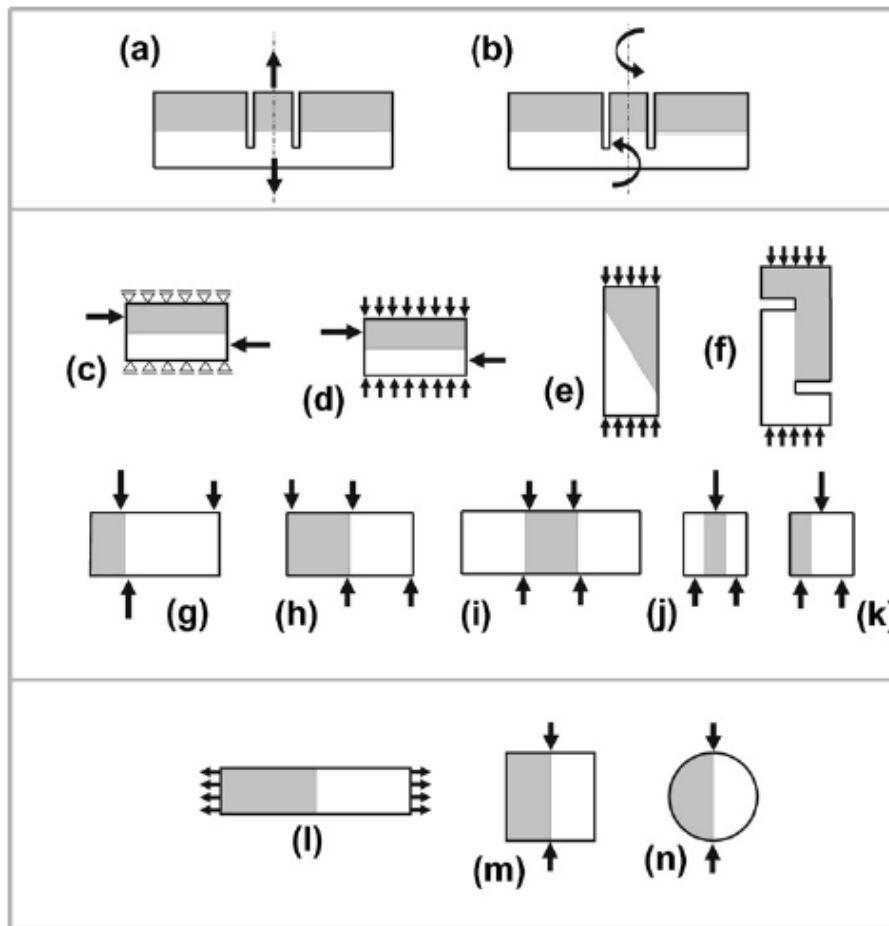


Figure 2.12 – Essais de détermination de la résistance d'adhérence dans un système de réparation (Espeche and León, 2011).

2.11.4.1 Essais d'arrachement (Pull-off)

Selon la norme ASTM C 1583, dans un essai de traction directe, les charges sont appliquées perpendiculairement à l'interface du système. Le procédé le plus courant est l'essai d'arrachement (Pull-off), qui est généralement préféré en raison de sa simplicité relative, l'état de contrainte et les possibilités de la mesure in situ (Fig. 2.12a) (Austin et al., 1995; Silfwerbrand 2003; Julio et al., 2004).

Dans cet essai, une couronne de carottage est percé au travers le béton de réparation dans le substrat pour avoir une carotte partielle, comme illustré dans la Figure 2.13, un diabololo métallique est collée à l'extrémité de la carotte et tiré par un appareil qui réagit contre la surface entourant la carotte. L'essai d'arrachement offre la mesure la plus conservatrice car elle n'est pas influencée par le frottement ou d'autres forces qui sont présentes dans les autres méthodes (Momayez et al., 2005). Il est facile de quantifier cet essai dans les cas où la force de traction d'interface est inférieure à la résistance à la traction du matériau.

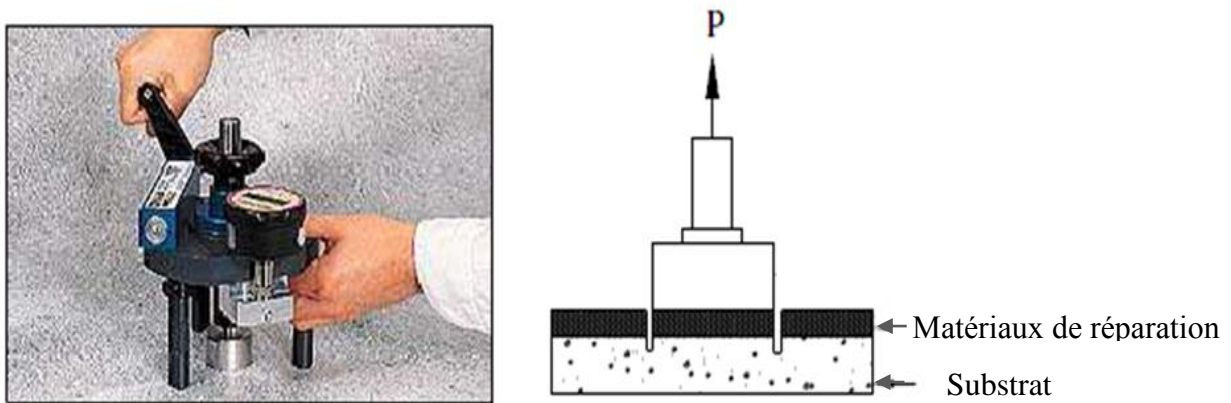


Figure 2.13 – Essais d'arrachement (Pull-off).

Austin et al., (1995) ont rapporté que l'essai (Pull-Off) représente une bonne méthode pour l'évaluation de la résistance d'adhérence par traction à condition que des précautions appropriées soient prises pour minimiser l'influence des propriétés du matériau de réparation et du substrat. Cependant, les résultats de cet essai peuvent être fortement influencés par l'excentricité du chargement et de la difficulté du carottage. Cette technique est très sensible à la profondeur de carottage dans le substrat et à l'incompatibilité du matériaux, par exemple, le retrait et les mouvements thermiques peuvent aussi causer des concentrations de contraintes, ce qui permettra de réduire la charge d'arrachement à la rupture (Austin et al., 1995). Silfwerbrand (2003) a développé un essai (Fig. 2.12b) qui est utilisé in-situ pour évaluer la résistance d'adhérence à la torsion qui peut être assimilée à la résistance d'adhérence au cisaillement.

2.11.4.2 Essais d'adhérence au cisaillement oblique

La norme ASTM C882 est largement utilisée pour l'évaluation de l'adhérence des matériaux de réparation à base de ciment comme le montre la Figure 2.14. L'essai de cisaillement oblique est une méthode appropriée pour l'évaluation de l'adhérence. Selon Tayeh et al., (2013) cette méthode est devenu l'essai le plus utilisé et a été adopté par un certain nombre de codes nationaux. La résistance d'adhérence au cisaillement peut être déterminée en appliquant des forces de cisaillement parallèles à l'interface. L'essai de cisaillement oblique (Fig. 2.12e) mesure l'adhérence sous une combinaison de cisaillement et de compression (Bissonnette et al., 2011; Austin et al., 1999).



Figure 2.14 – Essai de la résistance d’adhérence au cisaillement oblique (Santos, 2007).

Cet essai consiste en la détermination de la résistance à la compression nécessaire pour la rupture d’un cylindre composé. La résistance d’adhérence représente le rapport entre la charge de rupture et l’air de la surface oblique (Pattnaik, 2006; Tayeh et al., 2013). Selon les résultats obtenus par Silfwerbrand (2003), la résistance d’adhérence au cisaillement oblique est considérablement supérieure à la résistance par traction. Il a montré que la contrainte moyenne de cisaillement à la rupture était 2,85 MPa, soit 7 fois plus élevée que la contrainte de traction, ces résultats confirment les résultats obtenus par Momayez et al., (2005) qui ont noté que la résistance d’adhérence mesurée décroît avec la méthode d’essai dans l’ordre suivant: le cisaillement oblique, Bi-surface (nouvel essai du cisaillement direct), la résistance au fendage et à l’arrachement (Pull Off) (Fig. 2.15).

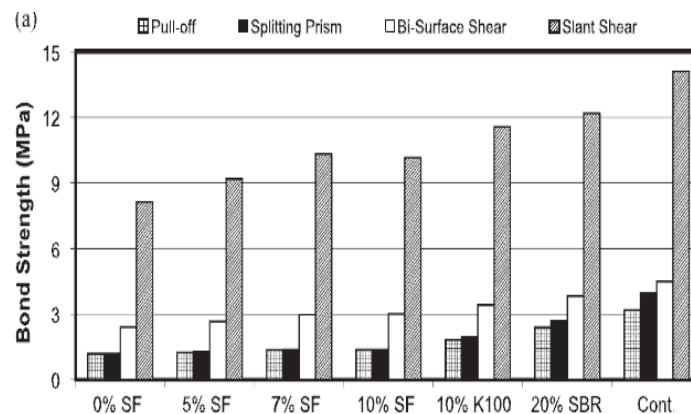


Figure 2.15 – Résistance d’adhérence par différentes méthodes à faible rugosité (Momayez et al., 2005).

Cet essai est largement utilisé pour la caractérisation des produits de réparation, mais il présente plusieurs inconvénients (Austin et al., 1999). En particulier, la contrainte de rupture est extrêmement dépendante de l'angle du plan fixé par la norme d'essai. Austin et al., (1999) ont noté que l'angle critique est entre 0 et 40°. Il est également relativement insensible à la rugosité de la surface. Enfin, l'essai est sensible aux différences dans le module d'élasticité des matériaux de réparation et du substrat qui peuvent provoquer des concentrations de contraintes (Austin et al., 1999).

Il faut noter également que les matériaux de réparation ont été considérés compatibles ou incompatibles avec le substrat selon le mode de rupture. Si la rupture se produit dans le substrat, alors il s'agit d'une rupture compatible et si la rupture se produit à l'interface, on peut dire que le matériau de réparation est incompatible avec le substrat (Czarneck et al., 1999), comme le montre la Figure 2.16.



Rupture à l'interface



Rupture monolithique



Rupture dans le substrat

**Figure 2.16** – Modes des ruptures des spécimens (Şahmaran et al., 2013a).

2.11.4.3 Essais de résistance à la flexion en 4 points

L'essai de résistance en quatre points a pour but d'évaluer la compatibilité entre le nouveau et l'ancien béton selon la norme **ASTM C 78**, le matériau de réparation est placé dans la zone tendu. Cette évaluation dépend du mode de rupture comme le montre la [Figure 2.17](#). À cet effet, si la rupture passe par le matériau de réparation et de substrat sur le tiers médian de la poutre, alors c'est un échec de compatibilité ou bien le matériau de réparation est incompatible avec le substrat, comme illustré dans la [Figure 2.17](#) ([Pattnaik, 2006](#)).

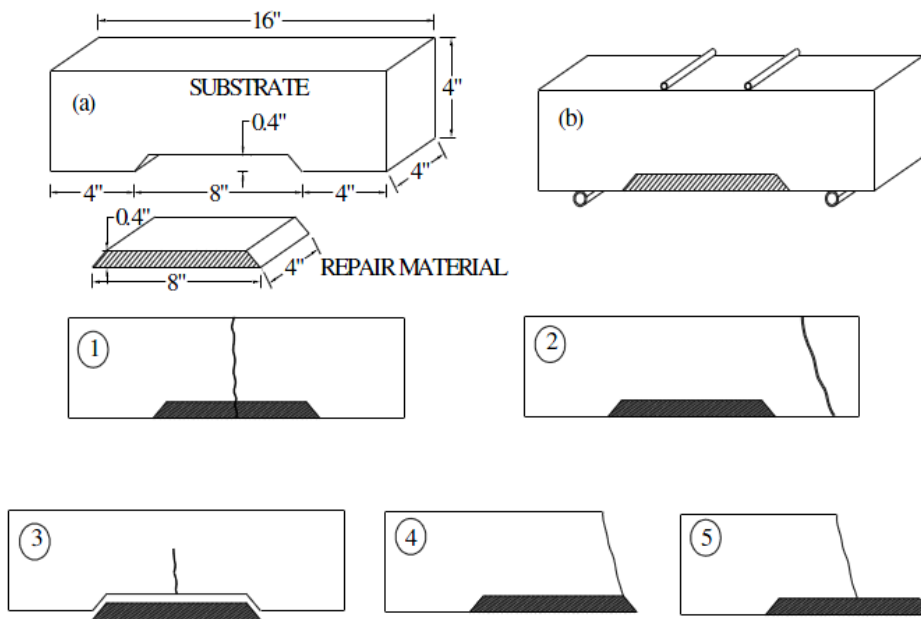


Figure 2.17 – Essais de compatibilité : 1,2 compatible ; 3,4,5 Incompatible
(a) Dimension de l'échantillon (b) flexion en 4 points ([Pattnaik, 2006](#)).

2.11.5 Paramètres affectant les essais d'adhérence

Les valeurs de la résistance d'adhérence de l'interface obtenues par différentes méthodes dépendent sensiblement des dimensions des échantillons, du dispositif d'essai, du taux de chargement, etc... Cependant, une surface propre, solide et rugueuse est nécessaire pour avoir une bonne adhérence. Pour cela, une étude a été menée par [Austin et al., \(1995\)](#) afin d'étudier l'effet du traitement de la surface, du module d'élasticité et les dimensions des échantillons sur la résistance d'adhérence par traction. Ils ont noté que la condition de l'humidité de l'intérieur et la surface du substrat influencent le développement de la résistance d'adhérence. Selon [Garbacz et al., \(2006\)](#), l'utilisation d'une couche de liaison augmente considérablement la résistance d'arrachement dans le cas de surfaces en béton avec une rugosité élevée (après grenailage), tandis que pour les surfaces à faible rugosité (après sablage), cet effet est moins significatif. Par contre, l'application des matériaux de réparation sans la couche de liaison a

entraîné une diminution de la résistance à l'arrachement. La valeur la plus faible (0,5 MPa) a été obtenue pour le béton après broyage mécanique. La rugosité de la surface et les techniques de traitement de surface sont deux facteurs qui influent considérablement la résistance d'adhérence par traction et cisaillement (Tayeh et al., 2013). La norme **ASTM C 882**, spécifie l'utilisation du sablage et du brossage sec pour la préparation de la surface inclinée du substrat avant le collage du matériau de réparation.

Granju et al., (2004) ont évalué l'effet de la rugosité de la surface sur l'adhérence entre le matériaux de réparation et le substrat. Les résultat obtenus ont montré que la technique de sablage présente des valeur plus élevées de la résistance d'adhérence en traction et en cisaillement par rapport aux autres techniques utilisées. Il ont observé, aussi, une bonne corrélation entre les résultats d'essais de cisaillement obliques et les résultats d'essai d'arrachement. Concernant la résistance d'adhérence au cisaillement, elle est moins affectée par la préparation de la surface. Par contre, elle est plus affectée par l'angle du plan fixé par la norme égale à 30°.

2.12 Conclusion

La compatibilité entre le matériau de réparation et le béton à réparer est un facteur très important qui doit être pris en considération lors de le choix du matériau de réparation. De plus, l'évaluation du système de réparation se fait par la mesure de la résistance d'adhérence par les essais cités ci-dessus, le présent travail a permis de faire ressortir les paramètres qui ont une influence sur le système d'une réparation :

- Les matériaux de réparation à très faible retrait devraient être choisis afin de minimiser les problèmes de compatibilité entre le nouveau matériau et le socle de béton.
- Une faible perméabilité du béton de réparation permet d'éviter la pénétration des agents agressifs à l'intérieur du béton.
- L'hydrodémolition du béton détérioré sur l'élément à réparer permet d'éviter la microfissuration et d'obtenir une bonne rugosité. Ainsi, l'adhérence entre la réparation et le substrat est meilleure.
- La technique de sablage améliore la rugosité de la surface à réparer pour avoir des valeurs importantes de la résistance d'adhérence.
- Utilisation d'une couche de liaison avant l'application du matériau de réparation permet d'améliorer l'adhérence entre le nouveau et le vieux béton.

Chapitre 3:

SYNTHÈSE BIBLIOGRAPHIQUE SUR LE CCHD

3.1 Introduction

Une bonne réparation améliore la fonction et la performance de la structure et augmente l'imperméabilité ce qui permet de limiter la pénétration des agents agressifs aux armatures et améliore sa durabilité. En effet, la durabilité des structures en béton armé dépend généralement de la densification de la matrice du béton.

Pour une réparation durable, le matériau de réparation choisi doit montrer une bonne résistance à la compression, une résistance d'adhérence élevée et un faible retrait. Après avoir effectué une recherche bibliographique approfondie, on a repéré qu'un nouveau type de matériaux appelé *Composite Cimentaire à Haute Ductilité* (CCHD), également appelé un béton flexible qui est caractérisé par une ductilité et une résistance élevées représente un matériau idéal pour la réparation des structures en béton armé. Cependant, le CCHD peut être utilisé dans plusieurs applications grâce à la similarité de ses propriétés mécaniques à celles du béton de hautes performances puisque sa capacité de déformation et sa largeur de fissures sont considérablement améliorées en raison de sa haute ductilité (Li, 1997).

L'utilisation du CCHD améliore non seulement les performances mécaniques des réparations de béton, mais prolonge aussi la durée de vie des structures et réduit les coûts d'entretien et de réparation. Pour cela, le CCHD est considéré comme un bon choix pour la réparation des ouvrages en béton armé. Dans ce qui suit, on va montrer l'efficacité de ce nouveau matériau dans les projets de réparation.

3.2 Historique du Composite Cimentaire à Haute Ductilité

Une microstructure dense entraîne une faible perméabilité et empêche le transport des agents agressifs vers les armatures. Pour améliorer la densification de la matrice de béton, il est indispensable d'utiliser quelque ajout cimentaires tels que le laitier, les cendres volantes, la fumée de silice, le metakaolin et la pouzzolane naturelle ou un faible rapport E/L (Li, 2009).

En pratique, les éléments en béton armé se fissurent en raison du chargement structurel appliqué, du retrait et des déformations thermiques, qui sont pratiquement inévitables (Wittmann, 2002; Mihashi et De Leite, 2004). Ces fissures facilitent la pénétration d'ions agressifs qui provoquent la détérioration du béton armé. Bien que le béton non fissuré entre les fissures adjacentes puisse être extrêmement dense et pratiquement imperméable, la présence de fissures entraîne une perméabilité élevée qui entraîne la corrosion (Hearn, 1999). Ce problème de durabilité est dû au comportement fragile du béton. Pour résoudre ce

problème, l'amélioration de la ductilité et la densification de la matrice du béton sont nécessaires.

Les problèmes de durabilité résultants de la fissuration peuvent être résolus par l'utilisation du Composite Cimentaire à Haute Performance Renforcé par Fibres (CCHPRF), qui montre une ductilité très élevée que le béton normal (Li et al., 2004). L'utilisation de fibres dans le béton n'est pas une nouvelle technique. Il est reconnu que le béton conventionnel montre un comportement fragile en traction, avec une résistance à la traction et une ductilité faibles. Cette faible ductilité de béton peut conduire à la perte de l'intégrité structurelle. De nombreux problèmes de détérioration de l'infrastructure peuvent être attribués à la fissuration et à la fragilité du béton.

Plusieurs tentatives ont été faites ces dernières années pour surmonter ces problèmes. À cet effet, un nouveau type de composite cimentaire, appelé *Engineered Composites Cimentaires (ECC)*, réduisant ainsi le comportement fragile du béton a été développé pour obtenir une ductilité très élevée comme le montre la Figure 3.1. Le CCHD, abréviation du « *composite cimentaire à haute ductilité* » est une classe de matériaux cimentaires composites ultra ductile renforcé par de fibres, inventée à l'Université du Michigan en début des années 1990 (Li, 1993). Le nom *Engineered Cementitious Composite (ECC)* a été adopté par son développeur original (Li, 1993). Le CCHD ressemble au béton à base de ciment portland ordinaire, sauf qu'il montre une très grande capacité de déformation sous contrainte.

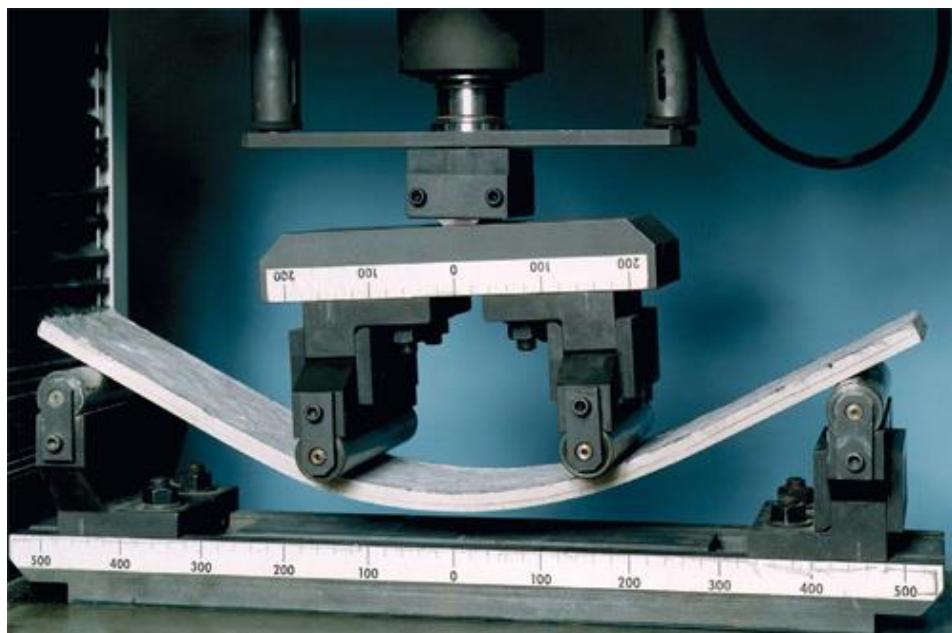


Figure 3.1 – Un spécimen CCHD en flexion sans rupture, juste comme plaque de métal.

La caractéristique la plus distinctive séparant le CCHD du béton conventionnel et du Béton de Fibre (BF) est la capacité de déformation à la traction qui est de l'ordre de 3% à 7%, en fonction du mélange du CCHD spécifique. Cette capacité de déformation est obtenue par la formation de nombreuses microfissures dont la largeur de ces microfissures est d'environ 60 μm (Yang et al., 2007), permettant une capacité de déformation supérieure à plus de 100 fois celle du béton normal. La Figure 3.2 illustre la courbe contrainte déformation du CCHD ainsi que l'évolution de la largeur des fissurations à différents chargements. Il est bien évident que le CCHD montre un comportement très ductile après la première fissuration et une grande capacité de déformation, par contre le béton normal et le béton de fibre ont montré un adoucissement en déformation (Li et Li, 2009; Şahmaran et Li, 2009).

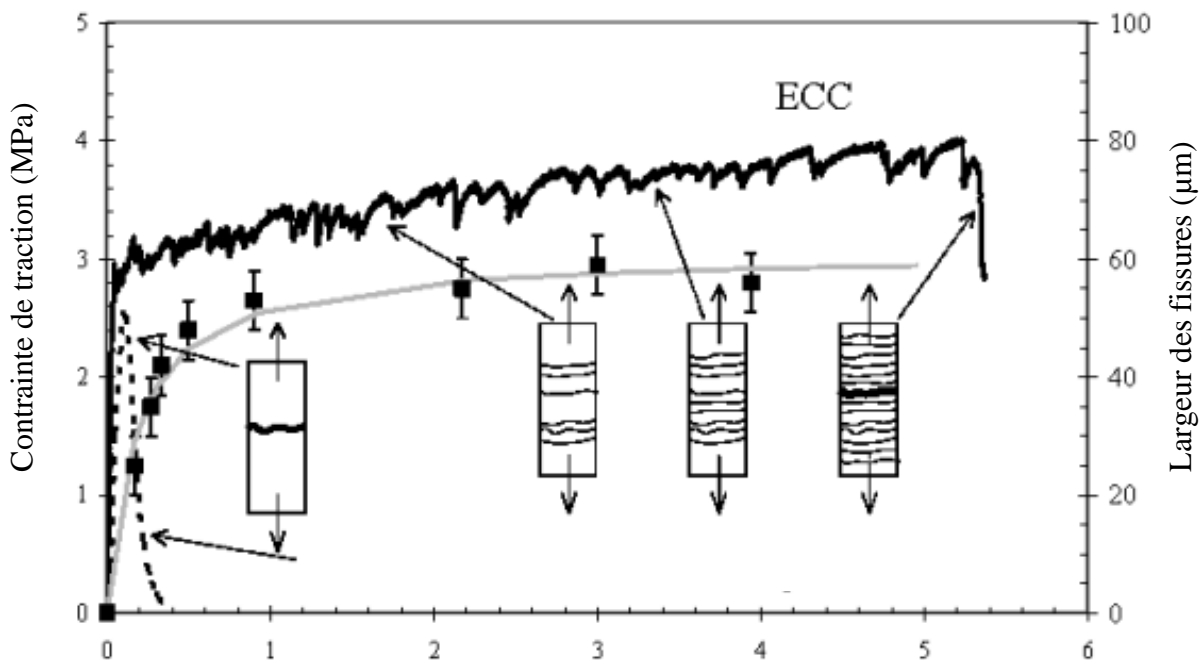


Figure 3.2 – Contrainte de traction et largeur des fissures du CCHD (Li, 2004).

Ce comportement de fissuration permet au CCHD d'atteindre une ductilité élevée similaire à des métaux ductile. Ce matériau présente également une ductilité très élevée lorsqu'il est soumis à des contraintes de cisaillement et à des charges accidentelles et une forte résistance aux déformations causées par des contraintes induites par l'interaction entre le béton et l'armature.

En raison de son comportement d'écrouissage ainsi que sa compatibilité avec le béton en ce qui concerne les propriétés mécaniques et la durabilité, le CCHD possède des caractéristiques

convenables et requises pour l'amélioration des performances des structures en béton armé tels que les bâtiments, les ponts ...etc.

Lorsque le CCHD est utilisé comme matériau de réparation, sa ductilité élevée et son comportement à la fissuration peuvent limiter les contraintes induites par le retrait empêché dans les réparations de béton. Selon plusieurs chercheurs (Kanda et al., 2003; Li et al., 2000; Lim et al., 1997), le CCHD peut être largement utilisé comme un matériau de réparation des structures en béton armé.

3.3 Types du CCHD

Le composite cimentaire à haute ductilité peut être considéré comme une famille de matériaux avec une haute résistance à la traction et une ductilité très élevée qui peuvent être ajustées en fonction des exigences d'une structure particulière. Il représente également une famille de matériaux avec des fonctionnalités différentes en plus des caractéristiques communes de la ductilité, la haute résistance à la traction et de la fissuration multiple et fine avec une largeur de fissure inférieure à 100 μm (Lepech et Li, 2005). La plupart des CCHPRFs requièrent un volume de fibres élevé pour obtenir de hautes performances, alors que pour le CCHD, une faible quantité, généralement 2% en volume, est suffisante.

Il existe plusieurs types de CCHDs. Des CCHDs autoplaçant ont été développés par l'utilisation d'adjuvants chimiques pour améliorer l'ouvrabilité. Un CCHD autoplaçant standard appelé (ECC-M45) a été élaboré par Li (1998) pour des applications de construction à grande échelle sur site. L'ECC-M45 présente un comportement d'écrouissage sous chargement à l'état durci en plus des propriétés similaires à celles du béton auto-plaçant à l'état frais. Wang et Li (2003) ont développé un CCHD léger (LW- ECC) pour des applications où la charge permanente des éléments de structure doit être très faible. Ce léger CCHD possède une capacité de déformation élevée en traction avec un comportement d'écrouissage et une résistance élevée en traction et en compression. Un CCHD à haute résistance au jeune âge a été développé également par Wang et Li (2006) pour des applications qui nécessitent une résistance élevée au jeune âge. Il répond aux exigences minimales de résistance avant que la structure soit remise en service. Les auteurs ont montré que le CCHD à haute résistance au jeune âge peut atteindre une résistance de 21 MPa après 3 heures et une capacité de déformation à la traction à long terme au-delà de 2 %.

3.4 Comparaison entre le CCHD et les autres matériaux composites

La différence fondamentale entre les propriétés mécaniques du CCHD et du BF est que le CCHD montre un comportement d'écroutissage (ductile) après la première fissuration, par contre le BF montre un comportement quasi-fragile (Li, 1998). La Figure 3.3 et le Tableau 3.1 présentent la différence entre la résistance à la traction du béton normal, du BF et du CCHD.

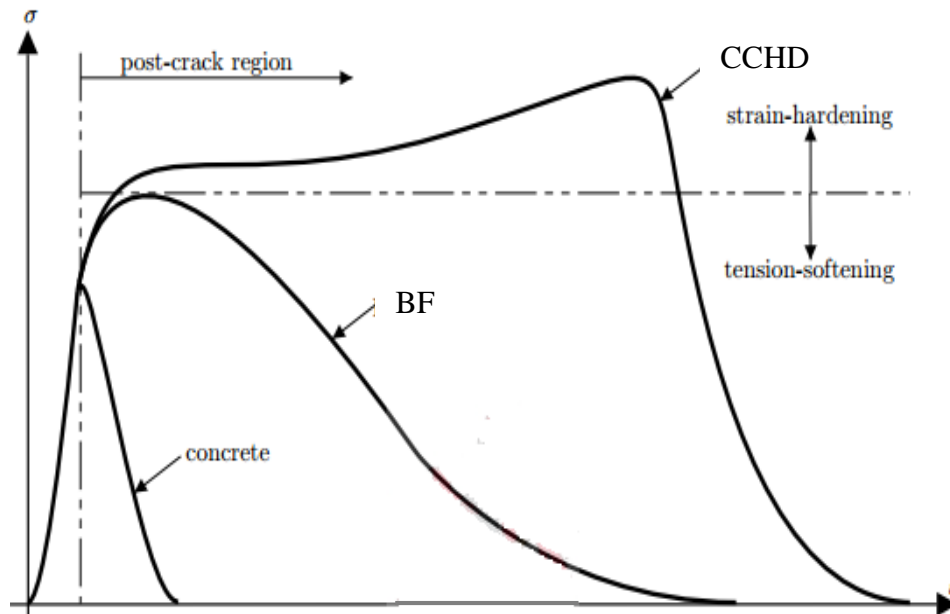


Figure 3.3 – Les trois types de ruptures observés dans les matériaux cimentaires (Li, 1998).

Le béton ordinaire présente un comportement fragile en traction. L'échantillon atteint sa charge de rupture après la première fissure. Au-delà de cette charge maximale, la largeur de la fissure continue à augmenter jusqu'à ce que la rupture se produise. Lorsqu'il est utilisé comme un matériau de réparation, le retrait empêché entraîne une augmentation de la largeur de fissure, donc un renforcement est nécessaire pour que le matériau de réparation puisse supporter les charges de traction. Par contre, le CCHD montre une ductilité élevée et des microfissures de diamètre inférieure à 100 μm (Yu et al., 2015). L'augmentation de la charge de traction entraîne une fissuration multiple de la matrice, au lieu d'augmenter l'ouverture de la première fissure, et une déformation importante.

La largeur de fissures dans le CCHD est généralement inférieure à 100 μm . En outre, la microfissure dans le CCHD peut améliorer considérablement les caractéristiques de durabilité du système de réparation en diminuant la perméabilité à l'eau et la pénétration des agents agressifs.

Tableau 3.1 – Comparaison entre le Béton de Fibres (BF), le Béton à Haute Performance Renforcé par des Fibres (BRFHP) et le CCHD.

	BF	BRFHP	CCHD
Fibre	N'importe quel type V_f généralement < 2% $D_f(\text{acier}) = 500 \mu\text{m}$	Généralement en acier V_f généralement >5% $D_f = 150 \mu\text{m}$	Les fibres d'Alcool polyvinylique PVA V_f généralement < 2% $D_f < 50 \mu\text{m}$
Matrice	Gros granulat	Granulats fins	Un sable de silice Sable fin
Comportement à la traction	Quasi-fragile	ductile	haute ductilité
Capacité de Déformation	0.1%	<1.5%	>3% – 8%
Largeur de fissure	Illimité	Plusieurs centaines μm Illimité pour $\epsilon > 1.5\%$	Généralement : < 100 μm
Processus de coulage	Autoplaçant	Propriété autoplaçant impossible à cause du V_f élevé, souvent besoin de vibration	Autoplaçant

3.5 Composition et formulation du CCHD

Plusieurs travaux expérimentaux ont été réalisés pour développer un composite cimentaire à haute ductilité. En ce qui concerne les constituants du matériau, le CCHD est composé de ciment, de sable, d'eau, de fibres et de quelques adjuvants. Les gros granulats ne sont pas utilisés car ils ont tendance à affecter négativement la ductilité du composite. En général, un dosage de 2% ou moins en volume de fibres est suffisant, même si le composite est conçu pour des applications structurelles. En raison de la faible quantité de fibres et de ses dimensions, la procédure de malaxage du CCHD est similaire à celle du béton normal.

Il existe plusieurs types de fibres qui peuvent être utilisés dans la composition du CCHD. Les fibres de l'alcool polyvinylique (PVA) sont largement utilisées dans l'élaboration des CCHDs à cause de leur haute résistance à la traction et leur module d'élasticité élevé. Les propriétés des

fibres, de la matrice cimentaire et de l'interface (mécanique et géométrique) doivent être d'une bonne combinaison pour atteindre le comportement unique des CCHDs.

La plupart des chercheurs, jusqu'à présent, ont utilisé les fibres PVA (l'alcool polyvinylique) pour l'élaboration du CCHD (Fig. 3.4). Lin et al., (2014) ont évalué l'effet de sept types de fibres sur le comportement en flexion du composite cimentaire fibré autoplaçant. Le volume de fibre a été maintenu à 2%. Ils ont conclu que les composites produits avec des fibres PVA et fibres d'acier montre une haute ductilité, résistance à la flexion élevée et une haute ténacité.



Figure 3.4 – Les fibres PVA (Mavani, 2012).

Le CCHD comporte un sable de silice très fin avec un rapport sable/liant (S/L) de 0,36 pour maintenir une rigidité et une stabilité de volume suffisantes. La dimension maximale des particules du sable de silice est généralement inférieure à 300 μm .

Les CCHDs contiennent un taux de liant considérablement très élevé, généralement deux à trois fois plus élevée par rapport aux bétons conventionnels. Le liant est défini comme étant la quantité totale des matériaux cimentaires (ciment et ajout). Le CCHD ne contient pas de gros granulats, donc il est indispensable d'utiliser un taux élevé de ciment par rapport au béton normal. En effet, le CCHD composé d'une pâte de ciment ou un mortier avec du sable fin ont généralement un taux de ciment de 830 à 1200kg/m³ (Wang et Li, 2007). La finesse ou la granulométrie du ciment Portland affecte le taux d'hydratation et donc le taux de gain de résistance. Plus les dimensions des particules de ciment sont petites, plus la surface spécifique est grande. Ainsi, plus d'espace est disponible pour l'interaction eau-ciment par unité de volume. Lorsque les particules de ciment sont plus grossières, l'hydratation commence à partir de la surface de la particule de ciment et la partie non hydratée du ciment reste au niveau de son noyau. De plus, les particules plus grossières peuvent ne pas être complètement hydratées. Cela

entraîne une faible résistance et une faible durabilité. Donc pour une résistance et une durabilité élevées, une grande surface spécifique du ciment est requise. Mais, une utilisation élevée du ciment entraîne une chaleur d'hydratation élevée indésirable ainsi qu'un coût élevé du matériau. En outre, la production de ciment est responsable de 7% des émissions du CO₂ dans l'atmosphère. Afin de résoudre ce problème, des ajouts cimentaires (cendres volantes, laitier, fumée de silice ...etc.) ont été utilisés comme un remplacement partiel du ciment. L'utilisation des ajouts cimentaires permet d'atteindre plusieurs objectifs, réduire la quantité de ciment utilisée et donc diminuer les coûts de production, réduire la chaleur d'hydratation, améliorer la maniabilité, les propriétés mécaniques et la durabilité du béton.

Kim et al., (2008) ont montré que l'utilisation des cendres volantes et du laitier peut améliorer la ductilité du CCHD. Ils ont conclu que le remplacement du ciment par les cendres volantes, généralement, diminue la résistance à la compression du CCHD à tous les âges et conservent une capacité de déformation à long terme (environ 2% – 3%).

Zhu et al., (2009) ont évalué l'effet des cendres volantes sur les propriétés des CCHDs. Le taux de remplacement du ciment par les cendres volantes était de 50%, 60%, 70% et 80%. Les résultats obtenus ont montré que l'utilisation d'un taux élevé des cendres volantes diminue les résistances des mélanges de CCHD à tous les âges comme le montre la Figure 3.5.

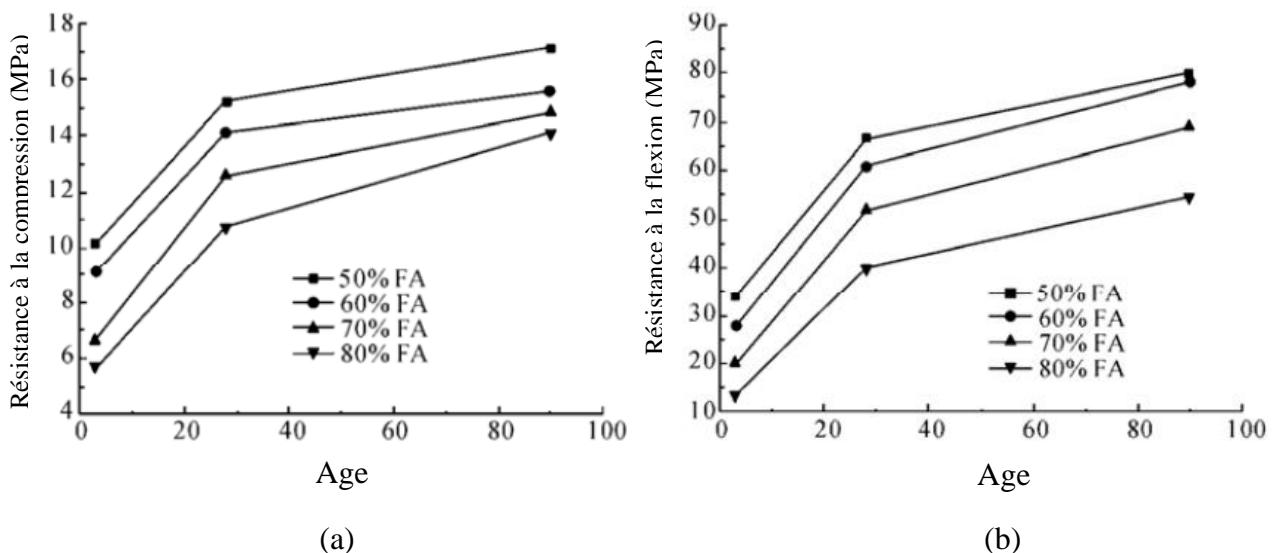


Figure 3.5 – Effet du taux de cendres volantes sur la résistance à la compression (a) et à la flexion (b) des différents mélanges de CCHD (Zhu et al., 2009).

Ozbay et al., (2012) ont étudié l'effet de l'utilisation de la combinaison des cendres volantes et du metakaolin sur les propriétés des CCHDs. Des mélanges CCHDs avec deux rapports (CV+MK)/CP (1.2 et 2.2) ont été préparés. Ils ont conclu que la combinaison des CV avec le MK diminue le retrait, la porosité, l'absorption, la sorptivité et la perméabilité aux ions chlore. En plus, la ductilité des CCHDs étudiés est maintenue à un niveau adéquat.

Cependant, il convient de noter que l'élaboration du CCHD n'est pas facile. Le choix des matériaux cimentaires et les proportions du mélange, le comportement du mélange à l'état frais (distribution des fibres), les conditions de durcissement et la période de cure doivent être prises en considération dans l'élaboration d'un CCHD (Yang et al., 2009). Cependant, Un faible rapport E/L (Eau/Liant) (approximativement 0.25) a été utilisé dans plusieurs études pour l'élaboration du CCHD. Le Tableau 3.2 résume les proportions du CCHD standard (M45) qui ont été utilisées comme matériaux de référence dans la formulation du mélange de CCHD (Qian et Li, 2007).

Tableau 3.2 – Proportions du CCHD standard M45 (Qian and Li, 2007)

Ciment	Sable de silice	Cendre volante	E/L	SP	Fibre PVA
1	0.8	1.2	0.26	0.013	2%

Il est reconnu que l'augmentation de l'ajout cimentaire dans la matrice augmente la demande en eau. Cela peut être attribué à la surface spécifique élevée de ces ajouts minéraux. De plus, l'utilisation des fibres augmente la viscosité. Pour cela, l'utilisation des superplastifiants est indispensable pour atteindre une ouvrabilité suffisante.

Pour atteindre une ductilité élevée et une largeur des microfissures fine en maintenant un faible taux en fibres (2% ou moins par volume), le CCHD a été optimisée par l'utilisation de la micromécanique (Li, 1993). La micromécanique est une branche de la mécanique appliquée qui s'intéresse aux interactions mécaniques entre les fibres, la matrice cimentaire et l'interface fibre-matrice à l'échelle nanométrique et microscopique. Le Tableau 3.3 présente quelques formulations proposées par différents chercheurs.

Tableau 3.3 – Différentes formulations du CCHD (kg/m³).

Auteur	Année	C	S	Ajout	E/L	Ajout/C	SP	F
Şahmaran et al.,	2009a	558	446	669	0,27	1,20	2.3	26
		549	395	659	0,27	1,20	2.3	26
		540	345	649	0,27	1,20	2.2	26
		375	435	823	0,27	2,20	2	26
		369	386	811	0,27	2,20	1.9	26
		363	338	798	0,27	2,20	1.8	26
Sahmaran et al.,	2012	566	453	680	0,27	1.20	5	26
		593	470	712	0,26	1.20	4.9	26
Yang et al.,	2008	571	456	685	0,26	1.20	6.8	26
		571	456	685	0,26	1.20	6.8	6.5
		571	456	685	0,26	1.20	6.8	1.3
Yang et al.,	2007	571	456	685	0,27	1.20	7.0	26
		477	456	763	0,27	1.60	6.0	26
		412	456	824	0,26	2.00	6.0	26
		362	456	870	0,26	2.40	5.0	26
		324	456	906	0,26	2.80	5.0	26
		292	456	935	0,25	3.20	6.0	26
		266	456	959	0,25	3.60	6.0	26
		190	456	1 063	0,23	5.60	6.0	26
Ozbay et al.,	2012	570	455	684	0,26	1.20	4.9	26
		386	448	847	0,27	2.20	3.7	26
		558	446	547	0,26	1.20	7.5	26
		375	435	673	0,27	2.20	6.5	26
		570	455	684	0,26	1.20	4.9	26
Wang and Li.,	2007	318	701	700	0,29	2.20	19.0	26
		318	701	700	0,28	2.20	19.0	26
		318	701	701	0,28	2.20	19.0	26
		318	701	691	0,29	2.20	19.0	26

3.6 Propriétés du CCHD

Le composite cimentaire à haute ductilité est généralement destiné aux travaux de réparation en raison de sa ductilité élevée et son comportement de fissuration multiple avec une ouverture des fissures très fine. La ductilité est reconnue comme la propriété la plus

importante pour une réparation durable. En tant que matériau de réparation, le CCHD présente une compatibilité exceptionnelle avec le substrat béton de la structure (Tableau 3.4). Donc, la réparation avec du CCHD peut prolonger la durée de vie des structures (Wang et Li, 2006).

Tableau 3.4 – Propriétés mécaniques du CCHD (Zhou, 2011)

Résistance à la Compression (MPa)	Résistance à la première fissuration (MPa)	Résistance à la traction (%)	Capacité de traction (%)	Module de Yong (GPa)	Résistance à la flexion (MPa)
20 – 95	3 – 7	4 – 12	1 – 8	18 – 34	10 – 30

3.6.1 Propriétés à l'état frais

Les Bétons autoplaçants à hautes performances sont hyper-fluides et se mettent en place, sans vibration, sous l'effet de leur propre poids et de leurs caractéristiques d'écoulement. Ils ont été développés et commercialisés avec succès (Khayat, 1999; Okamura, 1997).

Les propriétés auto-consolidantes sont généralement obtenues par une haute déformabilité du mélange de béton à l'état frais, une bonne résistance à la ségrégation, un faible ressuage, et un bon maintien de leur ouvrabilité. Grâce à leur formulation, les BAP offrent des caractéristiques exceptionnelles d'écoulement et de remplissage des coffrages tout en résistant parfaitement à la ségrégation. Homogènes et stables, ils présentent des résistances et une durabilité analogue et comparable à celles des bétons traditionnels, dont ils se différencient par leurs propriétés à l'état frais. Cependant, le béton autoplaçant à haute performance est encore un matériau fragile à l'état durci.

À cet effet, le CCHD autoplaçant est défini comme un matériau qui maintient des propriétés similaires à celles du béton autoplaçant à l'état frais, tandis qu'il montre un comportement extrêmement ductile à l'état durci (Kong et al., 2003). Plusieurs chercheurs (Kim et al., 2003; Yang et al., 2009; Kong et al., 2003) ont évalué l'ouvrabilité du mélange CCHD en mesurant l'étalement qui dépend principalement du seuil de cisaillement et la viscosité du mélange. Lorsque le poids du mortier frais est inférieur au seuil de cisaillement, le mélange frais est empêché de s'affaisser complètement sur la surface de la plaque (Yang et al., 2009). Dans ce processus, la contribution de la viscosité aux propriétés à l'état frais est relativement faible. Le rôle de la viscosité est plus important lors de l'étalement complet.

Une étude a été menée par [Şahmaran et al., \(2013b\)](#) sur l'effet des paramètres de formulation du CCHD tels que les rapports eau-liant (E/L), sable-liant (S/L), super-plastifiant-liant (SP/L) et la taille maximale d'agrégats (D_{max}) sur l'ouvrabilité et les propriétés rhéologiques et mécaniques du CCHD. L'ouvrabilité des CCHDs a été évaluée en mesurant l'étalement au mini-cône et le temps d'écoulement (Fig. 3.6). Ils ont conclu que les paramètres E/L, S/L, et SP/L influent significativement sur l'ouvrabilité et parmi ces paramètres, le rapport SP/L est le plus influent sur les propriétés du CCHD à l'état frais.



Figure 3.6 – Ouvrabilité du mélange CCHD avec fibre et sans fibre ([Şahmaran et al., 2013b](#)).

3.6.2 Propriétés à l'état durci

3.6.2.1 Résistance à la traction

Comme indiqué précédemment (§ 3.2), la caractéristique la plus importante du CCHD est la ductilité élevée à la traction représentée par une courbe « contrainte de traction-déformation » d'une capacité de déformation plus élevée que 3.5% comme le montre la Figure 3.7. Ce comportement, qui est similaire à celui du métal, montre une limite d'élasticité à la fin de la phase élastique lorsque la première microfissure apparaît sur l'échantillon. La rupture finale de l'échantillon se produit lorsque l'une des multiples fissures forme une rupture plane. Au-delà de cette charge maximale, le CCHD montre un comportement fragile comme un béton normal ou un béton de fibre.

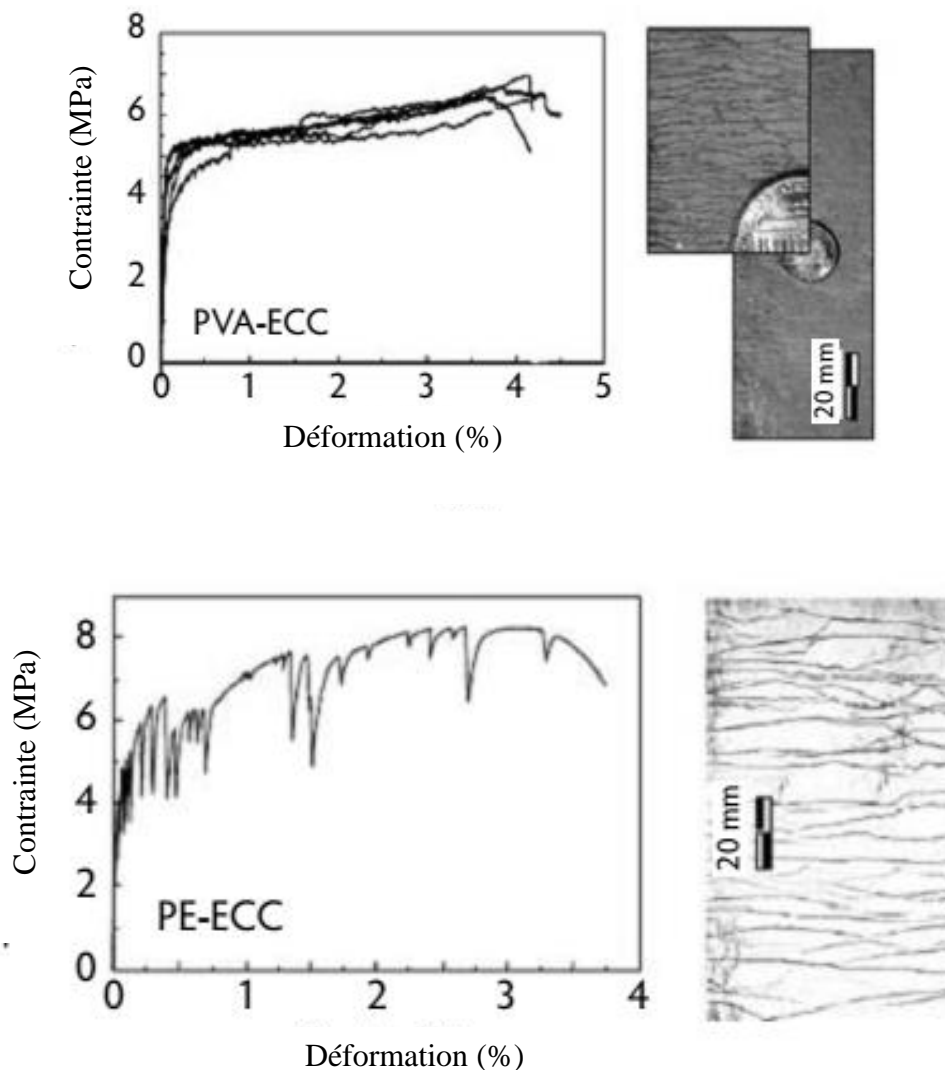


Figure 3.7 – Réponse contrainte de traction-déformation du CCHD (Fischer et al., 2003).

La ductilité élevée à la traction est d'une grande valeur qui mène à l'amélioration de l'état limite ultime structurelle de la capacité de déformation ainsi que l'absorption d'énergie (Li, 2000). De cette manière, le CCHD augmente considérablement la sécurité structurelle. La création de microfissures multiples est nécessaire pour obtenir une grande ductilité en traction. De plus, le chargement au-delà de 1% provoque des fissures séquentielles, mais avec aucune fissure au-delà de la valeur à l'état stable de 60 μm . Les fissures sont très fines par l'interaction fibre-matrice dans les CCHD, cette caractéristique unique a une importance crucial pour la durabilité du matériau et de la structure. Le CCHD montre des améliorations de durabilité structurelle, en plus d'éviter la pénétration des agents agressifs. Bien que la Figure 3.7 montre un exemple particulier du CCHD avec l'état d'équilibre de la largeur des fissures à 60 μm , la largeur des fissures encore plus fines, aussi une largeur moins que 20 μm , a été obtenus par Fischer et al., (2007).

3.6.2.2 Résistance à la compression et à la flexion

La résistance à la compression du CCHD n'est pas significativement différente du béton normal à haute résistance. La résistance à la compression du CCHD varie de 20 à 95 MPa comme le montre le Tableau 3.4. Le module d'élasticité de 15 à 34 GPa est généralement inférieur à celui du béton en raison de l'absence des gros granulats dans la matrice du CCHD. La Figure 3.8 illustre le développement de la résistance à la compression du CCHD en fonction de l'âge.

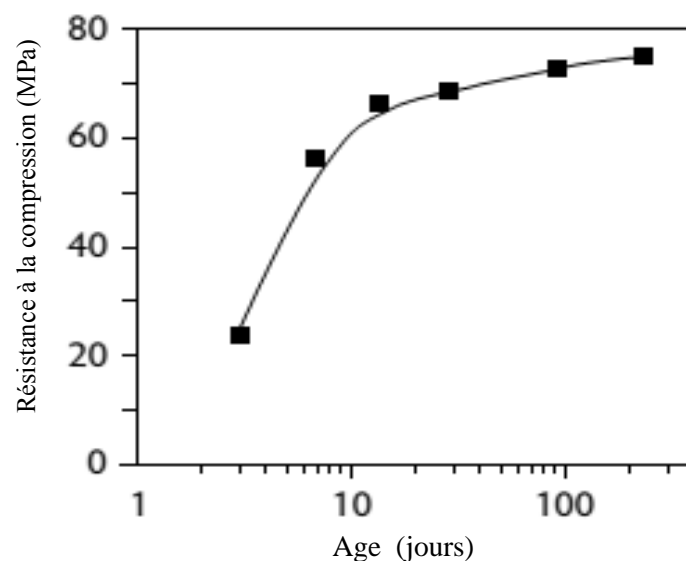


Figure 3.8 – Le développement de la résistance à la compression du CCHD (Woodson, 2009).

En compression, les matériaux CCHDs présentent des résistances à la compression semblables à celles du béton à haute résistance (par exemple supérieure à 60 MPa) (Lepech

et Li, 2008). Il est bien évident qu'elle augmente avec le temps jusqu'à une valeur de 80 MPa après 100 jours. À cet effet, plusieurs études expérimentales ont été menées afin d'évaluer l'effet du taux d'ajout cimentaire sur les propriétés mécaniques du CCHD. Ils ont conclu que l'augmentation du dosage d'ajout cimentaire diminue la résistance à la compression à tous les âges. D'autre part, ils ont noté que l'augmentation du dosage d'ajout cimentaire augmente considérablement la ductilité et la capacité de déformation.

Zhu et al., (2009) ont évalué l'effet de cendres volante et de l'âge de durcissement sur les propriétés mécaniques du CCHD. Il ont conclu que l'augmentation de CV diminue significativement la résistance la compression à tout les ages. Cette diminution a été attribué au dosage élevé de CV. Cependant, la résistance à la compression à 28 jours peut encore atteindre 35 MPa, valeur requise pour le béton dans plusieurs applications. Par contre, la conclusion principale de leur étude est l'amélioration de la ténacité et la déflexion du CCHD lorsque le dosage de cendres volantes augmente.

3.6.2.3 Mécanisme de ductilité de CCHD

Le comportement de ductilité du composite cimentaire à haute ductilité peut assurer la durabilité et la durée de vie des structures. La charge de la première fissuration, qui dépend de la ténacité de la matrice (Wang et Li, 2007), est définie comme étant la contrainte à partir de laquelle le matériau s'arrête de se déformer d'une manière linéaire (Zhu et al., 2012b). Lorsque le CCHD est soumis à un chargement de traction, la matrice commence à se fissurer dans la section dangereuse. Contrairement au béton armé et béton de fibre qui montrent un comportement fragile après la première fissure, le CCHD présente une très grande capacité de déformation après la première fissuration de la matrice (Yang et al., 2007). Lepech et Li (2005) ont montré que sous la même déformation de 1,5%, la largeur de fissure de CCHD et la perméabilité à l'eau étaient beaucoup plus faibles que celles du béton ordinaire.

Il est reconnu que l'ouverture de la première fissure dans le béton normal et le béton de fibre continue à augmenter immédiatement après son apparition. Par contre, la largeur de la première fissure dans le CCHD augmente progressivement. Cela est attribué à l'effet du pontage des fibres qui absorbent la charge de traction. Par conséquent, le CCHD peut supporter l'augmentation de la charge ce qui génère de nouvelles microfissures. Par la répétition de ce processus, le CCHD subit un comportement de fissuration séquentielle (Fig. 3.9) avec une grande capacité de déformation au lieu d'une augmentation continue de

l'ouverture de la première fissure (Walter, 2004). C'est ce qu'on l'appelle le critère de résistance :

$$f_m \leq f_0 \quad (3.1)$$

f_m [MPa] et f_0 [MPa] sont la résistance à la traction de la matrice du CCHD et la résistance maximale de pontage des fibres dans le CCHD, respectivement.

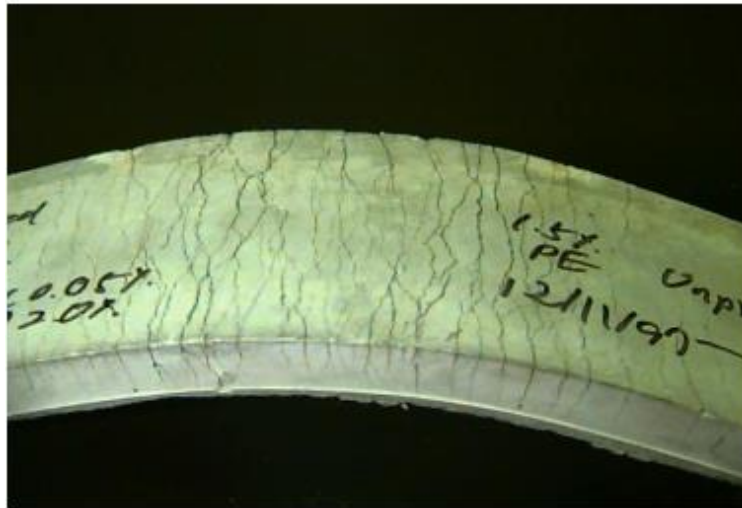


Figure 3.9 – Des fissures séquentielles d'une poutre en CCHD sous charge de flexion (Li, 1998).

La largeur des fissures dans la couche de réparation en CCHD influe considérablement sur la durabilité du système de réparation. La ductilité élevée du CCHD est obtenue par des fissures multiples avec une largeur de fissure étanche, environ 60 μm , sans la présence de l'armature (Lepech et Li, 2008). Cette largeur de fissure est beaucoup plus petite que la largeur de fissures observées dans le béton armé ou le béton de fibre. La petite largeur de fissures du CCHD peut réduire considérablement la pénétration de l'eau et des agents agressifs tels que les chlorures ou les sulfates.

L'espacement des fissures dans le composite HPFRCC est la distance entre deux fissures. Il est reconnu que l'espacement moyen des fissures au début des processus de fissuration multiples est relativement élevé. Cependant, après l'allongement de l'éprouvette, le nombre de fissures augmente. Par conséquent, l'espacement moyen des fissures dans le CCHD diminue.

Wang et Li., (2007) on étudie l'effet des cendres volantes sur la résistance d'adhérence matrice/fibre et la ténacité de la matrice. Ils ont conclu que l'utilisation d'un volume élevé de

centres volants réduit l'adhérence fibre/matrice et la ténacité de matrice en faveur d'atteindre une capacité de déformation très élevée comme le montre La [Figure 3.10](#).

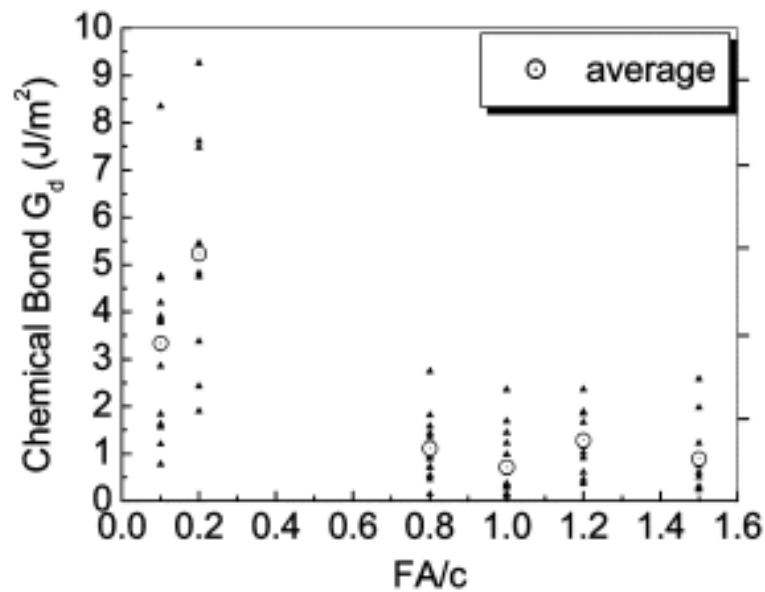


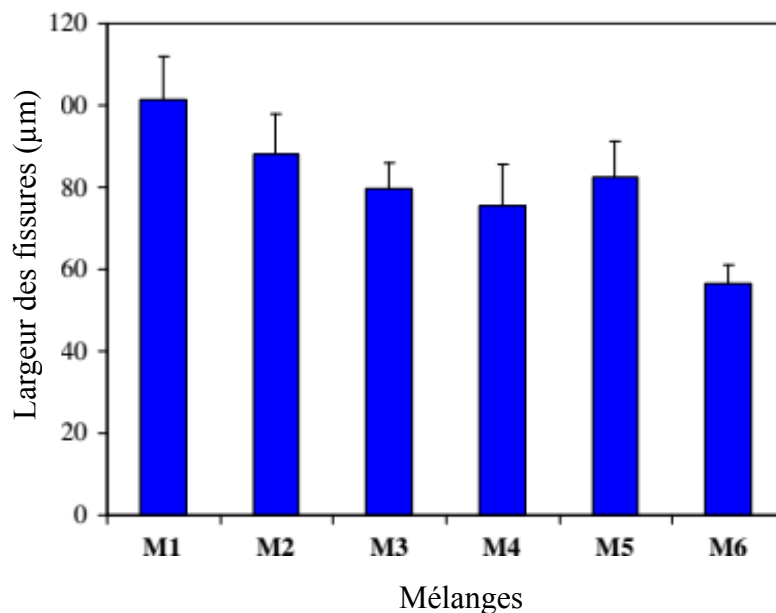
Figure 3.10– Faible adhérence chimique entre la fibre PVA à la matrice à un dosage élevé de cendres volantes ([Wang et Li, 2007](#)).

[Zhu et al., \(2009\)](#) ont évalué l'influence des Cendres Volantes sur les propriétés mécaniques et le comportement de ténacité du CCHD. Le taux de remplacement des cendres volantes est de 50%, 60%, 70% et 80%. Ils ont observé que toutes les éprouvettes du CCHD ont subi un comportement de fissuration séquentielle et la largeur des fissures diminue en augmentant le taux de cendres volantes. Ils ont conclu que l'utilisation d'un volume élevé de cendres volantes améliore considérablement la ductilité de CCHD.

[Zhou et al., \(2010\)](#) ont étudié l'effet du calcaire et du laitier sur les propriétés du CCHD. Les résultats expérimentaux des essais de flexion en 4 points, de traction, la mesure de la largeur de fissure ont été rapportés. Sous une charge de flexion en quatre points et une charge de traction, tous les échantillons présentent un comportement de fissuration multiple. Les proportions des mélanges étudiés sont présentées dans le [Tableau 3.5](#). La déflexion varie de 2,0 à 3,9 mm et la capacité de déformation à la traction varie de 1,7 à 3,3% à 28 jours. Ils ont également constaté que l'augmentation du taux de calcaire et de laitier diminue significativement la largeur de fissure. Tous les mélanges présentent une largeur de fissuration moyenne inférieure à 100 μm à 28 jours ([Fig. 3.11](#)).

Tableau 3.5 – Proportions des mélanges du CCHD (Zhou et al., 2010)

Mélanges	PL/C	SL/C	Eau (kg/m ³)	SP (kg/m ³)	Fibre (PVA) (kg/m ³)
M1	0.8	1.2	416	13.3	26
M2	1.5	1.2	414	9.9	26
M3	2	1.2	414	6.8	26
M4	3	1.2	412	6.1	26
M5	2	1	414	7.2	26
M6	3.3	2.3	411	7.9	26

**Figure 3.11** – Largueur des fissures de CCHDs à 28 jours (Zhou et al., 2010)

Ozbay et al., (2012) ont étudié l'effet d'utilisation binaire des cendres volantes et de métakaolin sur les propriétés du CCHD. Un essai de flexion en 4 points a été réalisé pour déterminer la résistance à la flexion, la déflexion, le nombre et le diamètre des fissures. Ils ont trouvé que tous les mélanges de CCHD exhibent un comportement de fissuration multiple et une ductilité élevée. Bien que l'incorporation binaire "CV + MK" diminue légèrement la capacité de déflexion des éprouvettes de CCHD, elle pourrait encore être atteinte une capacité supérieure à 4.30 mm qui est significativement très élevée à celle de béton normal. Ils ont noté que le CCHD avec l'utilisation binaire de CV et MK présente une largeur de fissure plus élevée et un faible nombre de fissures que le CCHD contenant uniquement de CV.

Zhu et al., (2012b) ont évalué l'effet d'utilisation combiné de volume élevé de cendres volantes et de laitier sur les propriétés mécaniques et le retrait du CCHD. Le taux de remplacement de ciment est de 70%. Ils ont constaté que la charge de la première fissuration et la charge maximale augmentent lorsque le taux de remplacement du laitier augmente de 10% à 30%. Ils ont constaté également que la capacité de traction peut atteindre plus de 2,5%, même à 90 jours. En effet, le système binaire (CV et Laitier) peut augmenter la résistance à la première fissuration et la résistance à la rupture. De plus, les largeurs des fissures de tous les mélanges CCHDs sont similaires. La Figure 3.12 illustre la courbe charge-déflexion du CCHD avec CV et L. Il est évident que la déflexion diminue avec l'âge en raison de l'amélioration de la ténacité et de la densification de la matrice. Cependant, tous les mélanges de CCHDs montrent un comportement ductile.

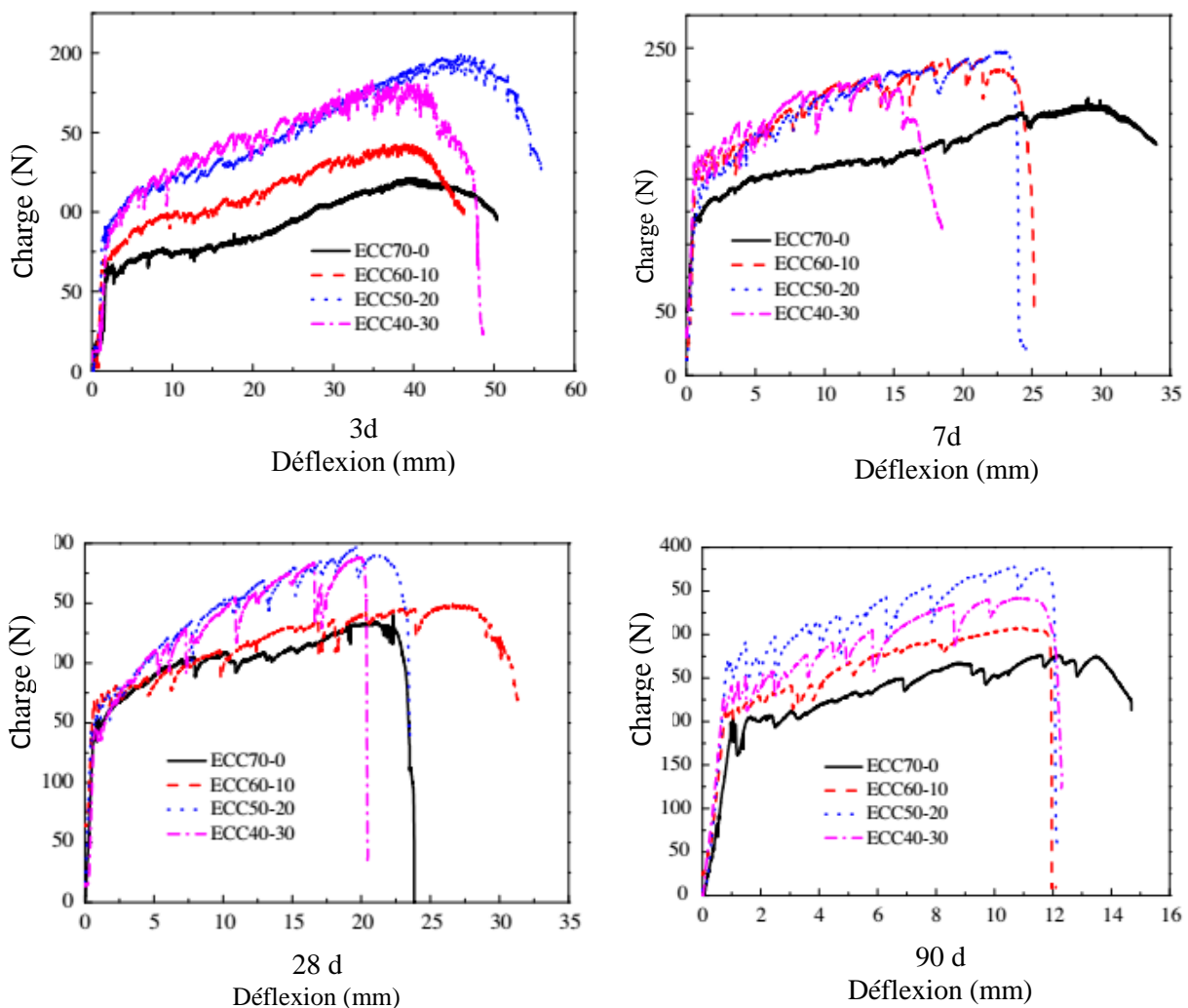


Figure 3.12– Courbe charge-déformation du CCHD à différents âges (Zhu et al., 2012b).

3.6.2.4 Comportement de déformation à la flexion des éléments avec armatures en CCHD

La haute ténacité du CCHD améliore considérablement la performance des structures en CCHD/A (*composite cimentaire à haute ductilité/Armature*) en empêchant la rupture fragile et la perte de l'intégrité de la structure qui sont largement courantes dans les structures en béton armé sous chargement excessif. Des études expérimentales ont démontré que la capacité portante et la déformabilité des éléments structuraux tels que les poutres (Li et Wang, 2002) les poteaux (Fischer et Li, 2002) et les voiles (Kesner et Billington, 2002) sont très élevées que celles des structures en béton armé (Fig. 3.13).

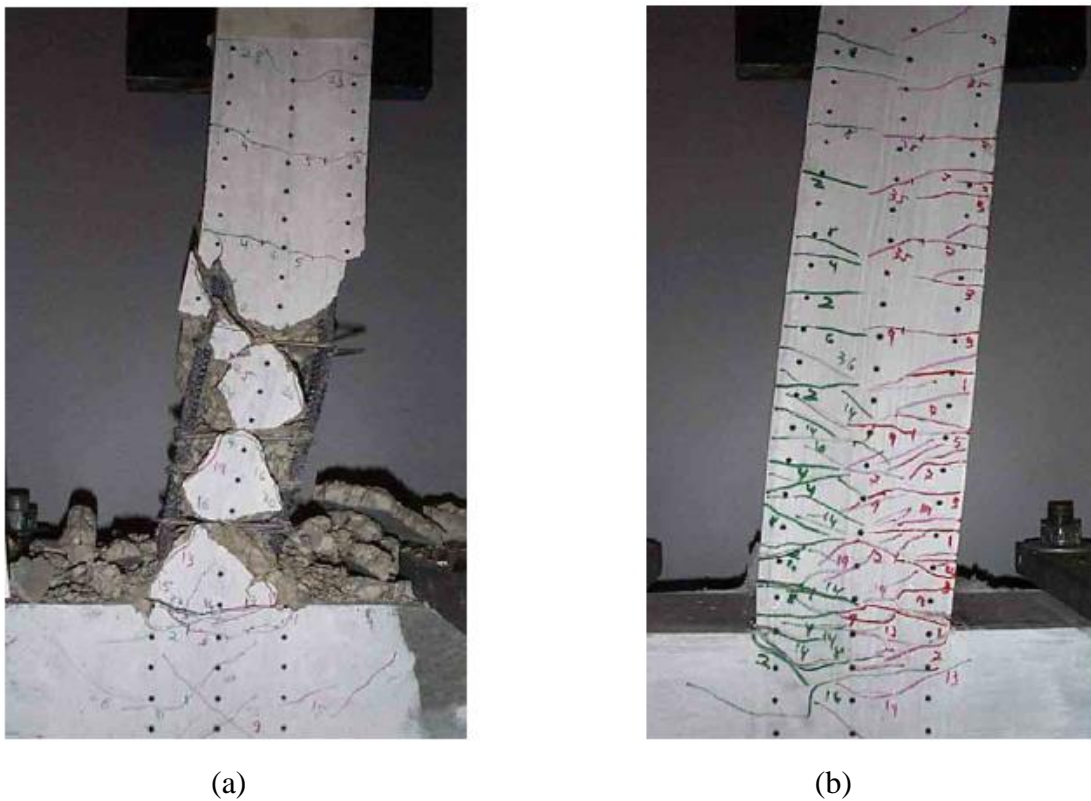


Figure 3.13 – Comportement de la rupture du (a) Poteau en béton armé et (b) Poteau en CCHD sans armature transversale (Li, 2003).

Les performances des structures requises pour résister aux excitations sismiques dépendent de la capacité de certains composants structurels, en particulier les poutres et les poteaux, de supporter des déformations relativement importantes sans une perte significative de la capacité portante. La ductilité de ces composants dépend indirectement de la quantité des armatures transversales qui servent à l'amélioration de la capacité de cisaillement et fournissent également une résistance contre le flambement des armatures longitudinales. Des

poteaux en CCHD renforcés par l'acier ont été testés (Fischer et Li, 2002) dans des conditions de chargement cycliques. La Figure 3.13 montre les déformations, des poteaux en béton armé (a) et en CCHD (b), qui subissent après plus de vingt cycles de dérive croissante jusqu'à 10%. Il est évident que le poteau en CCHD montre une grande capacité de déformation due à un comportement de fissuration séquentielle avec une largeur des fissures très fines. Par contre, le poteau en béton armé a subi un éclatement de béton dû à une mauvaise adhérence entre le béton et l'armature. Le CCHD peut absorber les charges de cisaillement et de flexion très élevées par une large capacité de déformation et par conséquent, l'élément devient plus ductile. Une étude expérimentale et numérique a été menée par (Walter, 2004) afin de comparer entre le CCHD et le BF dans un nouveau type du tablier du pont composé. L'auteur a conclu que les poutres en CCHD présentent un comportement ductile très élevé avec des microfissures très fines en comparant avec les poutres en béton de fibre.

3.6.2.5 Durabilité du CCHD

Le transport des liquides, des gaz et des ions à travers le béton durci peut se produire par trois mécanismes différents; la pénétration, l'absorption ou la diffusion. Selon les conditions, le transport des agents agressifs (liquides, gazs ou ions) peut être entraîné par l'un ou l'ensemble de ces trois mécanismes (Lepech and Li, 2005; Lepech et Li, 2006; Sahmaran and Li, 2008).

La pénétration est très importante pour les structures en béton sous l'eau telle que les structures en mer ou les structures de retenue des fluides telles que les réservoirs d'eau. L'absorption, entraînée par la pénétration d'eau par des pores capillaires, est le processus de transport prédominant lorsque le béton non saturé est exposé à des liquides.

La diffusion des chlorures qui provoque la corrosion des armatures du béton, est le procédé de transport le plus couramment étudié. Lorsque le béton saturé est exposé à un gradient de concentration des chlorures créé entre la surface de l'élément en béton et la solution de pores interstitielle. Dans ce cas, la diffusion sera le mécanisme principal prédominant pour le transport des chlorures.

La formation de fissures augmente le transport à travers le béton, permettant à l'eau, à l'oxygène et aux ions chlorures de pénétrer facilement et d'atteindre l'acier et d'accélérer l'amorçage de sa corrosion. La largeur des fissures dans la couche de réparation du CCHD est très importante pour la durabilité du système de réparation (Zhou, 2011). Le CCHD a une largeur de fissure étanche, environ 60 μm sans la présence des armatures en acier (Lepech et Li, 2005). Cette largeur de fissure est beaucoup plus petite que la largeur de fissure typique

observée dans le béton armé et le béton de fibre. [Lepech et Li \(2005\)](#) ont étudié la perméabilité à l'eau du CCHD et du mortier de fibre. Ils ont constaté que la perméabilité à l'eau du CCHD est inférieure à celle du mortier fibré, après la même déformation de 1,5%. Les spécimens du CCHD ont révélé des microfissures inférieures à 60 μm indépendamment du niveau de déformation imposé ([Fig. 3.14](#)).

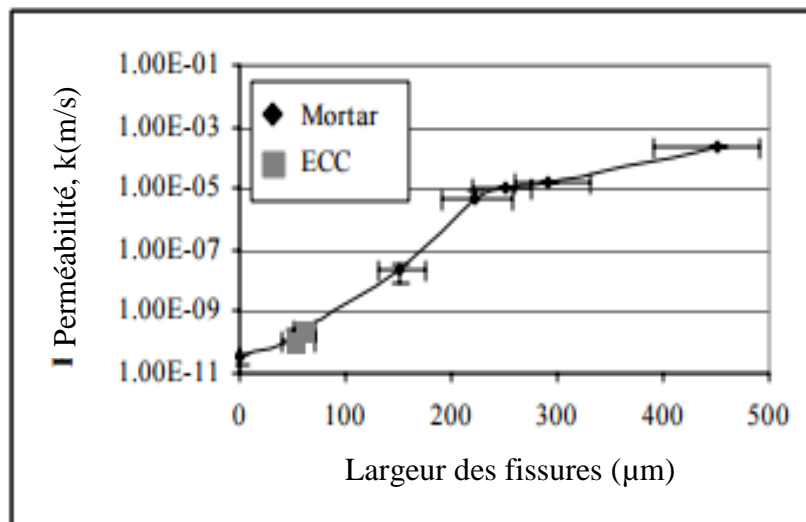


Figure 3.14 Perméabilité à l'eau de CCHD fissuré et du béton ([Lepech et Li, 2005](#)).

D'autre part, des fissures de plus de 150 μm ont été facilement produites dans les spécimens du mortier fibré sous les mêmes déformations imposées ([Tableau 3.6](#)). Les fissures ayant une grande largeur engendrent une augmentation significative de la perméabilité à l'eau du mortier fibré, malgré que le nombre de fissures est très faible. Ceci permet la diminution significative de la pénétration des agents agressifs à l'intérieur du CCHD.

Tableau 3.6 – Caractéristiques de traction des éprouvettes ([Lepech et Li, 2005](#)).

spécimens	Largeur des fissures (μm)	L'espace entre les fissures (mm)
R/M-1	750-2500	+50
R/M-1	200-500	10-30
R/M-1	125-200	5-15
CCHD	40-80	2-5

Le CCHD peut donc améliorer la durabilité des structures exposées à des environnements agressifs tels que les cycles de congélation-décongélation, l'immersion dans l'eau chaude, l'exposition aux chlorures, l'exposition au sel de dégivrage (Li, 2007; Sahmaran et Li, 2008; Sahmaran et al., 2008). L'utilisation du CCHD améliore non seulement les performances mécaniques des réparations de béton, mais prolonge aussi la durée de vie des structures et réduit les coûts d'entretien et de réparation.

Puisque les structures en béton armé dans des conditions exposées sont généralement soumises aux actions du vent et du soleil, elles sont rarement complètement saturées lorsqu'elles sont en service. Dans ces conditions, la perméabilité et la diffusion peuvent ne pas être les processus de transport dominants dans les matériaux de béton. Dans des conditions sèches ou partiellement saturées, le mouvement de l'eau dans le béton est contrôlé par des forces d'absorption capillaires existant dans les pores capillaires (Martys et Ferraris, 1997). Comme mentionné ci-dessus, la fissuration dans le CCHD est fondamentalement différente de celle qui se produit dans le béton ou le béton de fibre. Sahmaran et Li (2009a) ont évalué l'effet des cendres volantes sur la durabilité du CCHD. Des mélanges CCHD avec deux différents rapports de CV/C (Cendres Volantes/Ciment Portland) égal à 1,2 et 2,2 ont été préparés pour mesurer la sorptivité et l'absorption des CCHDs pré-fissurés. Ils ont conclu que l'augmentation de l'absorption d'eau est assez élevée lorsque le nombre de fissures à la surface des échantillons CCHDs augmente. Dans la même étude, Sahmaran et Li (2009b) ont également étudié le taux d'absorption dans le CCHD fissuré. Ils ont constaté que l'utilisation d'un adjuvant hydrofuge dans la production du CCHD pourrait facilement inhiber la sportivité. Ils ont également noté que l'augmentation du nombre des fissures augmente la sportivité du CCHD (Fig. 3.15)

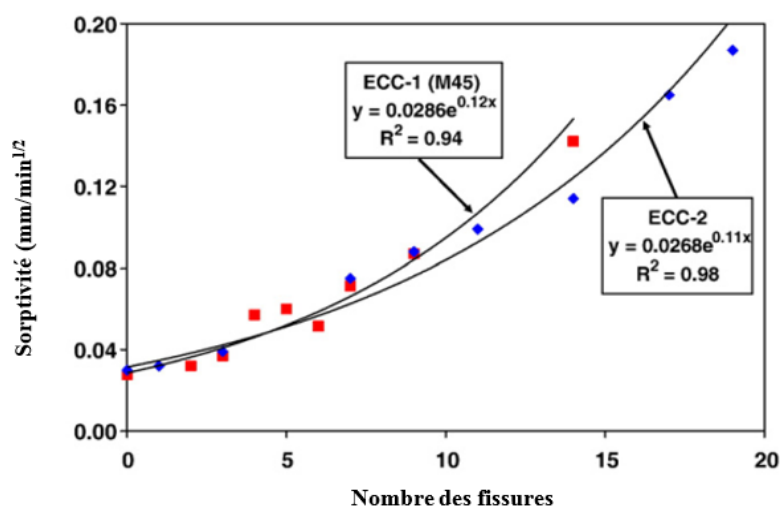


Figure 3.15 – Sorptivité en fonction du nombre de fissures (Sahmaran et Li, 2009b).

3.7 Applications du CCHD

Les composants du CCHD sont similaires au béton de fibre, à l'exception de l'absence des gros granulats. En particulier, le CCHD est produit par l'utilisation des fibres courtes réparties d'une manière aléatoire avec une fraction de volume modéré (2% ou moins en général).

Un essai de flexion en quarts points a été réalisé pour évaluer la résistance et la ductilité des poutres en CCHD (avec $V_f = 2\%$). Les variables étudiées incluent les dimensions des poutres et la quantité d'armature. Des éprouvettes de référence en béton ordinaire ayant une résistance à la compression de 30 MPa ont été également testées. Les résultats montrent que le nombre des fissures des spécimens en CCHD est plus élevé, environ quatre fois, à celui des spécimens en béton armé. Toutes les fissures des poutres en CCHD ont une ouverture inférieure à 100 μm . Par contre, les fissures dans les poutres en béton ordinaire ont une ouverture de quelques millimètres. La Figure 3.16 illustre la courbe contrainte-déformation de différentes éprouvettes (Li, 1998).

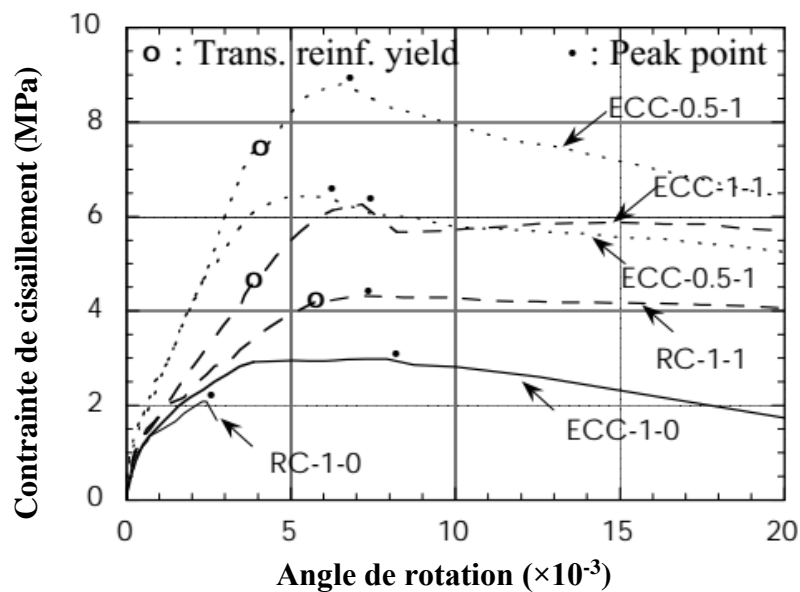


Figure 3.16 – Courbe contrainte-déformation des différences mélange CCHDs (Li, 1998).

En plus des caractéristiques de résistance, de ductilité et de stabilité dimensionnelle requises, le matériau de réparation doit montrer une résistance d'adhérence suffisante avec le substrat, une résistance à la compression élevée et un faible retrait au jeune âge. Yildirim et al., (2015) ont étudié la performance d'adhérence du CCHD à haute résistance au jeune âge, qui peut être considérée comme un matériau de réparation très efficace. Afin d'atteindre une résistance à la

compression de 20 MPa après 6 heures, des CCHDs ont été produit en utilisant un ciment CEM I 52.5R et le laitier comme un remplacement de ciment. Les essais de cisaillement oblique et d'arrachement ont été choisis pour évaluer l'adhérence entre le CCHD et l'ancien béton. Ils ont conclu que les systèmes CCHD/Substrat ont montré une résistance d'adhérence très élevées que celle d'un matériau de réparation commercialisé/Substrat. Cette étude confirme l'efficacité d'utilisation du CCHD comme un matériau de réparation sur un substrat béton.

Le CCHD a été utilisée dans un certain nombre d'applications à grande échelle au Japon, la Corée, la Suisse, l'Australie et les États-Unis. Ce matériau flexible est en train d'émerger dans des applications structurelles à une échelle très grande, y compris le tablier des ponts à haubans au Japon (Fig. 3.17). Ce pont employait environ 800 mètres cubes de CCHD pour une épaisseur 38 mm du tablier mixte (CCHD/Acier).



Figure 3.17– Un tablier en CCHD du pont de Mihara au Japon en Avril 2005 (Li 2009).

Aux États-Unis, la première pleine échelle liaison CCHD dalle a été construit à Michigan comme le montre la Figure 3.18.

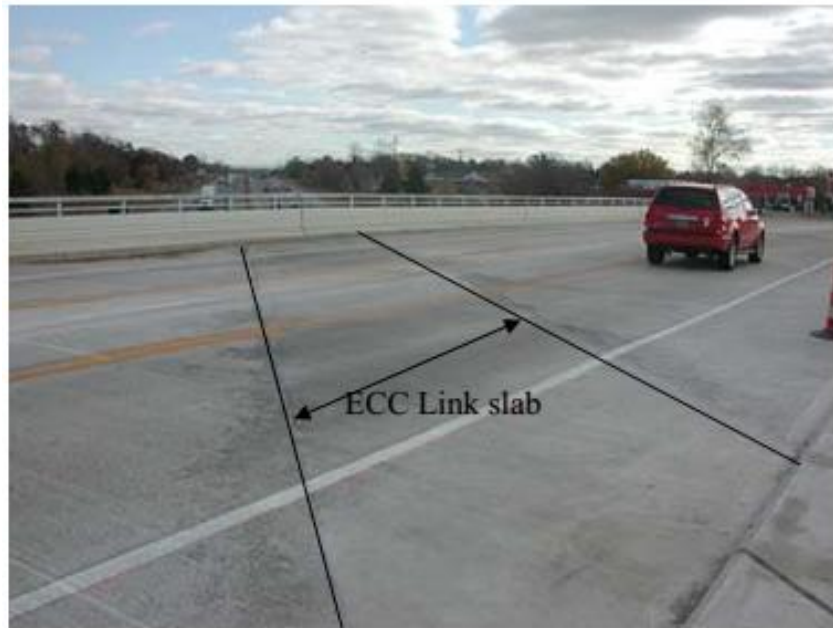


Figure 3.18 – Dalle en CCHD dans le pont de la rue Grove, Michigan (Li 2009)..

Un système de projection multicouche de revêtement du tunnel avec béton de fibre et du CCHD (comme une couche superficielle) a été utilisé dans l'Hida tunnel récemment construit au Japon avec une longueur de 10,7 km, comme le montre la Figure 3.19. Le but de la couche du CCHD est de protéger la couche du béton fibré contre la carbonatation et la corrosion des fibres d'acier ainsi que pour éviter l'éclatement du béton en cas d'incendie.



Figure 3.19– Projection du CCHD comme un revêtement dans le tunnel Hida au Japon (Li 2009).

Le CCHD projeté a été utilisés dans différents types d'applications de béton projeté tel que la réparation de la surface des structures en béton endommagées et revêtements des tunnels (Fig. 3.20). La réparation est considérée comme l'une des applications les plus bénéfiques du CCHD. De nombreux projets de réparation avec CCHD ont été effectuées dans lesquels le

CCHD a été utilisé comme une couche de protection de surface pour recouvrir la fonction des structures en béton endommagées. La [Figure 3.20](#) montre l'utilisation du CCHD sur un mur de soutènement qui a été gravement endommagé à cause de la fissuration due aux réactions alcalis-silice. La projection du CCHD par voie humide a été appliquée comme couche de protection de 15 mm d'épaisseur sur la surface du béton ([Li 2009](#)).



Figure 3.20 – Application du CCHD sur un mur de soutènement ([Li 2009](#)).

Le CCHD a été également utilisée dans la réparation des tunnels routiers ([Fig. 3.21](#)) dont la couche de béton existant détérioré par les chlorures a été enlevée et remplacée par du CCHD.



Figure 3.21 – Réparation du tunnel par le CCHD (Qian, 2009)..

Une application du CCHD effectué aux États-Unis pour la réparation d'une dalle de pont en 2005 (Fig. 2.22). Dans cette dalle de liaison, la ductilité élevée du matériau du CCHD est exploitée pour remplacer les joints de dilatation (Li et al., 2005). Avec une capacité de déformation supérieure à 2%, ces composites peuvent être utilisés pour remplacer les dispositifs traditionnels d'expansion en acier et peuvent s'adapter pleinement aux déformations thermiques des travées de pont adjacentes.



Figure 3.22 Tablier en CCHD, Grove, Rue, pont de Grove, Michigan (Qian, 2009).

Récemment, des poutres de couplage préfabriquées ont été développées en CCHD par Kajima Corporation au Japon peut être facilement intégré dans les pratiques de construction sismique actuelles. Actuellement, deux immeubles de grande hauteur à Tokyo, au Japon, ont été construits intégrant des poutres en CCHD (Fig. 3.23).



Figure 3.23 – La tour Nabeaura à Yokohama, au Japon, utilise des poutres de CCHD préfabriquées pour la résistance au séisme (Maruta et al., 2005).

3.8 Conclusion

La synthèse bibliographique présentée dans ce chapitre montre que le CCHD «*composite cimentaire à haute ductilité*» qui est caractérisé par une très grande ductilité et une résistance très élevée représente un matériau idéal pour la réparation des structures en béton armé. Pour cela, le CCHD a été choisi comme un matériau de réparation dans plusieurs travaux de réparation à travers le monde.

L'étape suivante sera consacrée à l'élaboration et la caractérisation d'un CCHD à base de pouzzolane naturelle destinée à la réparation des structures en béton armé.

Chapitre 4:

MATÉRIAUX ET PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

4.1 Introduction

Le programme expérimental consiste à élaborer un matériau de réparation à partir des matériaux locaux qui présente une grande durabilité des structures en béton armé. Il est à noter que le CCHD montre des propriétés parfaites pour la réparation des structures grâce à sa haute ductilité et à sa résistance élevée.

À cet effet, la formulation des CCHDs à partir des matériaux disponibles localement fait l'objet de cette étude expérimentale. Cependant, les propriétés mécaniques, la durabilité et les propriétés en flexion du CCHD seront étudiées et analysées dans cette investigation. Le programme expérimental détaillé sera présenté ci-dessous.

4.2 Méthodologie

Pour des raisons environnementales et économiques, on constate une tendance croissante d'utilisation des ajouts cimentaires dans la production de mélanges de béton à hautes performances et à haute résistance.

Plusieurs recherches expérimentales ont été menées pour étudier les propriétés du CCHD en contenant des matériaux pouzzolaniques tels que les cendres volantes (CV), la fumée de silice (FS), le métakaolin (MK) et le laitier (S) lors de la confection des CCHDs. La majorité de ces recherches expérimentales se focalisent sur l'utilisation d'un dosage élevé des cendres volantes ou de l'utilisation de grands volumes de CV avec le MK ou FS, qui ont une surface spécifique très élevée, dans le cas des mélanges binaires.

[Zhu et al., \(2009\)](#) ont étudié l'effet d'un dosage élevé de CV sur les propriétés du CCHD, le taux de remplacement de ciment par les CV était de 50%, 60%, 70% et 80%. Ils ont conclu que l'augmentation du taux de CV augmente significativement la déflexion et diminue les résistances mécaniques.

En outre, [Yang et al., \(2007\)](#) ont constaté également que l'utilisation d'un taux élevée de CV (jusqu'à 80% en poids) diminue considérablement la résistance à la compression du CCHD, l'ouverture des fissures et le retrait et augmente la ductilité.

Récemment, [Özbay et al., \(2012\)](#) ont montré que la combinaison d'un taux élevé de CV avec du MK améliore significativement les propriétés mécaniques et les caractéristiques de durabilité du CCHD.

Parmi les différents ajouts cimentaires, la pouzzolane naturelle (PN) est l'addition minérale disponible en grande quantité en Algérie. La pouzzolane naturelle a été largement utilisée comme remplacement partiel du ciment dans le béton pour améliorer ses propriétés mécaniques et ses caractéristiques de durabilité (Ghrici et al., 2007). Cependant, aucune étude n'est actuellement disponible sur l'influence du taux de remplacement du ciment par la PN sur les propriétés du CCHD.

À cet effet, l'objectif de ce travail de recherche dans la première phase est d'évaluer l'effet de la PN sur les propriétés qui influent sur la compatibilité entre un matériau de réparation et le substrat béton tels que la résistance à la compression et à la flexion, le module de Young, le retrait et l'absorption capillaire ainsi que la résistance d'adhérence des CCHDs destinés à la réparation des structures en béton armé. Dans la deuxième phase, les paramètres de flexion tels que la déflection, la charge à la première fissure et à la rupture, l'ouverture des fissures, le nombre et l'espacement des fissures seront étudiés.

Toutefois, Cette étude consiste sur l'incorporation d'un dosage élevé de la PN avec un rapport Pouzzolane Naturelle/Ciment Portland (PN/CP) varie de 1,2 à 3,2, ce qui diminue le taux de ciment qui est inférieur de 40% au béton normal ce qui a des impacts environnementaux (Choucha et al., 2017).

4.3 Matériaux utilisés

Les mélanges du CCHD sont composés de ciment, de pouzzolane naturelle, de sable de silice et de superplastifiant (SP). Le ciment portland CEM I 42.5 utilisé dans cette étude, provient de la cimenterie de Zahana (Algérie). La pouzzolane naturelle d'origine volcanique utilisée a été extraite du gisement de Bouhamidi situé à Beni-saf (à l'Ouest de l'Algérie). Les propriétés physiques et la composition chimique du Ciment et de la PN sont présentées dans le [Tableau 4.1](#). Un sable de silice avec une granulométrie maximale de 300 μm , une dimension moyenne de 110 μm et un module de finesse de 1,4 a été utilisé dans la confection des mélanges CCHDs.

Des fibres d'alcool polyvinylique (PVA) produites au Japon (Kuraray Co., Ltd.), ont été utilisées avec une fraction de volume de 2%. La longueur et le diamètre des fibres sont de 8 mm et de 40 μm respectivement, la résistance à la traction est de 1600 MPa et la masse volumique est de 1300 kg/m^3 . Les propriétés mécaniques et géométriques sont illustrées dans le [Tableau 4.2](#).

Tableau 4.1 – Propriétés physiques et chimiques de CP et PN.

Composition chimique (%)	Ciment Portland	Pouzzolane Naturelle
CaO	64.0	10.5
SiO ₂	19.9	46.4
Al ₂ O ₃	5.6	17.5
Fe ₂ O ₃	2.5	10.5
MgO	1.8	3.8
SO ₃	3.1	0.4
K ₂ O	0.7	1.5
Na ₂ O	0.1	3.4
Propriétés physiques		
SSB (cm ² /g)	3100	4100
Taux de verre	/	>15%

Tableau 4.2 – Propriétés des fibres PVA.

Longueur (mm)	Diameter (μm)	Module d'élasticité (GPa)	Elongation (%)	Résistance à la traction (GPa)	Masse volumique kg/m ³
8	40	41	6.5	1.6	1300

Afin d'évaluer l'effet de la pouzzolane naturelle sur les propriétés du CCHD, cinq mélanges du CCHD ont été élaborés avec un dosage de PN (PN/CP) variant de 1,2 à 3,2 dans cette étude comme le montre le [Tableau 4.3](#). Dans tous les mélanges, le rapport Eau/Liant (E/L) a été maintenu constant à 0,29. Le superplastifiant (SIKA Viscocrete tempo 12) est optimisé durant le malaxage pour obtenir des propriétés rhéologiques cohérentes pour une meilleure distribution des fibres et une ouvrabilité convenable. Cependant, comme le montre le [Tableau 4.3](#), l'augmentation du taux de la PN augmente la demande du superplastifiant. On constate, également, que le mélange CCHD_3.2 nécessite une grande quantité du superplastifiant.

Tableau 4.3 – Proportions des mélanges du CCHD (kg/m³).

Mélanges	CP	PN	S	PN/CP	E/L	SP	Fibre (%)
CCHD_1.2	568	682	450	0.29	1.2	12	2
CCHD_1.7	463	787	450	0.29	1.7	13	2
CCHD_2.2	391	859	450	0.29	2.2	14.5	2
CCHD_2.7	338	912	450	0.29	2.7	14.5	2
CCHD_3.2	298	952	450	0.29	3.2	15	2

4.4 Malaxage et conditions de cure

Dans cette étude, tous les mélanges ont été confectionnés en utilisant un malaxeur de 5 litres, et suivent la même séquence de malaxage (la vitesse et le temps de malaxage) sous une température ambiante de 20 ± 3 °C et une humidité relative de $50 \pm 5\%$. Les ingrédients solides, y compris le ciment, la PN et le sable ont d'abord été mélangés à 100 tr/min pendant 1 minute. Deuxièmement, l'eau et le superplastifiant ont été ajoutés dans le mélange sec et mélangés à 150 tr/min pendant 1 minute puis à 300 tr/min pendant 2 minutes de plus. Après cela, les fibres (PVA) ont été doucement ajoutés et mélangés à 150 tr/min pendant 3 minutes. Finalement, les mélanges ont été coulés dans des moules et demoulés après 24h. Toutes les éprouvettes, à l'exception des éprouvettes destinées pour l'évaluation du retrait, ont été immergées dans de l'eau jusqu'à l'âge de l'essai. Les éprouvettes du retrait ont été conservées dans une chambre humide à 20 ± 3 °C et d'humidité relative $55 \pm 5\%$ HR.

4.5 Essais réalisés à l'état frais

L'ouvrabilité représente la caractéristique principale à l'état frais du matériau de réparation pour assurer une réparation durable. À cet effet, le CCHD doit avoir des propriétés similaires à celles de béton autoplaçant. La [Figure 4.1](#) illustre les dimensions des différents équipements pour évaluer l'ouvrabilité du CCHD (Kong et al., 2003).

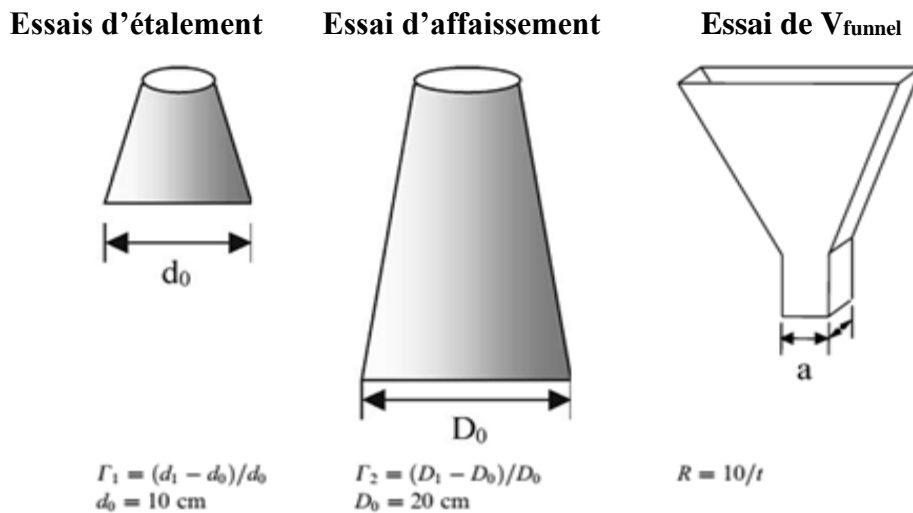


Figure 4.1 – Dimension des équipements des essais d'ouvrabilités du CCHD (Kong et al., 2003).

Dans cette étude expérimentale, l'ouvrabilité a été évaluée en mesurant l'étalement en utilisant un mini-cône (Diamètre $D_0=10\text{cm}$) placé sur une plaque d'acier (Fig. 4.2). Le mini-cône a été rempli de mortier CCHD sans fibres immédiatement après le malaxage sans vibration à cause de la propriété d'autoplaçante des CCHDs. Le mélange CCHD frais s'étale après le soulèvement du mini-cône. Deux diamètres orthogonaux de cette "galette" sont mesurés. Un facteur caractéristique de l'ouvrabilité, désignée par Γ est calculé par l'équation (4.1) :

$$\Gamma = \frac{D_1 - D_0}{D_0} \quad (4.1)$$

D_1 est la moyenne des deux diamètres orthogonaux mesurés et D_0 est le diamètre du mini-cône. Pour une bonne auto-consolidation, Γ doit être supérieure à 2,75 (Lepech et Li., 2007). Les valeurs élevées de Γ indiquent que les proportions du mélange sont incorrectes, et éventuellement la ségrégation des composants peut être entraînée.

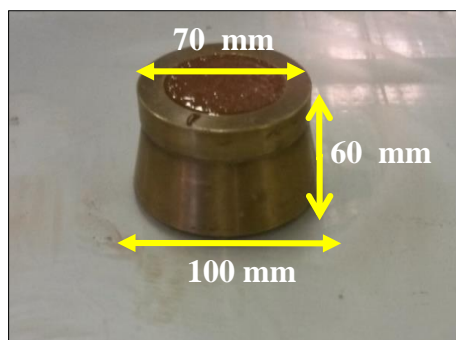


Figure 4.2 – Dimensions du mini cône.

4.6 Essais réalisés à l'état durci

Pour chaque mélange, des éprouvettes prismatiques de 40×40×160 mm ont été confectionnées pour la détermination de la résistance à la compression et à la flexion, le retrait et l'absorption capillaire, et des éprouvettes cylindriques de 50x100 mm ont été utilisées pour la détermination du module d'élasticité. Ensuite, pour l'évaluation de la résistance d'adhérence du CCHD, l'essai de cisaillement oblique a été effectué selon la norme ASTM C882. En fin, l'essai de flexion en 4 points a été réalisé pour déterminer les propriétés en flexion. Le [Tableau 4.4](#) présente les essais préconisés par les deux normes principales (ASTM et EN) pour la caractérisation des matériaux de réparation.

Tableau 4.4 – Normes ASTM et EN des différents essais réalisés.

Propriétés	ATSM	EN	
	Norme	norme	Valeur limite
Résistance à la compression	C109	EN 12190	28j \geq 45MPa (R4) 28j \geq 25MPa (R3) 28j \geq 15 MPa (R3) 28j \geq 10MPa (R1)
Résistance à la flexion	C348	EN 12190	28j \geq 8 MPa (R4) 28j \geq 7MPa (R3)
Résistance à la traction	C396	EN 12390-6	/
Adhérence	C882	EN 1542	28j \geq 2 MPa (R4) 28j \geq 1.5MPa (R3)
Retrait	C157	EN 12617-4	-
Absorption capillaire après 28 jours	C642	EN 13057	Après 24h \leq 0.5kg/m ² .h ^{0.5}
Module d'élasticité	C469	EN 13 412	\geq 20 MPa (R4) \geq 15MPa (R3)

4.6.1 Résistance à la compression et résistance à la flexion

Les classifications de la résistance à la compression des mélanges du CCHD sera faite selon la norme EN 1504-3 (Fig. 4.3). Des prismes de (40×40×160 mm) ont été confectionnés pour la mesure de la résistance à la compression et à la flexion des CCHDs de réparation selon la norme EN-12190. Après coulage, les moules ont été couverts par un tissu plastique. Après démoulage, à 24 h, les éprouvettes ont été immergées dans l'eau à 20 C° jusqu'à l'âge de l'essai. Les essais de résistances à la compression et à la flexion ont été effectués à 3, 7, 28 et 90 jours. Les demi-prismes obtenus après rupture en flexion de l'éprouvette ont été rompus en compression au moyen d'une presse d'écrasement comme le montre la Figure 4.3. Les résultats rapportés sont la moyenne de trois éprouvettes de flexion et de six échantillons de compression.



Figure 4.3 – Essais de résistance à la compression et à la flexion.

4.6.2 Essais de flexion en 4 points

Afin d'étudier l'effet de la pouzzolane naturelle sur le comportement en flexion du CCHD, l'essai de flexion en 4 points a été réalisé sur 20 prismes (Fig. 4.4). Les éprouvettes ont été coulées dans des moules de 50×40×300 mm. Après coulage, les prismes ont été couverts par un tissu plastique jusqu'à 24 h. Après démoulage, toutes les éprouvettes ont été immergées dans de l'eau jusqu'à l'âge de l'essai. L'essai a été effectué à 7 et 28 jours. Les résultats rapportés sont la moyenne de deux éprouvettes. Cet essai a été réalisé selon la norme ASTM C78-16, qui est un essai standard pour la détermination de la résistance à la flexion du béton. La portée de la poutre est de 250 mm qui représente le tiers de la travée de 250 mm comme le montre la

Figure 4.4. Les prismes ont été chargés jusqu'à la rupture avec une vitesse de chargement de 0,005 mm/s.

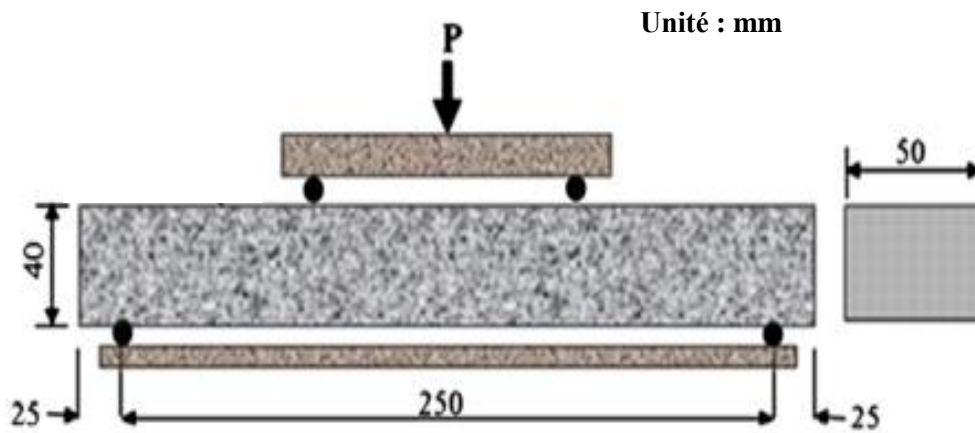


Figure 4.4 – Essais de flexion en 4 points.

Durant l'essai, la déflexion, la charge à la première fissure et la charge de rupture ont été déterminées. L'ouverture des fissures est mesurée en utilisant un fissuromètre comme le montre la Figure 4.5. Cependant, le nombre des fissures a été déterminé visuellement.



Figure 4.5 – Fissuromètres pour mesurer l'ouverture des fissures.

4.6.3 Module d'élasticité

L'essai de l'ultrason est non-destructif et simple à utiliser. Pour cela, l'essai ultra sonique a été utilisé dans ce travail expérimental pour mesurer le module de Young des différents mélanges du CCHD. Cette technique peut être utilisée pour mesurer le module d'élasticité du béton dans un ouvrage existant ainsi que sur éprouvette en laboratoire. La vitesse de propagation de l'onde ultrasonique dans un béton dépend du module d'élasticité du béton et de sa densité. Le module d'élasticité peut être déterminé par l'équation 4.2 :

$$E_D = \rho V^2 \quad (4.2)$$

Où E_D : Module d'élasticité [GPa];

ρ : Densité d'éprouvette sèche [kg/m^3];

V : Vitesse de son [km/s];

La vitesse du son dans le béton est déduite à partir du temps de propagation de l'onde ultrasonique à travers le béton. La [Figure 4.6](#) montre la disposition des transducteurs de transmission directe à travers l'éprouvette. Dans ce travail, un appareil du type portable (Ultrasonic Non-Destructive Digital Indication) a été utilisé pour effectuer les mesures par ultrason. Deux éprouvettes cylindriques (50 mm de diamètre et 100 mm de hauteur) ont été confectionnées pour chaque dosage de PN afin de mesurer le module d'élasticité. Les mélanges ont d'abord été coulés dans des moules en PVC et démoulés après 24h. Ensuite, les échantillons ont été immergés dans l'eau jusqu'à l'âge de l'essai (28 et 90 jours).



Figure 4.6 – Mesure de la vitesse du son dans une éprouvette en CCHD.

Avant l'essai, les échantillons ont été séchés à l'étuve à 105 °C pendant 24 heures pour déterminer leurs densités. La surface de l'éprouvette doit être lissée pour assurer un bon contact entre les transducteurs et l'éprouvette. Afin d'obtenir des mesures fiables, un disque diamanté a été utilisé pour lisser la surface de contact.

4.6.4 Retrait

Pour le retrait, les mélanges sont coulés dans des moules prismatiques de 40x40x160 mm et recouverts d'une toile de jute humide afin d'empêcher toute évaporation au très jeune âge. Deux plots encastrés aux bouts des éprouvettes ont été utilisés pour les mesures. Après 24 h, les éprouvettes ont été démoulées, recouvertes d'une bande adhésive aux deux extrémités et préparées pour les mesures du retrait. Elles ont été conservées en laboratoire à une température de 20 ± 3 °C et une humidité relative de $55 \pm 5\%$ HR. Lors du mesurage du retrait, les éprouvettes ont été placées dans un bâti de mesure de déformations de retrait doté d'un comparateur ayant une précision de 1 µm. La [Figure 4.7](#) montre la position des éprouvettes dans le bâti de mesure. Le retrait de toutes les éprouvettes a été mesuré jusqu'à 90 jours.



Figure 4.7 – Schéma du dispositif de mesure du retrait.

4.6.5 Absorption Capillaire

Afin d'étudier les propriétés de durabilité, l'essai d'absorption capillaire a été choisi dans cette étude. Des éprouvettes de demi-prisme de 40x40x80 mm³ ont été préparées pour déterminer le coefficient d'absorption capillaire à 28 et à 90 jours selon la norme EN 13057. Après 28 et 90 jours, les échantillons ont d'abord été séchés dans une étuve pendant 24 heures à une température de 105 °C pour obtenir une masse sèche (W_1). Toutes les surfaces de l'échantillon, à l'exception aux deux bouts, ont ensuite été recouvertes par une résine époxydique comme le montre la Figure 4.8, de telle sorte que la pénétration de l'eau ne peut se produire que dans un sens unique comme le montre la Figure 4.9.



Figure 4.8 – Les échantillons d'essai d'absorption capillaire.

Le coefficient d'absorption capillaire a été calculé par l'équation 4.3 :

$$K = \frac{W_2 - W_1}{S \cdot \sqrt{t}} \quad (4.3)$$

Où

K : coefficient d'absorption capillaire.

W_1 : la masse sèche.

W_2 : la masse humide.

t : le temps d'exposition.

S : la surface de contact de l'éprouvette avec l'eau.

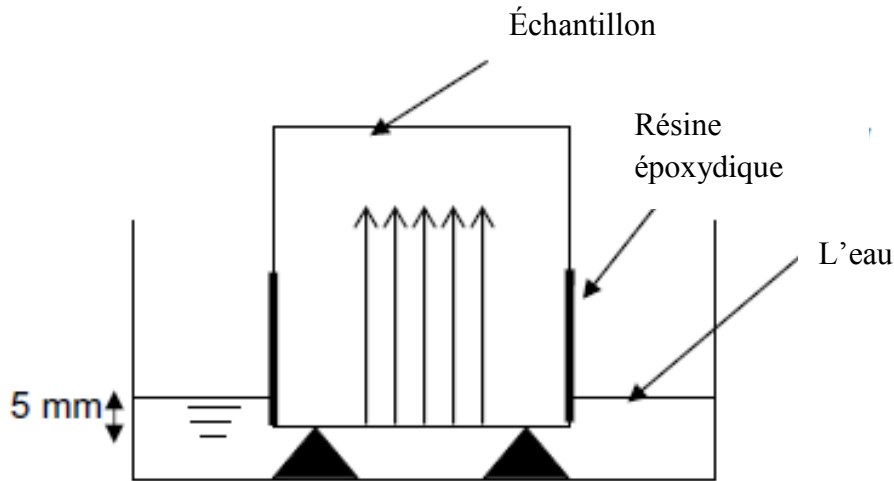


Figure 4.9 – Essai d’absorption capillaire.

4.6.6 Préparation des éprouvettes et l’essai d’adhérence

4.6.6.1 Préparation et propriétés du substrat béton

La résistance d’adhérence est le facteur le plus important pour évaluer la performance du CCHD destiné aux travaux de réparation des ouvrages en béton armé. Une résistance d’adhérence suffisante est nécessaire pour supporter les contraintes induites par les charges mécaniques et environnementales. L’essai de cisaillement oblique selon la norme [ASTM C 882](#) a été choisi pour l’évaluation de l’adhérence du système CCHD/substrat.

Pour améliorer la résistance d’adhérence, la surface inclinée doit être traitée par sablage. Le substrat béton est un béton normal généralement utilisé dans la construction en béton armé, avec une résistance à la compression de 30 MPa et une résistance à la flexion de 4,5 MPa. Il a été préparé pour déterminer la performance des propriétés d’adhérence du CCHD de réparation. La première étape dans la préparation des échantillons pour l’essai de cisaillement oblique était de préparer plusieurs cylindres de 7.5 cm de diamètre et 15 cm de hauteur selon la norme ASTM C882 comme le montre la [Figure 4.10](#).

Le [Tableau 4.5](#) présente les proportions du mélange du substrat. La même formulation du mélange a été utilisée pour le substrat de tous les spécimens. Afin de préparer ces spécimens, des cylindres en bois ont été coupés avec un angle de 30°, ces derniers ont été mis dans le cylindre en PVC avant de couler le substrat comme le montre la [Figure 4.10](#).



Figure 4.10 – Préparation des demi-cylindres pour l'essai de cisaillement oblique.

Tableau 4.5 – Proportions du substrat.

Ciment [kg/m ³]	Sable [kg/m ³]	Gravier [kg/m ³]	SP [kg/m ³]	Eau [kg/m ³]
445	611	806	1.5	222

Après démoulage, les cylindres ont été durcis dans de l'eau à 20 ± 3 ° C pendant 4 semaines, puis en laboratoire pendant 5 mois (Fig. 4.11). Afin de caractériser le substrat, des essais de compression et de flexion ont été effectués. Pour cela, des cylindres de 10 cm de diamètre et 20 cm de hauteur ont été utilisés pour la mesure de la résistance à compression à 28 jours. Les mélanges sont coulés dans des moules prismatiques (70×70×280 mm) pour mesurer la résistance à la flexion. Les résistances à la compression et à la flexion du substrat à 28 jours étaient de 31 MPa et 4,6 MPa respectivement.



Figure 4.11 – Demi cylindre durcis dans l'eau à 20 ± 3 °C.

4.6.6.2 Cisaillement oblique

L'adhérence entre le matériau de réparation et le substrat dépend généralement de l'état de la surface du contact et de l'essai utilisé (Li, 2009). L'essai de cisaillement oblique (Fig. 4.12) a été développé initialement par des chercheurs de l'Université d'Arizona aux USA. Actuellement, cet essai représenté par la norme ASTM C882, est devenu largement utilisé pour évaluer l'adhérence des matériaux de réparation car il est peu coûteux, facile à réaliser et il donne des résultats plus fiables (Yıldırım et al., 2015).

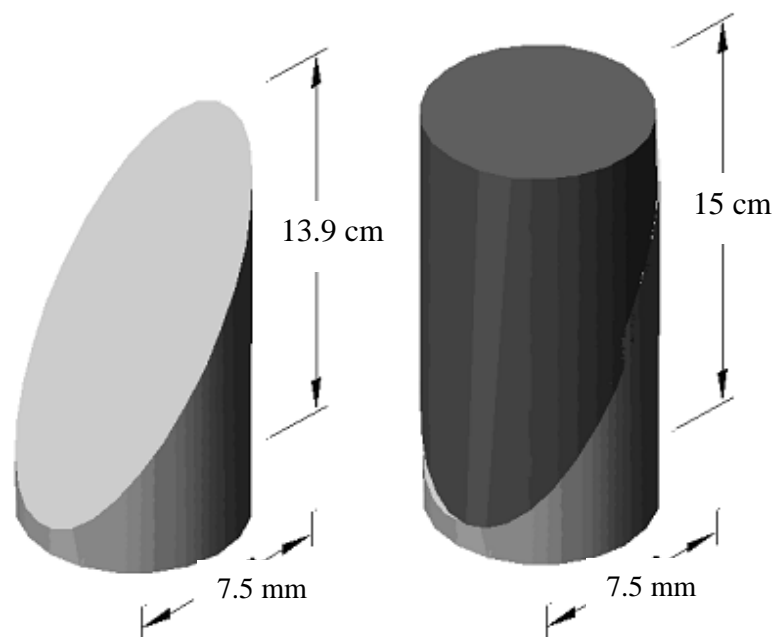


Figure 4.12 – Substrat et la section composite pour l'essai de cisaillement oblique.

Plusieurs chercheurs (Zhou, 2011; Mallat et al., 2011; Al-Zahrani et al., 2003) ont montré l'efficacité du sablage pour le traitement de la surface de contact. Julio et al., (2004) ont étudié l'influence de la rugosité du substrat sur la résistance d'adhérence entre le matériau de réparation et le substrat en utilisant différentes techniques de traitement de surface. Ils ont constaté que les valeurs les plus élevées de la résistance d'adhérence en cisaillement ont été obtenues pour les spécimens traités par sablage. Pour cette raison, dans cette étude, le sablage a été choisi pour traiter la surface oblique des substrats.

Pour cette raison, l'essai de cisaillement oblique a été choisi pour évaluer l'adhérence du système CCHD/substrat. En outre, la résistance d'adhérence est également influencée significativement par la rugosité de la surface (Austin et al., 1995).

Après le sablage, les substrats ont été immergés dans l'eau pendant un jour avant de couler les mélanges du CCHD. Les demi-cylindres du substrat béton ont été placés dans des moules en PVC pour que la surface inclinée soit prête pour le coulage des mélanges du CCHD comme le montre la Figure 4.13, pour former un cylindre composé 75x150 mm. Les échantillons composites ont été démoulés après 24 heures.



Figure 4.13 – Préparation du cylindre composé.

Ensuite, les échantillons ont été conservés dans un sac en plastique en laboratoire à une température de 20 ± 3 °C et une humidité relative de $55 \pm 5\%$ HR jusqu'à l'âge de l'essai. L'essai de cisaillement oblique a été réalisé à 7, 28 jours selon la norme ASTM C 39M-03 comme le

montre la [Figure 4.14](#). Les échantillons ont été lissés aux deux bouts, avant la réalisation de l'essai, pour obtenir des surfaces parallèles et pour répartir uniformément la charge.

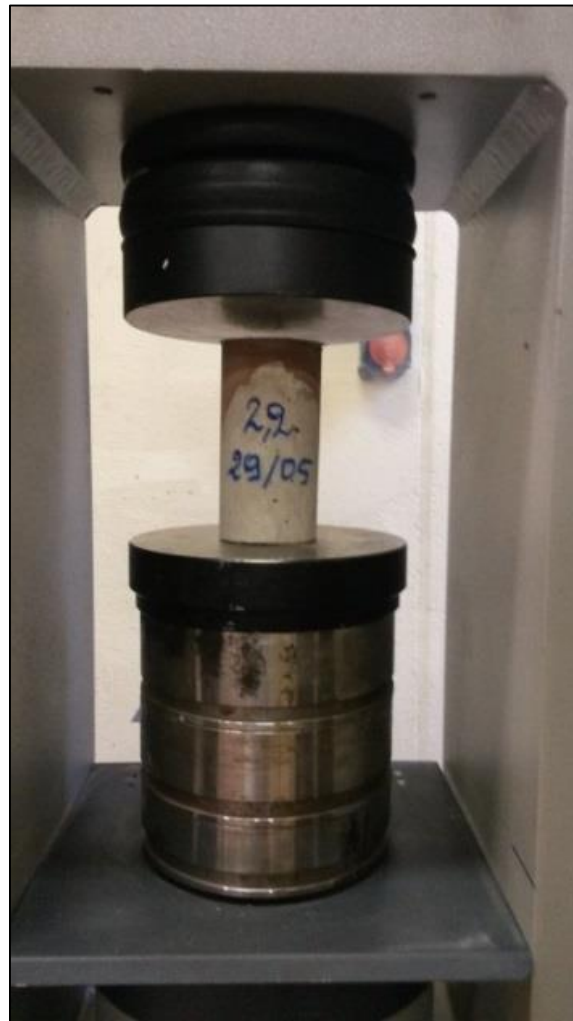


Figure 4.14 – Essais de cisaillement oblique.

4.7 Conclusion

Dans ce chapitre, nous avons présenté les propriétés des matériaux, la composition des mélanges, la préparation des échantillons, les conditions de cure et la description détaillée des essais utilisés à l'état frais et à l'état durci. L'objectif était d'évaluer l'effet de la PN sur le CCHD destiné à la réparation des ouvrages en béton armé.

Les deux chapitres suivants seront consacrés à la présentation et la discussion des résultats concernant l'effet du dosage de la pouzzolane sur les propriétés mécaniques, la durabilité, la compatibilité, la résistance d'adhérence et les propriétés en flexion du CCHD.

Chapitre 5:

EFFET DE LA POUZZOLANE NATURELLE SUR LES
PROPRIÉTÉS DU CCHD

5.1 Introduction

Afin d'assurer une réparation durable, il est indispensable d'évaluer les propriétés mécaniques et la durabilité du matériau destiné à la réparation des structures en béton armé. Cependant, les caractéristiques du matériau de réparation doivent être conformes aux normes en vigueur.

Dans le présent chapitre, l'effet de la pouzzolane naturelle sur les propriétés mécaniques et la durabilité du CCHD influençant la compatibilité entre le matériau de réparation et le substrat a été étudié et analysé. Ensuite, la résistance d'adhérence entre le CCHD et le substrat sera analysée. En fin, plusieurs corrélations ont été proposées pour la prévision des propriétés du CCHD telles que la résistance à la flexion, le module d'élasticité, l'absorption capillaire et la résistance d'adhérence à partir de la résistance à la compression.

5.2 CCHD à l'état frais

Dans cette étude, l'essai d'étalement au mini-cône a été utilisé pour évaluer l'ouvrabilité du mélange CCHD sans fibres PVA (Figure 5.1). Le rapport E/L a été maintenu constant avec un léger ajustement de la quantité de superplastifiant dans tous les mélanges CCHDs pour atteindre un facteur d'écoulement (Γ) de $3,4 \pm 0,4$ (Lepech et al., 2008) sans ségrégation et d'obtenir des propriétés rhéologiques cohérentes pour assurer une meilleure distribution des fibres.

L'essai d'étalement à mini-cône a été réalisé deux fois pour chaque dosage. Les mesures ont été prise 4 min après le contact eau-ciment. Les valeurs d'étalement pour les cinq mélanges CCHDs varient entre 40 et 44 cm. La Figure 5.1 montre que la valeur moyenne d'étalement mesuré pour le mélange CCHD_1.7 est de l'ordre de 42 cm ($\Gamma=3,2$). Les valeurs de déformabilité obtenues sont assez élevées pour garantir un remplissage rapide et uniforme et une bonne dispersion des fibres.

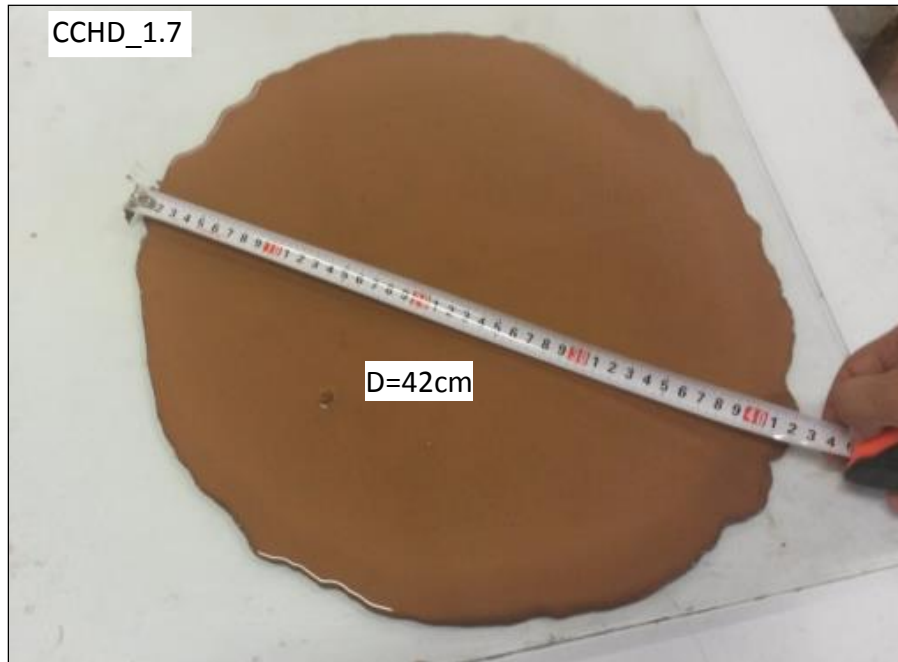


Figure 5.1 – Étalement mesuré du mortier CCHD_1.7.

Il est à noter que l'étalement dépend principalement de la finesse de la PN. Les valeurs du facteur d'écoulement (Γ) obtenues dans cette étude variaient entre 3,1 et 3,3 avec une bonne résistance à la ségrégation et sans ressuage. Comme le montre le [Tableau 4.3](#), il est également évident que l'augmentation du taux de remplacement de ciment par la pouzzolane naturelle augmente la demande du superplastifiant. Cela est attribué à la surface spécifique de la PN qui est élevée par rapport à celle du ciment. La surface spécifique élevée permet aux grains fins de créer un nombre de contact plus élevé entre les particules et d'augmenter la demande du superplastifiant, le seuil de cisaillement et la viscosité plastique.

5.3 CCHD à l'état durci

5.3.1 Résistance à la compression

La résistance à la compression des mélanges CCHDs avec différents taux de remplacement du ciment par la pouzzolane naturelle à l'âge de 3, 7, 28 et 90 jours est présentée sur la [Figure 5.2](#). Chaque valeur représente la moyenne de la résistance à la compression de six éprouvettes demi-prismatiques. Comme le montre la [Figure 5.2](#), la résistance à la compression obtenue de chaque mélange augmente avec l'âge. De plus, une amélioration significative de la résistance à la compression est développée à 90 jours de cure. Lorsque l'âge de durcissement s'étend de 28 à 90

jours, la résistance à la compression de CCHD_1.2 et CCHD_ 3.2 a augmenté de 25% et 30% respectivement. Ceci est attribué à la réaction pouzzolanique de la pouzzolane naturelle. [Zhu et al., \(2009\)](#) ont constaté que les résistance des mélanges CCHDs à 90 jours augmentent de plus de 20% par rapport aux celles des CCHDs à 28 jours.

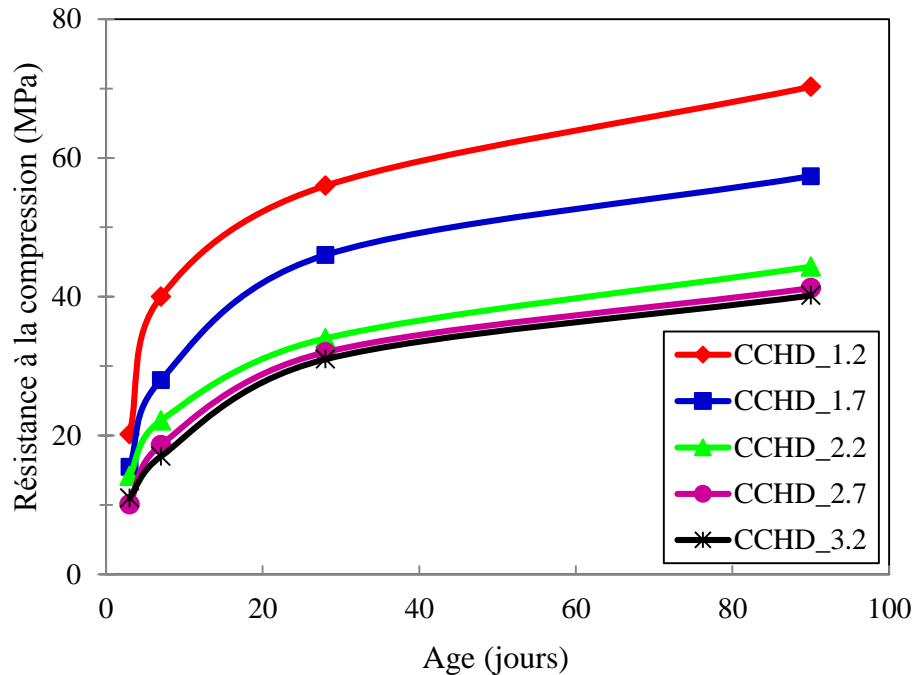


Figure 5.2 – Effet du dosage de la PN sur la résistance à la compression des CCHDs.

La réaction pouzzolanique conduit à une microstructure plus dense et une résistance à la compression très élevée. Ces résultats sont en accord avec ceux rapportés par d'autres chercheurs ([Ghrici et al., 2007](#); [Turanl et al., 2006](#)) qui ont étudié l'effet de la pouzzolane naturelle sur les propriétés mécaniques et la durabilité des mortiers et bétons. En outre, la résistance à la compression diminue considérablement avec l'augmentation de la PN au jeune âge (3 et 7 jours). Cette perte de résistance aux jeunes âges est due à l'effet de dilution de la PN et également à l'activité lente de la pouzzolane naturelle. Ces résultats sont en concordance avec ceux rapportés par plusieurs chercheurs ([Ghrici et al., 2007](#); [Ghrici et al., 2006](#); [Ezziane et al., 2007](#); [Turanl et al., 2006](#); [Pekmezci et Akyuz, 2004](#); [Zhu et al., 2009](#)).

Ce phénomène peut être attribué à la consommation de la $\text{Ca}(\text{OH})_2$ libéré lors de l'hydratation du ciment par la silice réactive de la pouzzolane naturelle. Il est à noter que la réaction pouzzolanique

début lorsque le pH de la solution interstitielle atteint la valeur nécessaire pour la dissolution de la phase vitreuse de la pouzzolane. Généralement, dans les pâtes de ciment contenant des pouzzolanes naturelle, la réaction pouzzolanique débute après 14 jours du contact du mélange avec l'eau, après la réaction de 70-80 % de l'alite contenu dans le ciment portland. Ceci mène à une hydratation moins intense aux jeunes âges en induisant de faibles résistances mécaniques.

En outre, comme le montre la [Figure 5.2](#), la résistance à la compression diminue significativement avec l'augmentation du taux de remplacement de la PN. Le mélange CCHD_1.2 (remplacement de 55% de ciment par la PN) développe la résistance à la compression la plus élevée à tous les âges en raison du taux élevée du ciment. Il est à noter que l'utilisation d'un dosage élevé de la PN jusqu'à un rapport PN/CP de 2,2 (remplacement de 70% de ciment) diminue considérablement les valeurs de la résistance à la compression à tous les âges. À cet effet, à l'âge de 28 jours, la résistance à la compression des mélanges CCHD_2.2, CCHD_2.7 et CCHD_3.2 diminue d'environ 40% par rapport à CCHD_1.2. Cependant, au-delà de 70% du taux de remplacement (PN/CP de 2,2), la résistance des différents mélanges reste stable à tous les âges ([Fig. 5.2](#)).

La diminution de la résistance peut être attribuée aux raisons suivantes. Tout d'abord, le taux de la PN dans tous les mélanges est relativement élevé par rapport au ciment, donc une faible quantité du ciment produit une faible teneur en $\text{Ca}(\text{OH})_2$ pour l'hydratation secondaire de la PN. À cet effet, une faible quantité de la PN peut fixer la chaux et l'autre quantité reste dans la matrice comme des fillers, ce qui conduit à une résistance à la compression relativement faible. La deuxième raison, l'hydratation secondaire de la PN ne peut atteindre qu'un degré de réaction très limité à cause du rapport E/L très faible ($E/L=0.29$). Toutefois, jusqu'à un taux de remplacement du ciment de 75% ($\text{PN}/\text{CP}=3,2$), la résistance à la compression à 28 jours peut également dépasser celle du béton normal (30 MPa). De plus, selon les résultats obtenus, les CCHDs avec les différents dosages de la pouzzolane naturelle, peuvent être utilisées dans différentes applications en génie civil.

Ces résultats sont en concordance avec ceux rapportés par plusieurs chercheurs ([Yang et al., 2007](#); [Zhu et al., 2009](#); [Zhu et al., 2012b](#); [Chen et al., 2012](#)). [Chen et al., \(2012\)](#) qui ont constaté qu'à l'âge de 28 jours, la résistance à la compression a diminué de 60% lorsque le dosage de cendres volantes augmente de 50 à 80%. Cependant, à un taux de remplacement de ciment de

70%, la résistance à la compression à 28 jours peut atteindre 41 MPa. Ils ont également constaté que la résistance au jeune âge diminue considérablement avec l'augmentation de la teneur en cendres volantes. De même, [Yang et al., \(2007\)](#) ont constaté également que les CV diminuent la résistance à la compression des CCHDs à tous les âges. Pour un dosage de 75% de CV, la résistance à la compression à 28 jours peut atteindre 35 MPa. Cependant, [Zhu et al., \(2009\)](#) ont constaté que la résistance à la compression du CCHD à 28 jours peut atteindre 40 MPa pour un taux de remplacement de ciment de 80%.

Il peut être conclu que les valeurs de la résistance à la compression de tous les mélanges répondent aux exigences performancielle stipulées par la norme EN 1504-3. Il est à noter que tous les mélanges sont classés dans la catégorie des exigences de la réparation structurale. À cet effet, les mélanges CCHD_1.2 et CCHD_1.7 sont de classe R4 tandis que les autres mélanges sont de classe R3.

5.3.2 Résistance à la flexion

La [Figure 5.3](#) montre la variation de la résistance à la flexion des mélanges CCHDs avec différents dosages de la PN à 3, 7, 28 et 90 jours. Chaque valeur représente la moyenne de la résistance à la flexion déterminée à partir de trois éprouvettes prismatiques. Comme le montre la [Figure 5.3](#), la résistance à la flexion augmente considérablement lorsque l'âge de durcissement s'étend de 3 à 28 jours. Mais une légère augmentation a été observée à 90 jours. Cependant, lorsque l'âge s'étend de 3 à 28 jours, les résistances à la flexion des mélanges CCHD_1.2 et CCHD_1.7 ont augmenté approximativement de 90% et 100%, respectivement. Par contre, de 28 à 90 jours, l'augmentation de la résistance de ces mélanges est seulement de 3% et 8%, respectivement. Ces résultats sont conformes à ceux obtenus par [Zhu et al., \(2009\)](#) qui ont observé que la résistance à la flexion augmente considérablement entre 3 et 28 jours. Ils ont constaté que, de 3 à 28 jours, la résistance à la flexion du mélange CCHDs avec 50% et 80 % de cendres volantes augmente de 52% et 90% respectivement. Par contre, de 28 à 90 jours, l'augmentation de la résistance à la flexion des mêmes mélanges (50% et 80% de CV) est de l'ordre de 10%.

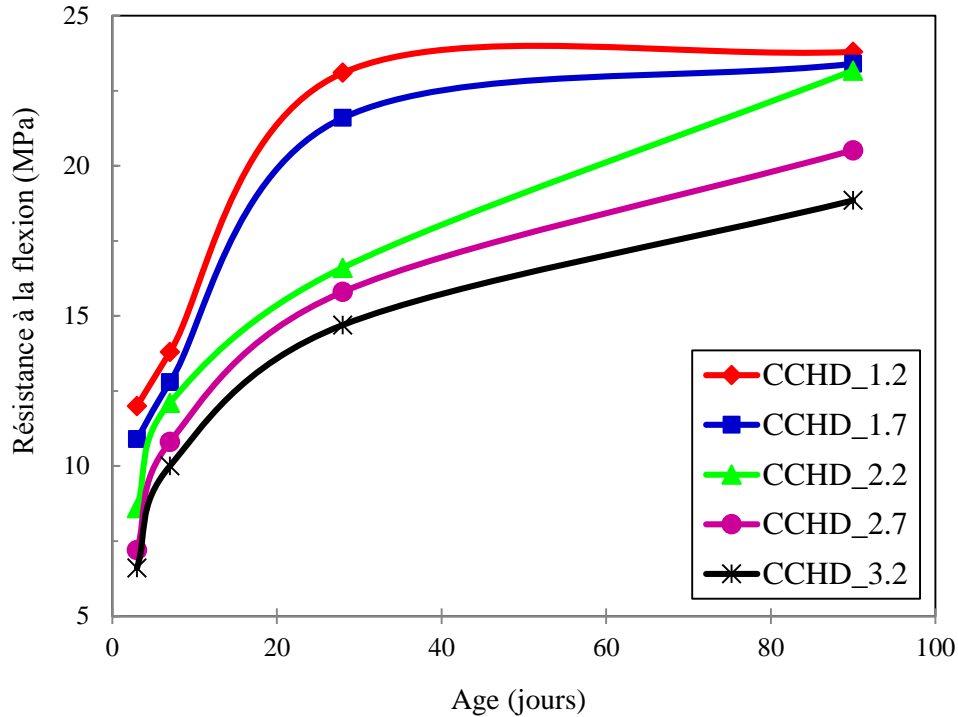


Figure 5.3 – Effet du dosage de la PN sur la résistance à la flexion des CCHDs.

Il est à noter que la PN engendre un effet similaire sur les résistances mécaniques du CCHD. Il est évident, qu'à tous les âges, la résistance à la flexion diminue avec l'augmentation du taux de remplacement du ciment. Cette diminution devient plus prononcée pour les mélanges CCHD_2.7 et CCHD_3.2 au jeune âge. Après 3 jours de cure, la résistance à la flexion de CCHD_2.7 et CCHD_3.2 diminue d'environ 40% par rapport à celle du CCHD_1.2. Par contre, cette diminution est d'environ 30 % à 28 jours. Cela montre que le dosage élevé de la PN influe considérablement sur la résistance des CCHDs. Ceci peut être attribué à la lenteur de la réaction pouzzolanique. Ces résultats sont en concordance avec ceux rapportés par [Zhu et al., \(2009\)](#) et [Sahmaran et al., \(2009b\)](#) qui ont constaté que la résistance à la flexion diminue avec l'augmentation du dosage des cendres volantes à tous les âges. [Zhu et al., \(2009\)](#) ont constaté qu'à l'âge de 28 jours, la résistance à la flexion des CCHDs avec 80% et 70% de CV diminue de 36% et 22% par rapport à celle du CCHD avec 50% de CV. Ils ont conclu que le dosage élevé des cendres volantes influe considérablement sur les résistances des CCHDs, et particulièrement à long terme (90 jours). Il est à noter également que la résistance à la flexion des CCHDs est très

élevée que celle du béton normal en raison de la haute ductilité et la grande capacité de déformation des CCHDs.

Le CCHD présente une ductilité très élevée sous sollicitation de traction et une capacité de déflexion importante sous sollicitation de flexion (Said et Hashim, 2016; Lepech et Keoleian, 2008; Sahmaran et al., 2013b). Le comportement de ductilité du CCHD est obtenu par le développement séquentiel de multiples microfissures avec une ouverture inférieure à 60 μm au lieu d'une augmentation continue de la largeur de la première fissure (béton de fibre) (Li et Li, 2006). Ces microfissures fines sont attribuées à l'influence des fibres PVA, la matrice et l'interface entre les fibres PVA et la matrice.

Il peut être conclu que les valeurs de la résistance à la flexion de tous les mélanges répondent aux exigences performancielles stipulées par la norme EN 1504-3. Il est à noter également que tous les mélanges étudiés sont classés dans la catégorie des exigences de la réparation structurale R4.

5.3.3 Module d'élasticité

Le module d'élasticité et le retrait sont généralement les propriétés importantes en ce qui concerne la stabilité dimensionnelle, qui est le facteur le plus important influençant la compatibilité entre le matériau de réparation et le substrat (Pattnaik, 2006; Decter, 1997). Par conséquent, un faible module de Young et un faible retrait sont nécessaires pour assurer une réparation durable.

Le module d'élasticité des différents mélanges CCHDs étudiés est illustré dans la [Figure 5.4](#). Chaque valeur représente la moyenne du module d'élasticité déterminé à partir de deux éprouvettes. Comme le montre la [Figure 5.4](#), les valeurs du module d'élasticité varient de 21 à 25 GPa à 28 jours. Ces valeurs obtenues sont inférieures à celles du béton conventionnel. Cependant, il est reconnu que le module d'élasticité est généralement influencé par le type et les dimensions des granulats. Il est à noter que les dimensions maximales des agrégats utilisés dans la composition du CCHD, sont inférieures à 0,3 mm (300 μm). Pour cela, la raison principale qui explique ces faibles valeurs du module de Young est l'absence des agrégats grossiers dans la matrice du CCHD (Zhou et al., 2011).

Ces résultats sont conformes à ceux obtenus par [Li et Li \(2011\)](#). En outre, il est évident que le dosage élevé de la PN diminue considérablement le module d'élasticité des CCHDs à tous les âges. A 90 jours, le module de Young de CCHD_2.7 et CCHD_3.2 diminue d'environ 20% par rapport à celui du CCHD_1.2. Ceci est dû au dosage élevé de la pouzzolane naturelle qui engendre l'augmentation de la porosité et l'affaiblissement de la microstructure, ce qui diminue les résistances mécaniques et le module d'élasticité du CCHD.

Une légère augmentation du module de Young a été observée à 90 jours. À cet effet, le module de Young du mélange CCHD_3.2 augmente de 21 GPa à 28 jours à 23.3 GPa à 90 jours. Le CCHD, en tant que matériau de réparation, peut supporter les contraintes internes et le changement de volume différentiel induit par le retrait empêché sans décollement de l'interface en raison de son faible module d'élasticité et de sa haute ductilité.

En outre, plusieurs chercheurs ([Li et al., 2000](#); [Lim et Li, 1997](#)) ont noté que le CCHD est potentiellement un matériau de réparation efficace en raison de son comportement de ductilité et sa capacité de déformation élevée.

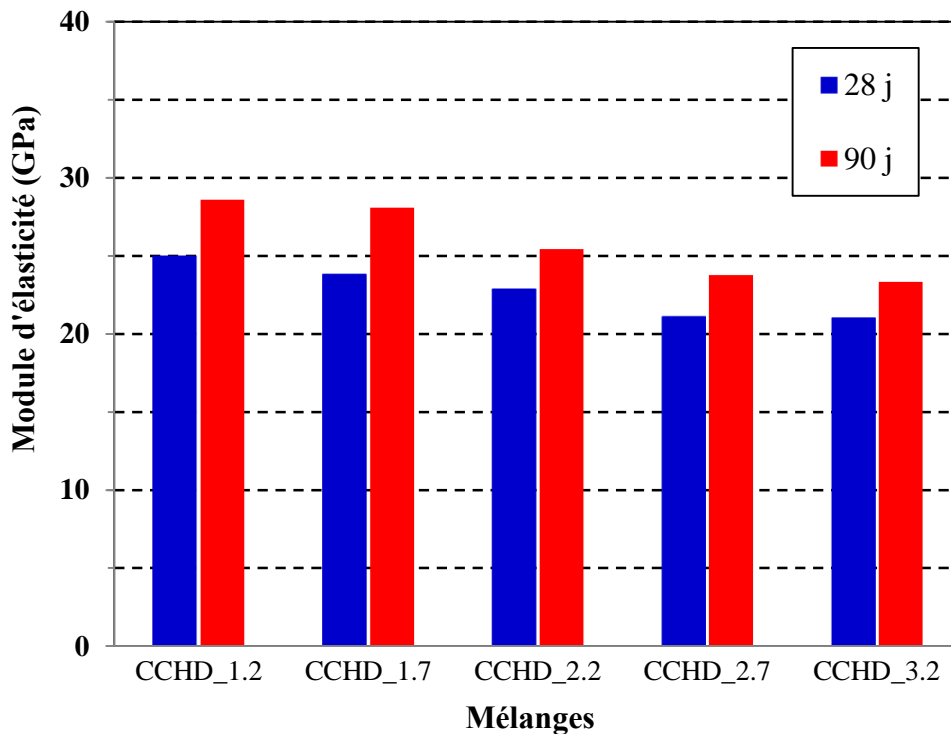


Figure 5.4 – Effet du rapport PN/CP sur le module d'élasticité des CCHDs.

Il peut être conclu que les valeurs du module de Young de tous les mélanges répondent aux exigences de l'EN 1504-3. Ainsi, ils peuvent être classés dans la catégorie des exigences de la réparation structurale R4.

5.3.4 Retrait

Les résultats du retrait de tous les mélanges CCHDs, jusqu'à 90 jours, sont représentés sur la Figure 5.5. Chaque valeur de la Figure 5.5 représente la moyenne du retrait de deux échantillons. Le rapport (E/L) a été maintenu constant à 0,29 dans tous les mélanges CCHDs, donc l'eau n'était pas un paramètre variable pour le retrait.

Selon les résultats présentés dans la Figure 5.5, il apparaît clairement que le retrait des CCHDs est très élevé à celui du béton normal. Ceci est attribué à l'absence des gros granulats dans la composition du CCHD. Le retrait de tous les mélanges CCHD a évolué très rapidement au jeune âge et se stabilise à partir de 28 jours. Les résultats obtenus sont en concordances avec ceux rapportés par plusieurs chercheurs (Yang et al., 2008; Xinqi et al., 2011).

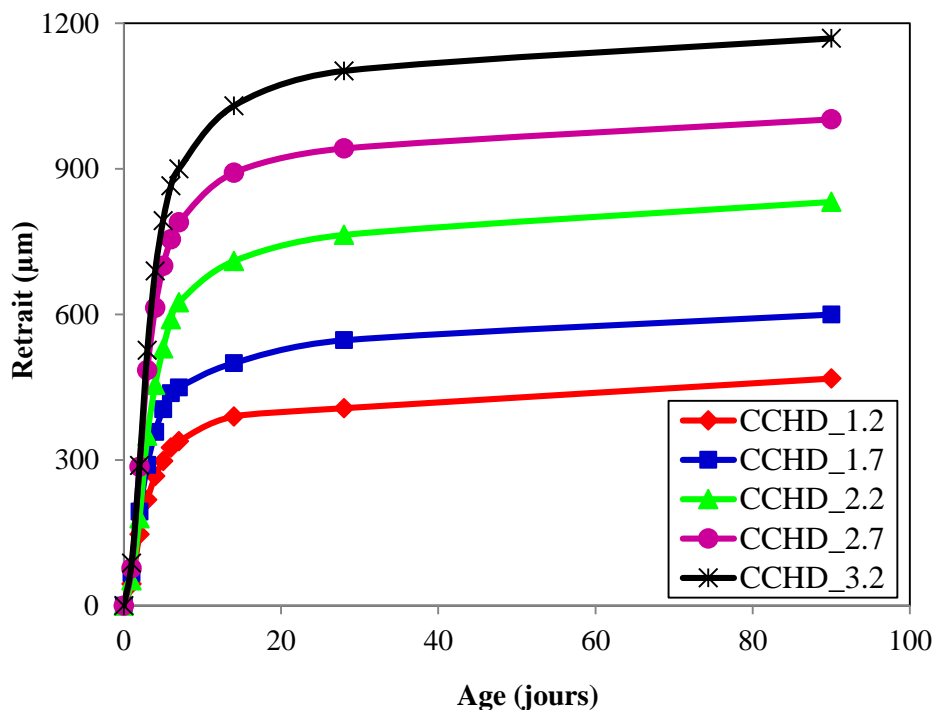


Figure 5.5 – Effet du rapport PN/CP sur le retrait des CCHDs.

Comme le montre la [Figure 5.4](#), le retrait des CCHDs obtenus dans cette étude expérimentale varie de 490 à 1169 μm à 90 jours. Il faut noter que ces résultats sont très faibles par rapport à ceux rapportés par d'autres chercheurs ([Yang et al., 2007](#); [Özbay et al., 2012](#)) quand ils ont étudié l'effet du dosage des cendres volantes sur le retrait des CCHDs.

Cependant, le mélange CCHD_1.2 présente la valeur de retrait la plus faible à 90 jours. À 55% de remplacement du ciment (PN/CP =1,2), le retrait est de 490 μm à 90 jours, alors que ceux obtenus par [Yang et al., \(2007\)](#) et [Özbay et al., \(2012\)](#) sont approximativement 1700 et 1000 μm , respectivement. Cette faible valeur de retrait du mélange CCHD_1.2 peut être attribuée à la haute densification de matrice qui empêche l'évaporation d'eau. Il faut noter également que la valeur du retrait la plus faible est en corrélation avec la résistance à la compression la plus élevée et le plus faible coefficient d'absorption capillaire.

La tendance générale de la [Figure 5.5](#) montre que l'utilisation d'un taux élevée de la PN augmente le retrait des mélanges CCHDs. À 90 jours, le retrait des mélanges CCHD_1.7 et CCHD_2.2 a augmenté de 28% et 77% par rapport à CCHD_1.2. Cette augmentation est supérieure à 100% au-delà d'un taux de remplacement de ciment de 70%. Ces résultats sont conformes à ceux rapporté par [Zhu et al., \(2012b\)](#) qui ont constaté que l'augmentation de dosage du laitier augmente le retrait des CCHDs,

Ces résultats peuvent être expliqués par les raisons suivantes. Tout d'abord, au jeune âge, la réaction pouzzolanique de la PN est très lente, donc la PN ne contribue pas dans l'amélioration de la densification de la matrice. Ceci est en corrélation avec les résultats de résistance à la compression montrés sur la [Figure 5.2](#) où l'utilisation de la PN diminue la résistance à la compression au jeune âge et augmente d'une manière significative au-delà de 28 jours en raison des propriétés pouzzolaniques de la PN qui améliorent la densification de la matrice à long terme. Ensuite, l'utilisation d'un taux élevé de la PN dans la production du CCHD a augmenté sa porosité et le diamètre moyen de pores, ce qui a affaibli la microstructure et la durabilité du CCHD. Troisièmement, la présence de la PN peut accélérer l'évaporation de l'humidité interne due à la forme irrégulière et angulaire de ses particules.

D'autre part, [Yang et al., \(2007\)](#), ont constaté que, lorsque le rapport CV/CP augmente de 1,2 à 5,6, le retrait diminue de 50%. D'après ces auteurs, cette diminution est attribué à la densification

de la matrice, ce qui empêche l'évaporation de l'eau. Cela est généralement attribué à la forme, à la propriété pouzzolanique et à l'effet de remplissage des cendres volantes.

5.3.5 Absorption capillaire

Les résultats du coefficient d'absorption capillaire sont illustrés dans la [Figure 5.6](#). Il est évident qu'un taux élevé de la pouzzolane augmente significativement le coefficient d'absorption capillaire à 28 jours. Après 28 jours de cure, le coefficient K augmente de 0,42 à 0,92 $\text{kg/m}^2 \text{s}^{1/2}$ lorsque le rapport PN/CP augmente de 1,2 à 3,2. Il est à noter que les résistances mécaniques les plus élevées sont en corrélation avec le coefficient d'absorption capillaire le plus faible. Les coefficients de l'absorption capillaire élevés des CCHDs avec plus de 70% de PN est attribué à la faible densification de la matrice cimentaire, expliquée précédemment (§ 5.3.1). Ces résultats sont en concordance avec ceux rapportés par d'autres chercheurs ([Özbay et al., 2012](#)) qui ont constaté CCHD que l'augmentation du dosage des cendres volantes augmente la porosité et affaibli la durabilité des CCHDs.

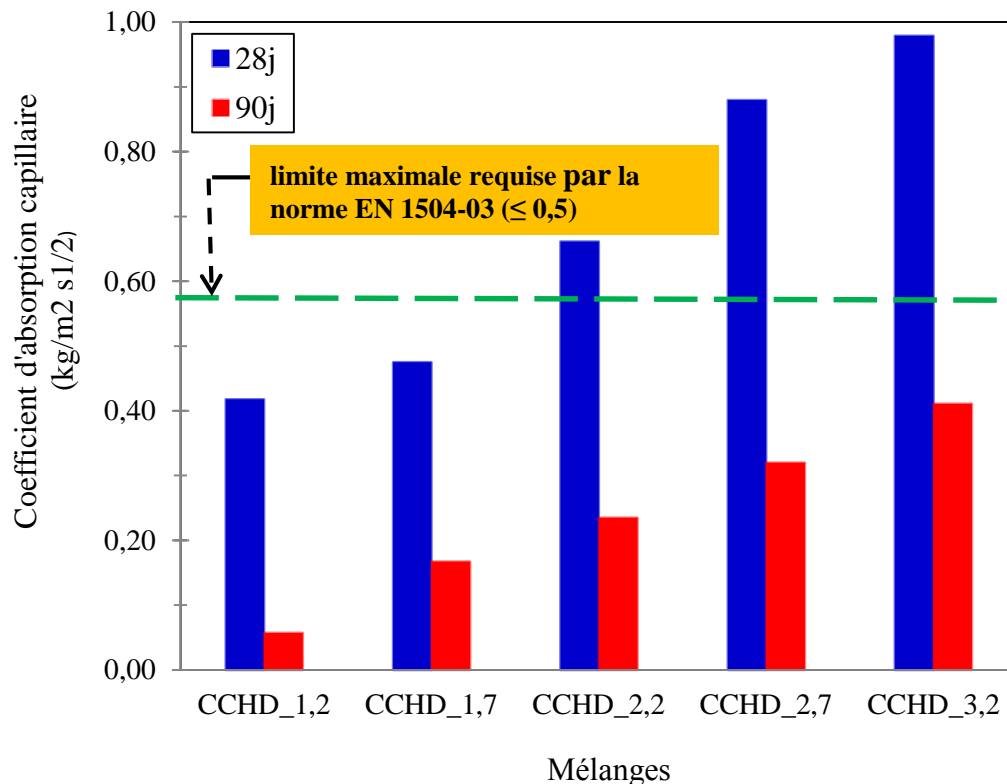


Figure 5.6 – Coefficient d'absorption capillaire des différents CCHDs.

D'autre part, le coefficient d'absorption capillaire de chaque mélange diminue considérablement à 90 jours. Le coefficient (K) du mélange CCHD_1.2 diminue de 0,42 à 28 jours à 0,04 à 90 jours. Cette amélioration significative de l'absorption capillaire est attribuée à la durée de cure suffisante requise pour la réaction pouzzolanique. Les gels de C-S-H secondaire qui résultent de la réaction pouzzolanique se précipitent dans les pores capillaires et engendrent la densification de la matrice et par conséquent la réduction de la porosité et de l'absorption capillaire du CCHD. Comme le montre la [Figure 5.6](#), à l'âge de 28 jours, sauf les mélanges CCHD_1.2 et CCHD_1.7 ont des coefficients d'absorption capillaire inférieurs à la limite maximale requise par la norme EN 1504-3 ($\leq 0,5$) ([EN 1504-03](#)).

5.3.6 Résistance d'adhérence

Le [Tableau 5.1](#) montre les résultats des essais d'adhérence des éprouvettes à 7 et 28 jours et les modes de rupture à 28 jours. Chaque valeur représente la moyenne de la résistance d'adhérence de deux éprouvettes cylindriques.

Tableau 5.1 – Résistances d'adhérence au cisaillement oblique et modes de rupture.

Mélanges	7 Jours		28 Jours	
	Résistance d'adhérence (MPa)	Mode de rupture	Résistance d'adhérence (MPa)	Mode de rupture
CCHD_1.2	10.3	Interface	15.7	Substrat
CCHD_1.7	10.2	Interface	14.8	Substrat
CCHD_2.2	9.6	Interface	13.8	Monolithique
CCHD_2.7	8.5	Interface	12.2	Monolithique
CCHD_3.2	7.6	Interface	9.4	Monolithique
Résistance d'adhérence selon ACI 546R-04	2.8 à 6.9	-	13.8 à 20.1	-

Comme le montre le [Tableau 5.1](#), après 7 jours, tous les mélanges ont développé une résistance d'adhérence considérablement supérieure à la résistance d'adhérence spécifiée par l'ACI 546R-04. Par contre, à 28 jours de cure, seuls les mélanges CCHD_1.2, CCHD_1.7 et CCHD_2.2 sont conformes à la norme.

Pour 7 jours de durcissement, le gain de la résistance d'adhérence dans les échantillons CCHD_1.2 et CCHD_1.7 était le plus élevé par rapport aux autres mélanges de CCHDs. À cet effet, la résistance d'adhérence des mélanges CCHD_2.7 et CCHD_3.2 diminue d'environ 17% et 26%, respectivement, par rapport à celle du CCHD_1.2.

Il est reconnu que la résistance à la compression influe sur l'interface entre le substrat et le matériau de réparation ([Rashmi, 2006](#)). Il convient de noter qu'il existe une corrélation importante entre la résistance à la compression et la résistance d'adhérence des CCHDs ([Yildirim et al., 2015](#)). À cet effet, les valeurs élevées de la résistance à la compression et la résistance d'adhérence ont été obtenues par le mélange CCHD_1.2 (un remplacement de 55%) qui contient une grande quantité de ciment par rapport à tous les autres mélanges.

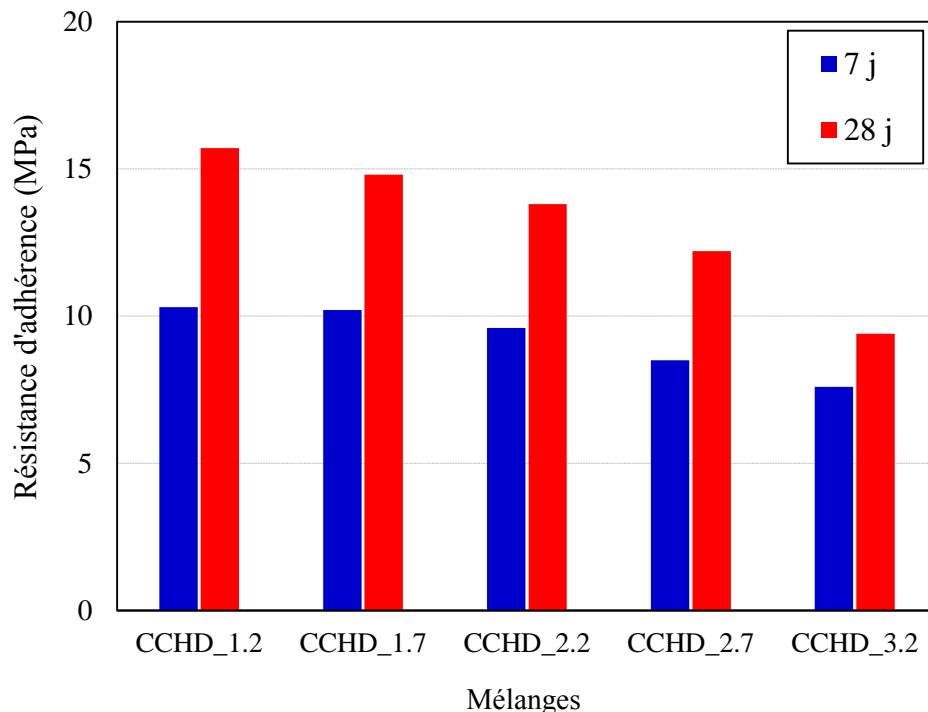


Figure 5.7 – Résistance d'adhérence des différents CCHDs.

Cependant, comme le montre la [Figure 5.7](#), entre 7 et 28 jours, un gain de résistance d'adhérence d'environ 45 % a été observé pour tous les mélanges CCHDs, sauf pour le CCHD_3.2 qui est de 23% seulement. Ce fait est attribué aux propriétés pouzzolaniques de la pouzzolane naturelle, qui améliore l'interface entre le CCHD et le substrat, et par conséquent, favorise le développement des résistances d'adhérence entre 7 et 28 jours.

Selon les résultats illustrés dans la [Figure 5.7](#), il apparaît clairement que l'augmentation du dosage de la PN diminue significativement la résistance d'adhérence des CCHDs à tous les âges. À cet effet, à l'âge de 28 jours, la résistance d'adhérence des mélanges CCHD_1.7, CCHD_2.2, CCHD_2.7 et CCHD_3.2 diminue de 6%, 10%, 23% et 40%, respectivement, par rapport à celle du CCHD_1.2.

Cette constatation est due à plusieurs raisons. Tout d'abord, comme il a été conclu précédemment, l'augmentation de la quantité de la pouzzolane naturelle affaiblit l'interface qui est le facteur le plus important qui affecte l'adhérence entre le matériau de réparation et le substrat ([Julio et al., 2004](#)), à cause de la lenteur de la réaction pouzzolaniques de la pouzzolane naturelle. La deuxième raison, l'utilisation d'un taux élevé de la pouzzolane naturelle diminue la résistance à la compression qui est également un facteur qui influe considérablement sur l'adhérence. Troisièmement, plusieurs chercheurs ([Hassen et al., 2000](#); [Zhou, 2011](#)) ont montré que le retrait influe également sur l'adhérence entre le matériau de réparation et le substrat. Pour cela, le retrait est considéré comme un facteur très important qui affecte l'interface.

[Şahmaran et al., \(2013a\)](#) ont étudié l'effet des cendre volantes, de la fumée de silice et du laitier sur la résistance d'adhérence entre le CCHD et le substrat. Ils ont constaté que le CCHD à base de laitier a développé la résistance d'adhérence la plus élevée et le CCHD à base de la fumée de silice a développé la résistance d'adhérence la plus faible.

Les résultats obtenus montrent que l'augmentation du taux de la pouzzolane entraîne une porosité élevée, particulièrement pour les mélanges CCHD_2.7 et CCHD_3.2 qui ont montré une résistance d'adhérence inférieure à la résistance exigée par l'ACI 546R-04. Par contre, les mélanges CCHD_1.2, CCHD_1.7 et CCHD_2.2 qui répondent à l'exigence spécifiée par l'ACI à 28 jours peuvent être utilisées dans la réparation des structures en béton armé.

5.3.6.1 Mode de rupture

Durant l'essai de cisaillement oblique, en plus des trois modes de rupture illustrés par la [Figure 5.8](#), il existe un quatrième mode qui est la rupture monolithique dont lequel la rupture se produit à travers le matériau de réparation et le substrat en même temps. Il a été constaté, qu'à l'âge de 7 jours, la rupture se produit à l'interface des composées CCHD/Substrat dans toutes les éprouvettes. La [Figure 5.9a](#) illustre une rupture produite à l'interface de l'éprouvette CCHD/Substrat.

D'autre part, après 28 jours de cure, la résistance d'adhérence augmente considérablement et la rupture se produit dans le substrat dans les éprouvettes CCHD_1.2 et CCHD_1.7. Par contre, les autres éprouvettes composées (CCHD/Substrat) ont subi une rupture monolithique.

Il est à noter que la rupture dans le substrat est souhaitable parce que cette rupture signifie que le substrat est la composante la plus faible dans le système CCHD/Substrat. Donc, tous les mélanges ont montré une rupture compatible. Cela est dû à l'amélioration significative de l'interface, qui augmente la résistance d'adhérence et empêche la rupture de l'interface.

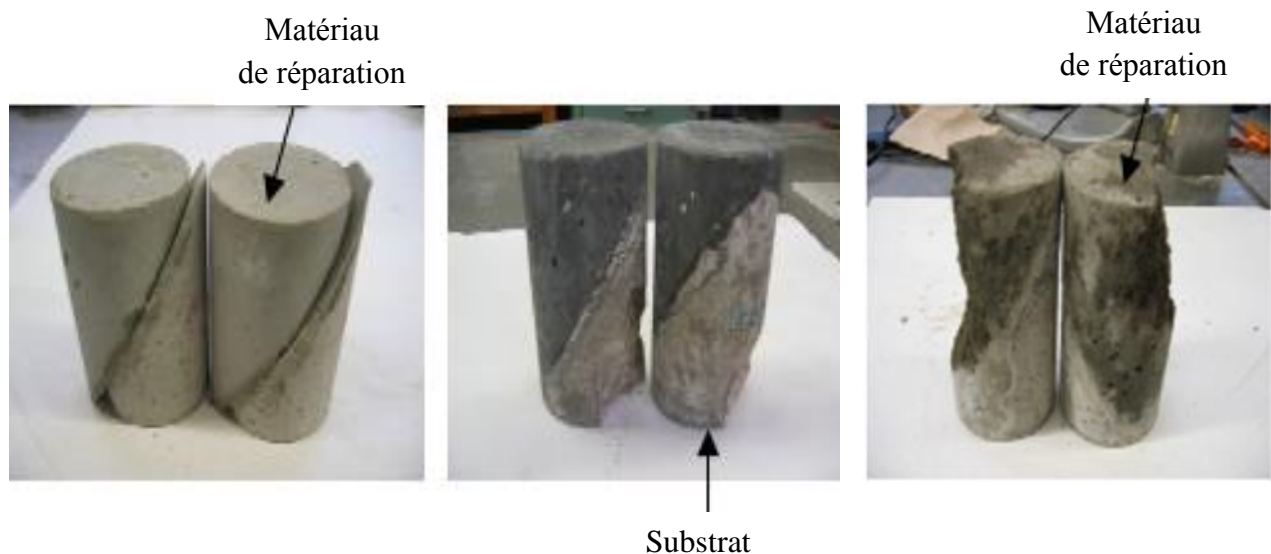


Figure 5.8 – Les trois modes de ruptures.



Figure 5.9 – Modes de rupture des éprouvettes composées CCHD/Substrat : a et b Compatible ; c et d Incompatible.

Cette amélioration de la l'interface entre le matériau de réparation et le substrat est attribuée à des réactions chimiques entre la silice réactive des pouzzolanes naturelles et le $\text{Ca}(\text{OH})_2$ qui résulte de l'hydratation du ciment dans le substrat. La ductilité élevée du CCHD est une autre raison probable pour une meilleure performance en termes de résistance d'adhérence (Yildirim et al.,

2015). L'utilisation d'une faible quantité de ciment dans les échantillons CCHD_2.7 et CCHD_3.2 (remplacement de ciment de 72% et 75% respectivement) produit une faible teneur en Ca(OH)_2 pour l'hydratation secondaire de la PN, conduisant à une faible résistance d'adhérence, ce qui engendre une rupture à l'interface. Il faut noter, également, que la microstructure de la zone de transition peut être également améliorée à long terme en raison de la réaction pouzzolanique dans le matériau de réparation, conduisant à une zone d'interface plus dense avec une meilleure durabilité.

Ces résultats sont conformes à ceux de [Şahmaran et al., \(2013a\)](#) qui ont constaté, que dans tous les CCHDs à base de cendres volantes ou à base de laitier, la rupture s'est produite dans le substrat. Ceci est dû à l'efficacité du CCHD avec sa résistance adhérence élevée qui a empêché la rupture d'interface. Ils ont constaté que la microstructure d'interface peut être améliorée avec le temps en raison de la réaction pouzzolanique.

5.3.6.2 Effet de la différence de résistance

La [Figure 5.10](#) montre l'évolution de la résistance à la compression des différents mélanges de CCHDs. Selon les résultats obtenus dans cette étude, il existe une grande différence entre les propriétés du CCHD et le substrat comme le montre la [Figure 5.10](#). Cette disparité de la résistance influence le mode de rupture et la résistance d'adhérence du CCHD.

Dans cette étude, la résistance à la compression du substrat à 28 jours est de 30 MPa. Par contre, la résistance à la compression des mélanges CCHDs varie de 10 à 20 MPa et de 40 à 70 MPa à 3 et 90 jours respectivement. Un rapport de résistance à la compression (résistance du CCHD/résistance du substrat) est établi pour caractériser l'influence de la disparité de la résistance à la compression sur le mode de rupture des éprouvettes CCHDs.

Le [Tableau 5.2](#) présente les modes de rupture en fonction du rapport de la résistance à la compression. On constate que la rupture se produit dans le substrat si le rapport est supérieur à 1.50. Donc, le matériau de réparation devrait avoir une résistance à la compression supérieure au substrat pour assurer une bonne adhérence et une réparation durable ([Pattnaik, 2006](#)). Lorsque le rapport de la résistance à la compression est de l'ordre de 1.1 ou moins, les éprouvettes ont subi une rupture monolithique ([Tableau 5.2](#)).

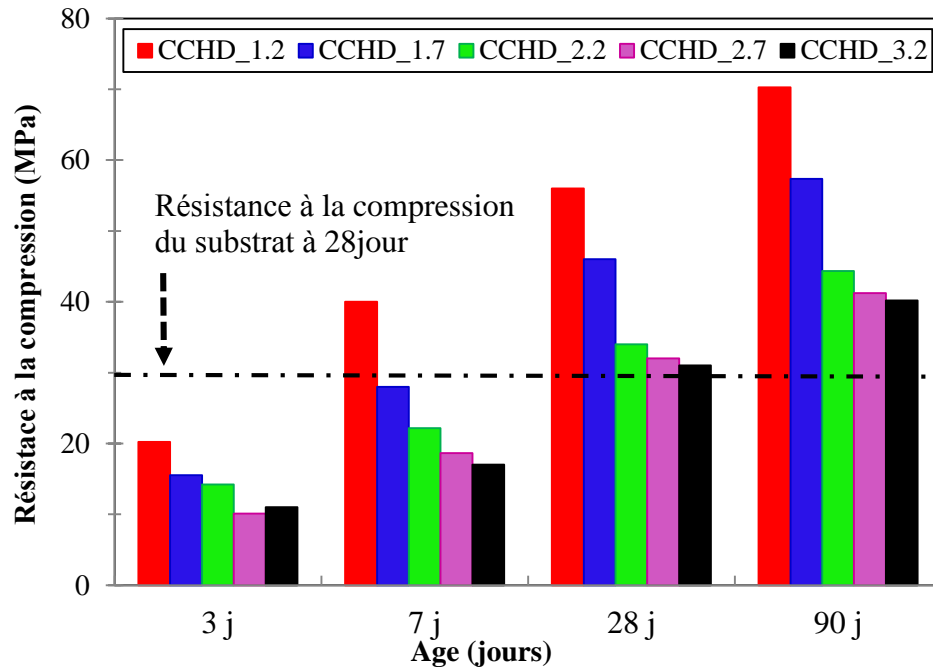


Figure 5.10 – L'évolution de la résistance à la compression par rapport au substrat.

Tableau 5.2– Résultats de la résistance à 28 jours des CCHDs.

Mélanges	7 Jours		28 Jours	
	Résistance d'adhérence (MPa)	Mode de rupture	Résistance d'adhérence (MPa)	Mode de rupture
CCHD_1.2	10.3	Interface	15.7	Substrat
CCHD_1.7	10.2	Interface	14.8	Substrat
CCHD_2.2	9.6	Interface	13.8	Monolithique
CCHD_2.7	8.5	Interface	12.2	Monolithique
CCHD_3.2	7.6	Interface	9.4	Monolithique
Résistance d'adhérence selon ACI 546R-04	2.8 à 6.9	-	13.8 à 20.1	-

5.4 Corrélations entre les propriétés du CCHD

5.4.1 Corrélation entre la résistance à la flexion et la résistance à la compression

D'après Neville et al., (1996), plusieurs chercheurs ont proposé des corrélations entre la résistance à la compression et la résistance à la flexion par une fonction puissance de la forme suivante :

$$f_r = k f_c^\alpha \quad (5.1)$$

La Figure 5.11 illustre la relation non linéaire entre la résistance à la compression et la résistance à la flexion des CCHDs étudiées. La relation obtenue est donnée par l'équation 5.2 ci-dessous :

$$f_r = 1.4 f_c^{0.7} \quad (5.2)$$

Où f_c est la résistance à la compression en MPa et f_r est la résistance à la flexion en MPa.

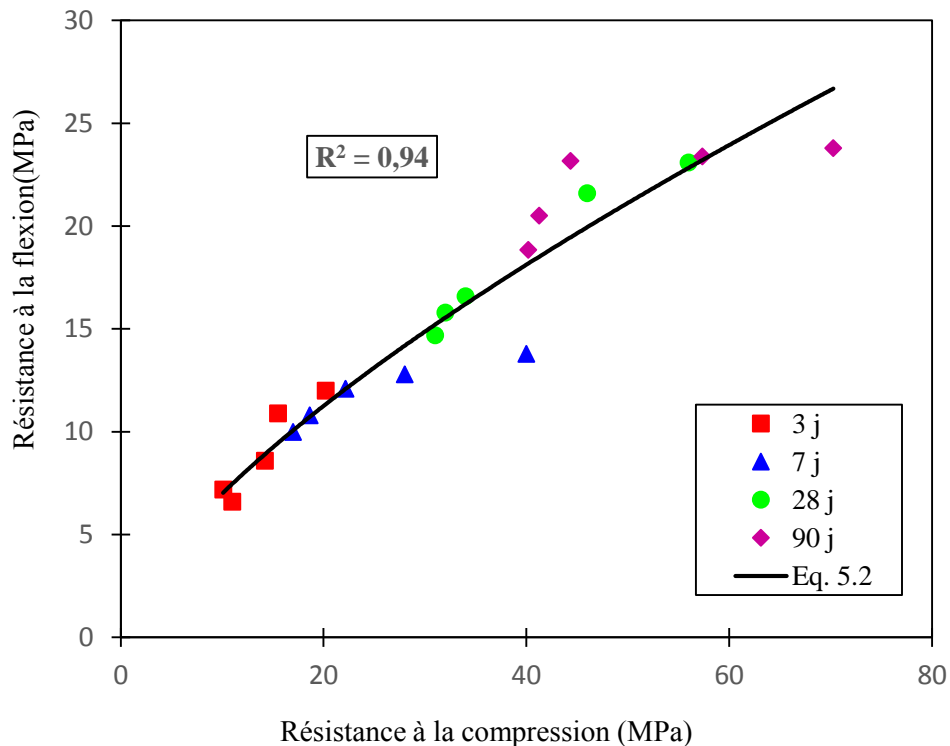


Figure 5.11 – Relation entre résistance à la flexion et la résistance à la compression des CCHDs étudiées.

Quelle que soit l'âge d'essai, il existe une bonne corrélation entre la résistance à la compression et la résistance à la flexion avec un coefficient de corrélation de **0.94**. Cela signifie que la résistance à la flexion du CCHD peut être prédite à partir de sa résistance à la compression avec une grande précision. La [Figure 5.11](#) montre que la résistance à la flexion augmente avec l'augmentation de la résistance à la compression. Ces résultats sont en concordance avec ceux rapportés par [Zhu et al., \(2014\)](#) qui ont étudié les propriétés mécaniques du CCHD à base de laitier, des cendres volantes et de la fumée de silice.

Plusieurs modèles ont été proposés par différents règlements pour l'estimation de la résistance à la flexion du béton à partir de sa résistance à la compression ([Tableau 5.4](#)). Il faut noter que l'ACI 318-95, en plus de l'équation $f_r = 0.62 f_c^{0.5}$, définit une autre relation entre le module de rupture (f_r) et la résistance à la compression f_c par l'équation $f_r = 0.56 f_c^{0.5}$.

Tableau 5.3 - Relations empiriques recommandées entre la résistance à la flexion et la résistance à la compression du béton ordinaire.

Code	Pays	Relation	N° de l'équation
ACI	USA	$f_r = 0.62 f_c^{0.5}$	5.3
EC-02	Europe	$f_r = 0.201 f_c$	5.4
BS-8110	Grande-Bretagne	$f_r = 0.60 f_c^{0.5}$	5.5

f_r = Résistance à la flexion à 28 jours en N/mm².

f_c = Résistance à la compression d'un cube ou cylindre à 28 jours en N/mm².

La [Figure 5.12](#) montre une comparaison des valeurs estimées par les équations de 5.3 à 5.5 avec l'équation 5.2. Il est évident que les résultats de la résistance à la flexion des CCHDs sont très élevés par rapport aux résultats estimés par les équations citées ci-dessus qui ont été établies pour un béton ordinaire. À titre d'exemple, une résistance à la compression de 40 MPa correspond à des résistances à la flexion de 8 MPa et 4 MPa selon EC-02 et ACI respectivement. Par contre, pour la même valeur de la résistance à la compression, la résistance à la flexion du CCHD est de 13.8 MPa. Donc, l'EC-02 et l'ACI sous-estime la résistance à la flexion des CCHDs de 40% et de

70%, respectivement. Il est à noter qu'au jeune âge, les écarts entre les valeurs prédites par l'EC-02 et l'ACI et celles des CCHDs sont très faibles (Fig. 5.12).

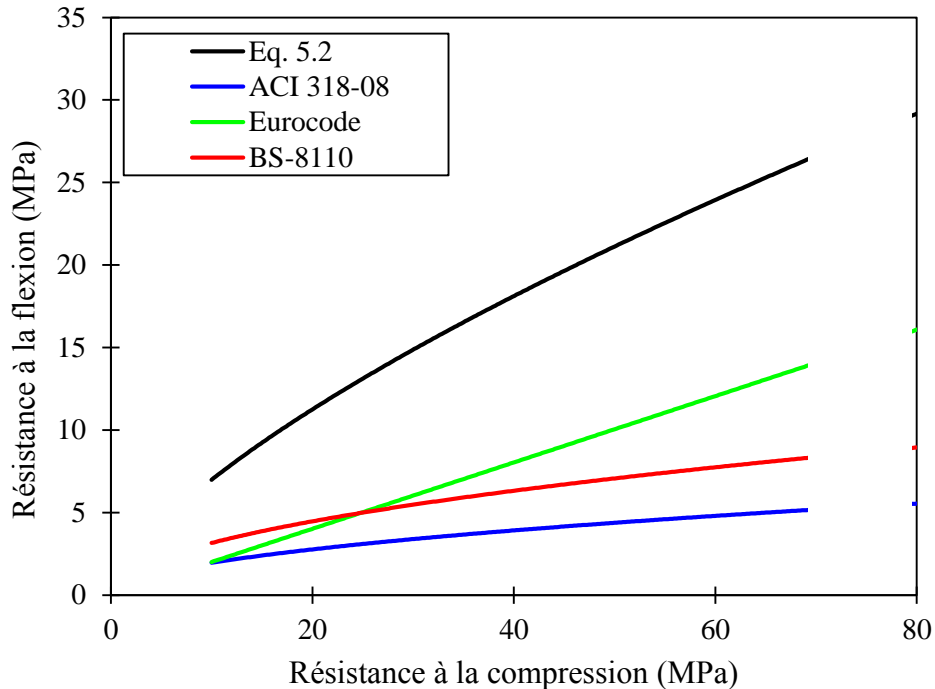


Figure 5.12 – Comparaison des résultats des essais et des modèles de la résistance à la flexion pour le béton ordinaire.

Cette sous-estimation est due à la capacité de déformation élevée du CCHD. D'après [Qian et Li, \(2007\)](#), la résistance à la flexion élevée du CCHD est attribuée à son comportement d'écroutissage et de sa haute ductilité. Pour cela, il était indispensable de développer une corrélation de prédiction de la résistance à la flexion à partir de la résistance à la compression du CCHD. La corrélation proposée dans cette étude (Eq 5.2) serait très utile pour l'estimation de la résistance à la flexion des CCHDs.

5.4.2 Corrélation entre le module d'élasticité et la résistance à la compression

La résistance à la compression est une propriété importante dans la conception et la construction de structures en béton. En utilisant la résistance à la compression, les règlements estiment de nombreuses propriétés des matériaux telles que la résistance à la traction et à la flexion, le retrait, etc... ([Han et al., 2004](#)). À cet effet, il est utile d'établir une corrélation entre le module

d'élasticité et la résistance à la compression. Plusieurs chercheurs (Kim et al., 2002; Yıldırım et al., 2011) et le règlement (ACI 318-08) ont proposé des équations de la forme : $E_c = \alpha f_c^\beta$ pour estimer le module d'élasticité à partir de la résistance à la compression.

La relation proposée pour prédire le module d'élasticité à partir de la résistance à la compression des CCHDs est donnée par l'équation 5.6 ci-dessous :

$$E_c = 6.2 f_c^{0.36} \quad (5.6)$$

Où f_c est la résistance à la compression en MPa et E_c est le module d'élasticité en GPa.

Le coefficient de corrélation R de l'équation (5.6) est de l'ordre de **0.89**, ce qui indique une excellente corrélation entre la résistance à la compression et le module d'élasticité. La Figure 5.13 montre la variation de l'équation (5.6) qui représente la relation entre la résistance à la compression et le module d'élasticité à 28 et 90 jours.

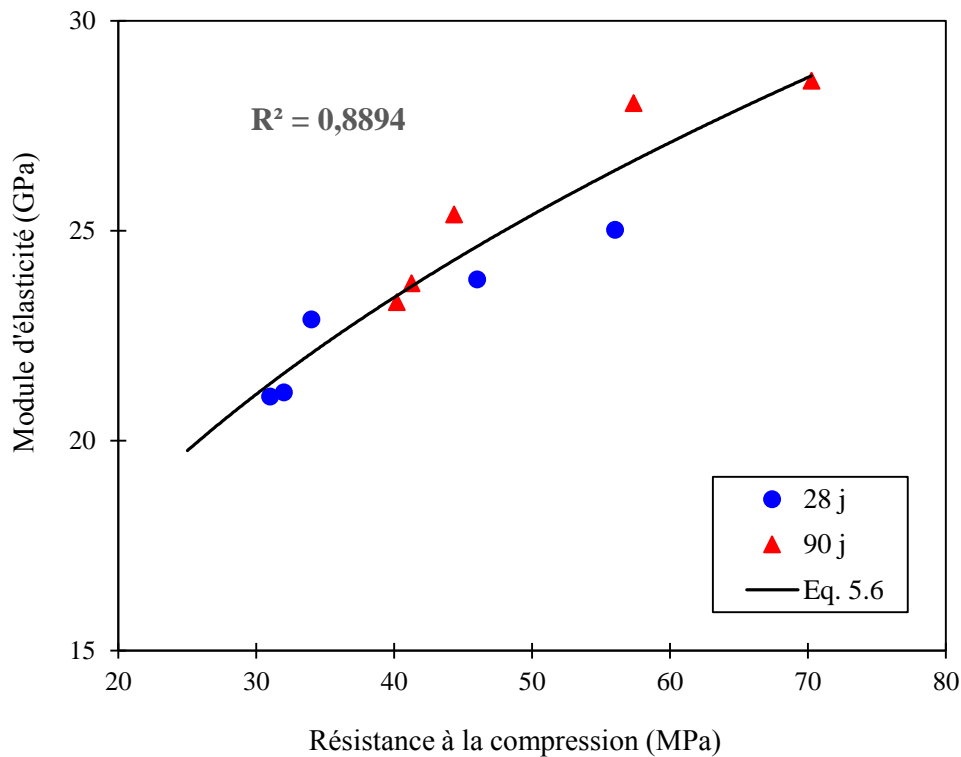


Figure 5.13 – Relation entre le module d'élasticité et la résistance à la compression des compositions étudiées.

Comme le montre la [Figure 5.13](#), si la résistance à la compression du CCHD augmente, le module d'élasticité augmente. Cela est attribué à l'amélioration considérable de la densification de la matrice. Cependant, lorsque la résistance à la compression du CCHD augmente, la matrice de la pâte de ciment devient plus dense et plus rigide, ce qui augmente le module d'élasticité du CCHD.

Plusieurs modèles ont été proposés par différents règlements (ACI318-08, EC-02, BS-8110) pour l'estimation du module d'élasticité du béton ordinaire. D'autres part, [Yildirim et al., \(2011\)](#) et [Kim et al., \(2002\)](#) ont également proposé des relations entre le module d'élasticité et la résistance à la compression du béton ([Tableau 5.4](#)).

Tableau 5.4 – Équations d'estimation de module d'élasticité dans différents codes.

Code	Pays	Relation
ACI 318-08	USA	$E_c = 4700\sqrt{f_c}$
EC-02	Europe	$E_c = 22(0.1 f_c)^{0.3}$
BS-8110	Grande-Bretagne	$E_c = 20000 + 0.2 f_c$
Yildirim et al., (2011)	-	$E_c = 6.6\sqrt{f_c} - 2.7$
Kim et al., (2002)	-	$E_c = 5250(f_c)^{0.46}$

E_c : MPa , f_c : MPa

La [Figure 5.14](#) illustre la comparaison entre les valeurs estimées par les équations citées ci-dessus ([Tableau 5.4](#)) avec les résultats expérimentaux des CCHDs. La [Figure 5.14](#) montre que tous les modèles surestiment le module d'élasticité du CCHD. Pour une résistance à la compression de 30 MPa, la surestimation du module d'élasticité par EC-02 et ACI et de 50% et 30% respectivement.

Cependant, on constate que, pour tous les modèles, la surestimation du module d'élasticité augmente lorsque la résistance à la compression augmente. Il faut noter que tous les modèles utilisés pour la comparaison ont été développés pour la prévision du module d'élasticité du béton ordinaire qui est généralement influencé par le type et le dosage des gros granulats. Il convient

également de noter que la dimension maximale des agrégats utilisés dans la composition de CCHD est inférieure à 0,3 mm (300 μm). Pour cela, la surestimation significative des modèles utilisés peut être attribuée à l'absence des agrégats grossiers dans la composition du CCHD. Les faibles valeurs du module d'élasticité obtenus dans cette étude sont en accord avec ceux rapportées par d'autres chercheurs (Li et Li, 2011; Li et Li, 2009). D'après Li et al., (2011), un faible module d'élasticité est nécessaire pour un matériau de réparation car il limite les contraintes de traction induite par le retrait empêché.

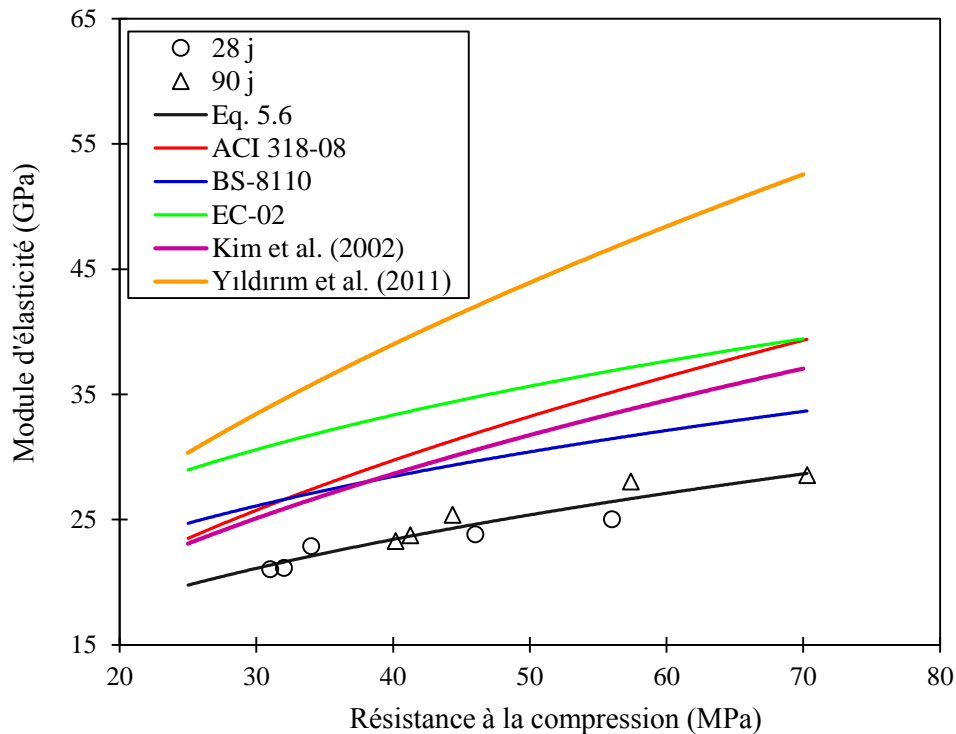


Figure 5.14 – Comparaison des résultats des essais et des modèles d'estimation du module d'élasticité pour le béton ordinaire.

5.4.3 Corrélation entre la résistance à la compression et l'absorption capillaire

La Figure 5.15 montre la variation de la résistance à la compression à 28 et 90 jours en fonction de l'absorption de différentes compositions étudiées. On constate que la résistance à la compression à 28 jours est une fonction décroissante de l'absorption initiale. La relation entre le coefficient d'absorption capillaire (k) et la résistance à la compression est représenté comme une

fonction non linéaire de la forme: $k = \alpha f_c^\beta$, où α et β sont des coefficients de la régression linéaire.

Les relations obtenues pour la prédiction du coefficient d'absorption capillaire à partir de la résistance à la compression du CCHD, sont donnée par les équations 5.7 et 5.8 ci-dessous :

$$k_{28} = 92,6 f_c^{(-1,36)} \quad (5.7)$$

$$k_{90} = 33063 f_c^{(-3.08)} \quad (5.8)$$

Où f_c est la résistance à la compression en MPa et k_{28} et k_{90} sont les coefficients d'absorption capillaire à 28 et 90 jours, respectivement.

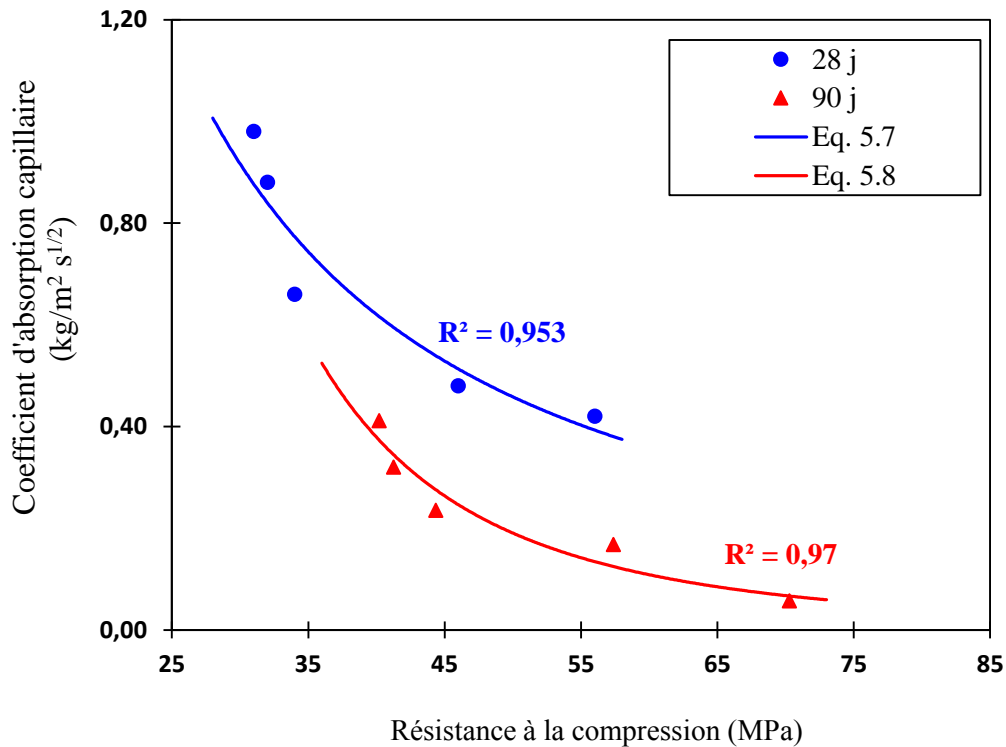


Figure 5.15 – Relation entre le coefficient d'absorption capillaire (K) et la résistance à la compression des compositions étudiées.

Un coefficient de corrélation **R** supérieur à **0.97** a été obtenu pour les deux équations, ce qui indique une excellente corrélation entre l'absorption capillaire et la résistance à la compression. La [Figure 5.15](#) montre que le coefficient d'absorption capillaire diminue lorsque la résistance à la compression du CCHD augmente. Cela est attribué à l'amélioration considérable de la densification de la matrice. À cet effet, l'augmentation de la résistance à la compression du CCHD est due à la réaction pouzzolanique qui a pour effet de remplissage des pores capillaires existants et la diminution de la porosité de la matrice ce qui engendre une diminution considérable du coefficient d'absorption capillaire du CCHD.

5.4.4 Corrélation entre la résistance d'adhérence et la résistance à la compression

Pour une meilleure simulation, les résultats de la résistance d'adhérence en cisaillement ont été représentés en fonction des valeurs de la résistance à la compression. Cette relation est illustrée dans la [Figure 5.16](#). La relation entre la résistance d'adhérence et f_c est exprimée par l'équation (5.9) suivante :

$$f_a = 1.6 f_c^{0.5} \quad (5.9)$$

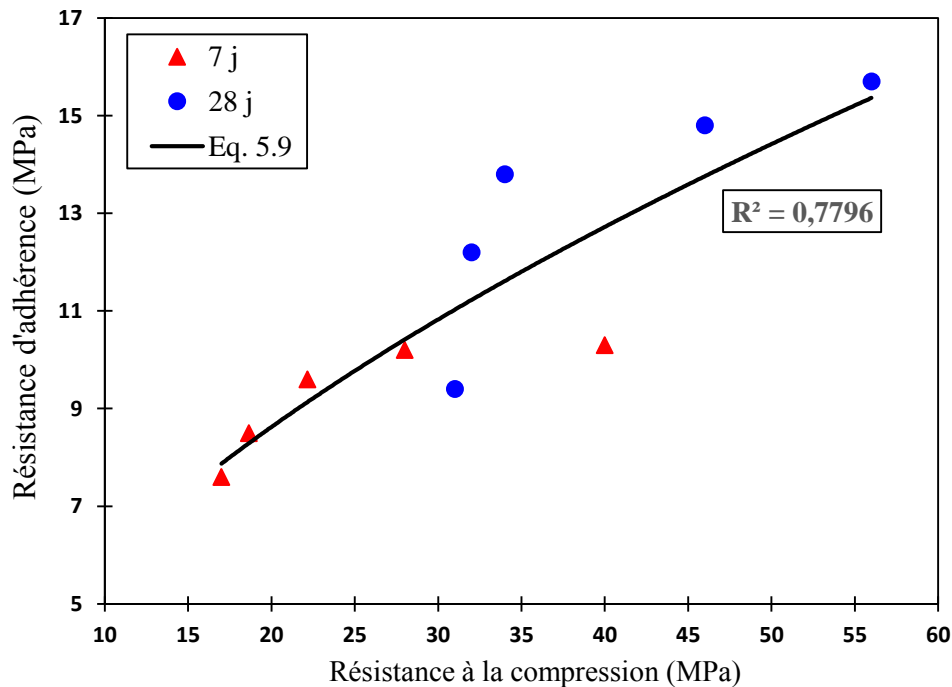


Figure 5.16 – Relation entre résistance d'adhérence et la résistance à la compression des compositions étudiées.

Comme le montre la [Figure 5.16](#), quel que soit l'âge de durcissement, il existe une bonne corrélation entre la résistance d'adhérence en cisaillement oblique et la résistance à la compression, avec un coefficient de corrélation de **0.78**.

La [Figure 5.16](#) montre que la résistance d'adhérence augmente lorsque la résistance à la compression des CCHDs augmente. Cela peut être attribué à l'amélioration de l'interface lorsque la résistance à la compression du CCHD augmente. Il faut noter également que la résistance à la compression influe sur l'interface entre le substrat et le matériau de réparation. Pour cela, les CCHDs ont montré des propriétés appropriées et compatibles avec le substrat dues à leurs ductilité et leurs résistance élevées.

Une comparaison entre les résultats obtenus par [Yildirim et al., \(2015\)](#) et [Sahmaran et al., \(2013a\)](#) et la relation obtenue entre la résistance d'adhérence et la résistance à la compression ([Eq. 5.6](#)) est présentée dans la [Figure 5.17](#). On constate que les résultats rapportés par ces deux chercheurs sont en concordance avec les résultats prédits par le modèle développé dans cette étude ([Eq. 5.6](#)). Cela confirme la fiabilité de l'[Eq. 5.9](#) pour la prévision de la résistance d'adhérence à partir de la résistance à la compression du CCHD.

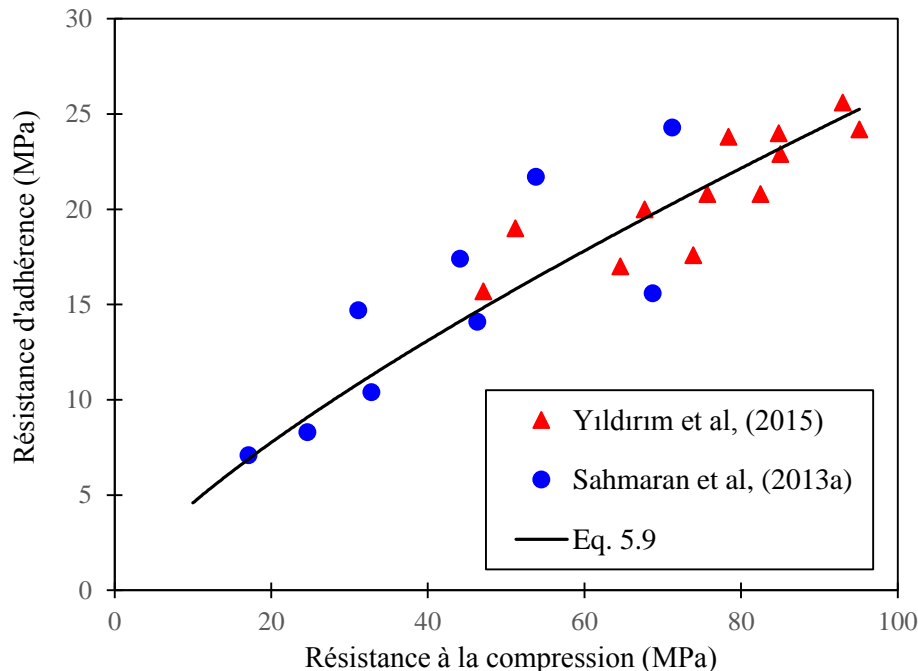


Figure 5.17 – Comparaison des résultats d'adhérence.

D'autre part, [Hassan et al., \(2000\)](#) ont conclu que la différence entre les matériaux de réparation est plus prononcée dans leur propriétés de durabilité.

5.4 Conclusion

D'après les résultats obtenus ci-dessus, les conclusions suivantes peuvent être dégagées :

- Un taux de remplacement de ciment élevé diminue considérablement les résistances mécaniques du CCHD à tous les âges. Cependant, tous les mélanges CCHDs ont montré une résistance supérieure à 40 MPa à 90 jours. Il est à noter que tous les mélanges sont classés dans la catégorie des exigences structurales. Pour cela, les mélanges CCHD_1.2 et CCHD_1.7 sont classés R4 tandis que les autres mélanges sont classés R3.
- Les valeurs de la résistance à la flexion des CCHDs sont très élevées par rapport à celles du béton conventionnel grâce à la haute ductilité des CCHDs.
- L'augmentation du taux de remplacement du ciment par la PN engendre la diminution du module d'élasticité et l'augmentation du retrait des CCHDs.
- L'utilisation d'un taux élevé de la PN augmente considérablement le coefficient d'absorption capillaire à 28 jours. Cependant, une diminution considérable est obtenue à 90 jours. Cette diminution est attribuée à la réaction pouzzolanique de la PN. Il est à noter, qu'à l'âge de 28 jours, sauf les mélanges CCHD_1.2 et CCHD_1.7 ont des coefficients d'absorption capillaire inférieurs à la limite maximale requise par la norme EN 1504-3 ($\leq 0,5$) ([EN 1504-3](#)).
- La résistance d'adhérence des systèmes CCHD/substrat diminue considérablement lorsque le dosage de la pouzzolane augmente. À l'âge de 28 jours, seules les valeurs de la résistance d'adhérence des mélanges CCHD_1.2, CCHD_1.7 et CCHD_2.2 qui répondent à l'exigence spécifiée par l'ACI.
- Dans cette étude, des excellentes corrélations entre les propriétés du CCHD (résistance à la flexion, module de Young, absorption capillaire, résistance d'adhérence) et sa résistance à la compression ont été obtenues.

Chapitre 6:

DÉFLEXION ET COMPORTEMENT DE FISSURATION

6.1 Introduction

Les résultats obtenus dans le chapitre 5 montre que l'utilisation d'un dosage élevé de la pouzzolane naturelle affaibli les propriétés mécaniques, la durabilité et l'adhérence des CCHDs.

Le présent chapitre consiste en l'évaluation de l'effet de la PN sur les propriétés en flexion des différents mélanges du CCHD tels que la déflexion à la première fissure et à la rupture, la charge à la première fissure, la charge de rupture, l'ouverture, le nombre et l'espacement des fissures en utilisant l'essai de flexion en 4 points préconisé par la norme [ASTM C78-16](#).

6.2 Propriétés en flexion

6.2.1 Déflexion

La déflexion à la première fissure et la déflexion à la charge de rupture des CCHDs avec différents dosage de la pouzzolane naturelle à 7 et 28 jours, qui peuvent également être considérés comme des résultats de ductilité, sont présentés dans le [Tableau 6.1](#) et sur la [Figure 6.1](#). Chaque valeur représente la moyenne de la déflexion de deux éprouvettes. La [Figure 6.1](#) est représentative pour observer l'effet d'âge de durcissement et du taux de la pouzzolane naturelle sur la capacité de déflexion du CCHD. Il est à noter que la contrainte de flexion maximale représente la résistance à la flexion, et la déflexion correspondante représente la capacité de déflexion.

Tableau 6.1 – Propriétés en flexion des spécimens CCHD.

Mélanges	Charge à la première fissure (KN)		Charge de rupture (KN)		Déflexion à la première fissure (mm)		Déflexion à la rupture (mm)	
	7 j	28 j	7 j	28 j	7 j	28 j	7 j	28 j
	CCHD_1.2	2.50	2.70	3.70	4.00	0.85	1.42	5.20
CCHD_1.7	2.30	2.50	4.05	4.15	1.05	0.89	6.05	3.30
CCHD_2.2	2.00	2.30	3.80	4.05	1.10	0.92	5.90	4.15
CCHD_2.7	2.05	2.45	3.60	3.85	0.95	0.90	7.30	4.30
CCHD_3.2	1.70	2.20	2.30	3.20	1.20	1.90	8.00	5.10

Cependant, comme le montre la Figure 6.1, il est évident que la déflexion à la première fissure et la déflexion à la charge de rupture du CCHD diminuent significativement avec l'âge en raison de l'amélioration de la ténacité de la matrice. À cet effet, lorsque l'âge de durcissement s'étend de 7 à 28 jours, la déflexion à la charge de rupture des CCHD_1.7 et CCHD_3.2 diminue de 45% et 36%, respectivement. Il est à noter que la diminution de la déflexion à la première fissure avec l'âge est inférieure à celle observée pour la déflexion à la charge de rupture.

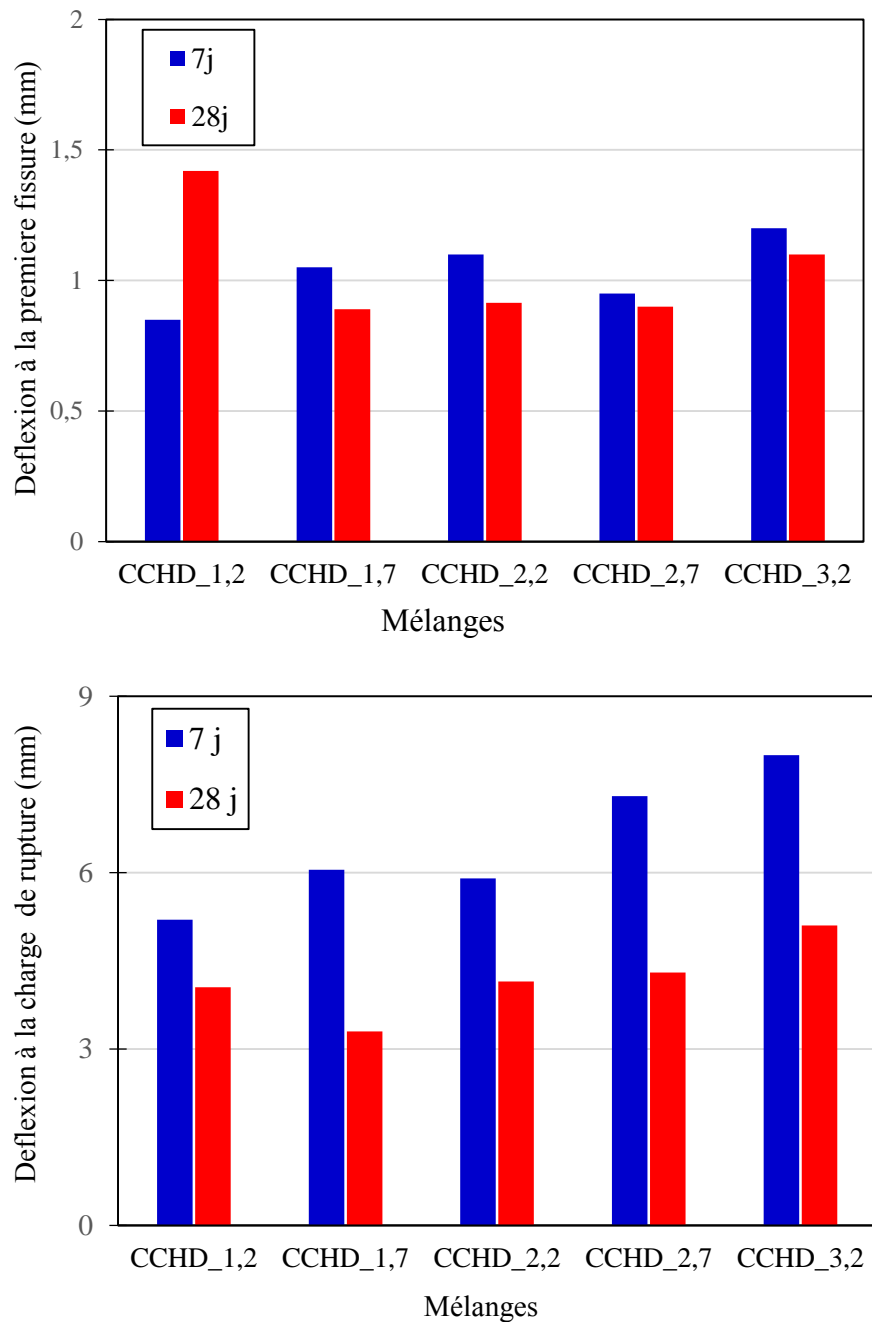


Figure 6.1 – Déflexion des différents CCHDs.

À titre exemple, lorsque l'âge de durcissement s'étend de 7 à 28 jours, les déflexions à la première fissure des CCHD_1.7 et CCHD_3.2 diminuent de 15% et 8%, respectivement. Ces résultats sont en concordance avec ceux rapportés par d'autres chercheurs (Yildirim et al., 2015; Zhu et al., 2012b). Selon ces chercheurs, la diminution de la déflexion résulte de l'amélioration des propriétés de la matrice et de l'interface fibre-matrice. Il est à noter que la ténacité élevée est inappropriée à la ductilité élevée du CCHD.

D'autre part, comme le montre la Figure 6.1, il apparaît clairement que l'utilisation d'un dosage élevé de la pouzzolane naturelle augmente significativement la capacité de déflexion des CCHDs à tous les âges. Il est à noter que l'augmentation du rapport PN/CP de 1.2 à 3.2 améliore considérablement la déflexion à la charge de rupture. Pour cela, à l'âge de 7 jours, la déflexion à la charge de rupture des mélanges CCHD_2.7 et CCHD_3.2, augmente de 40% et 54%, respectivement, par rapport à CCHD_1.2. Par contre, l'amélioration de la capacité de déformation à 28 jours est très faible.

En outre, la valeur maximale de la déflexion peut atteindre plus de 8 mm pour le mélange CCHD_3.2 (un taux de remplacement du ciment de 75%). Il faut noter que tous les mélanges CCHDs présentent un comportement de ductilité élevée à tous les âges. Cela indique que la ductilité, qui représente la caractéristique principale du CCHD, est conservée même pour des dosages élevés de la pouzzolane naturelle. Ce résultat est en concordance avec ceux rapportés par d'autres chercheurs (Zhu et al., 2014; Sahmaran et al., 2012; Zhu et al., 2009; Ozbay et al., 2012) qui ont évalué l'effet des cendres volantes sur les propriétés des CCHDs. Zhu et al., (2009) ont constaté que la déflexion des mélanges CCHD après 90 jours augmente de 8 à 18.2 mm lorsque le dosage des cendres volantes augmente de 50 à 80% avec un gain de déflexion supérieur à 100%. De même, Sahmaran et al., (2012) ont constaté que la déflexion des mélanges CCHD à base des cendres volantes augmente de 5.68 à 7.02 mm lorsque le rapport CV/CP augmente de 1.2 à 2.2 à 28 jours.

L'augmentation de la ductilité du CCHD avec l'augmentation de la PN peut être attribuée à la différence entre les propriétés de la matrice et de l'interface fibre-matrice, qui sont principalement responsables de la capacité de déflexion des CCHDs. Cependant, le taux élevé de la PN réduit l'adhésion chimique de l'interface fibre-matrice, la ténacité de la matrice et augmente le frottement entre les fibres et la matrice (Sahmaran et al., 2012), conduisant à une capacité de déflexion élevée. D'autre part, l'étude effectuée par Ozbay et al., (2012) sur les CCHDs à base de cendres volantes confirme les constatations citées ci-dessus.

6.2.2 Charges à la première fissure

La charge à la première fissuration est définie comme étant la contrainte à partir de laquelle le matériau s'arrête de se déformer d'une manière linéaire. Cependant, la première fissure se produit dans la section dangereuse de l'éprouvette. Les charges à la première fissure des différents mélanges CCHDs étudiés sont données par le [Tableau 6.1](#) et illustrées dans la [Figure 6.2](#).

La [Figure 6.2](#) montre que la charge à la première fissure de chaque mélange s'améliore avec l'âge. À cet effet, la charge du mélange CCHD_3,2 à 28 jours est 2.2 KN, est supérieure de 30% par rapport à celle du même mélange à 7 jours. Cela est attribué aux propriétés pouzzolaniques de la pouzzolane naturelle qui engendre une amélioration de la densification de la microstructure et de la ténacité de la matrice. Ces résultats corroborent ceux obtenus par [Zhu et al., \(2012b\)](#) qui ont constaté que, lorsque l'âge s'étend de 3 à 28 jours, la charge à la première fissure des mélanges à base de cendre volante augmente de 56%. De même, [Zhu et al., \(2009\)](#) ont également constaté que, lorsque l'âge s'étend de 3 à 90 jours, la charge à la première fissuration du mélange CCHD avec 80% de cendres volantes augmente de 90%.

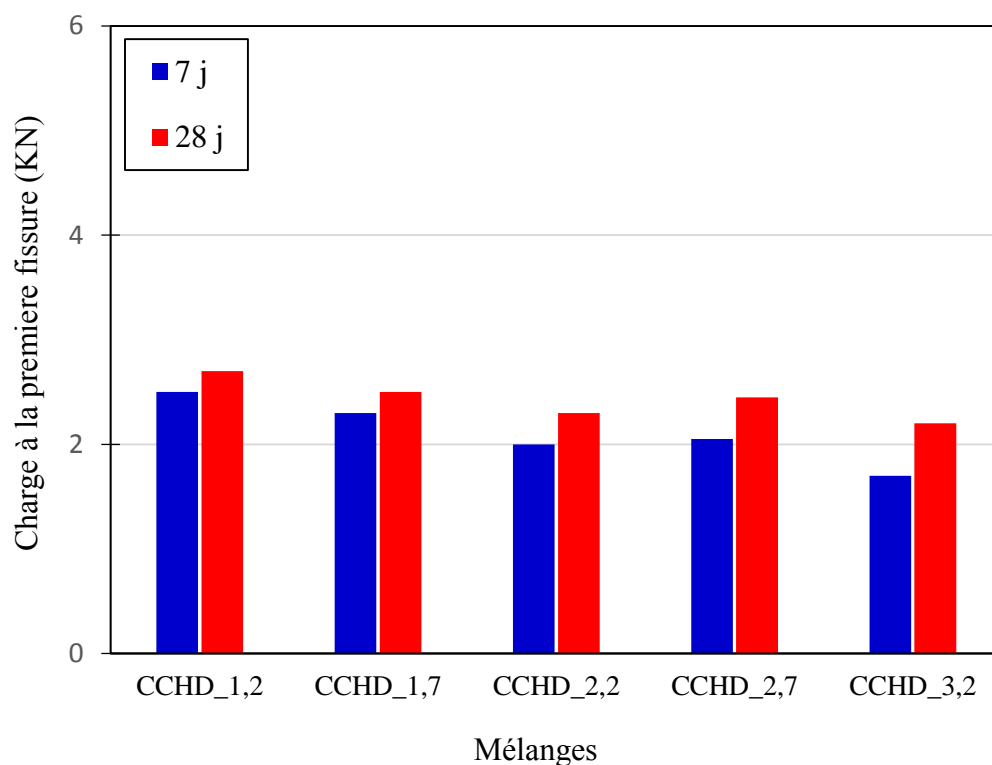


Figure 6.2 – Charge à la première fissuration des différents CCHDs.

D'autre part, la charge à la première fissuration du CCHD et la première fissuration apparaissant dans la matrice sont influencées considérablement par le taux de la pouzzolane naturelle. On constate que la charge à la première fissuration diminue avec l'augmentation du taux de PN. À titre d'exemple, à 7 jours, les charges à la première fissuration des CCHD_2.2 et CCHD_2.7 sont inférieures d'environ 20% par rapport à celle du CCHD_1.2. Ces résultats corroborent ceux obtenus par d'autres chercheurs (Zhou et al., 2010; Zhu et al., 2009). Zhu et al., (2009) ont constaté que la charge à la première fissuration des CCHD contenant 80% de CV diminué de 69% par rapport à celle des CCHDs contenant 50% de CV.

Cela peut être attribué au fait que l'utilisation d'un dosage élevé de PN affaiblit la ténacité de la matrice et diminue la résistance du CCHD, et par conséquent, diminue la charge à la première fissuration. Ces résultats sont en concordance avec ceux rapportés par plusieurs chercheurs (Zhu et al., 2010; Zhu et al., 2009; Zhu et al., 2014; Zhou et al., 2010) qui ont constaté que la charge à la première fissuration est généralement proportionnelle à la résistance à la compression. Donc, si la résistance à la compression du CCHD augmente, la charge à la première fissure augmente.

6.2.3 Charge de rupture

La Figure 6.3 illustre la charge de rupture des différents mélanges CCHDs. Comme le montre la Figure 6.3, la charge de rupture des mélanges CCHDs augmente avec l'âge. À cet effet, la charge de rupture du CCHD_2.2 à 28 jours est de 4.05 KN, supérieure de 7% par rapport à celle du même mélange à 7 jours. Cette amélioration est plus prononcée pour le mélange CCHD_3.2 par rapport aux autres mélanges. Lorsque l'âge de durcissement s'étend de 7 à 28 jours, la charge de rupture du CCHD_3.2 augmente de 39%. Il est à noter que la charge de rupture est en corrélation avec la résistance à la compression (Zhu et al., 2014). À cet effet, lorsque la résistance à la compression augmente, la charge de rupture augmente.

Cependant, la PN a le même effet sur la charge de rupture que sur la charge à la première fissuration. À l'âge de 7 jours, la charge de rupture des mélanges CCHD_2.2 et CCHD_2.7 diminue de 6% et 11%, respectivement, par rapport à celle du CCHD_1.7. En effet, l'un des critères pour avoir le comportement de fissuration multiple, est que la charge de rupture doit être plus élevée que la charge à la première fissuration (Li, 1998; Woodson, 2009; Zhou, 2011). Ces résultats sont en concordance avec ceux rapportés par (Zhu et al., 2009) qui ont constaté qu'à l'âge de 3 jours, la charge de rupture du mélange CCHD contenant 80% de CV a diminué de 28% par rapport à celle du CCHD contenant 55% de CV.

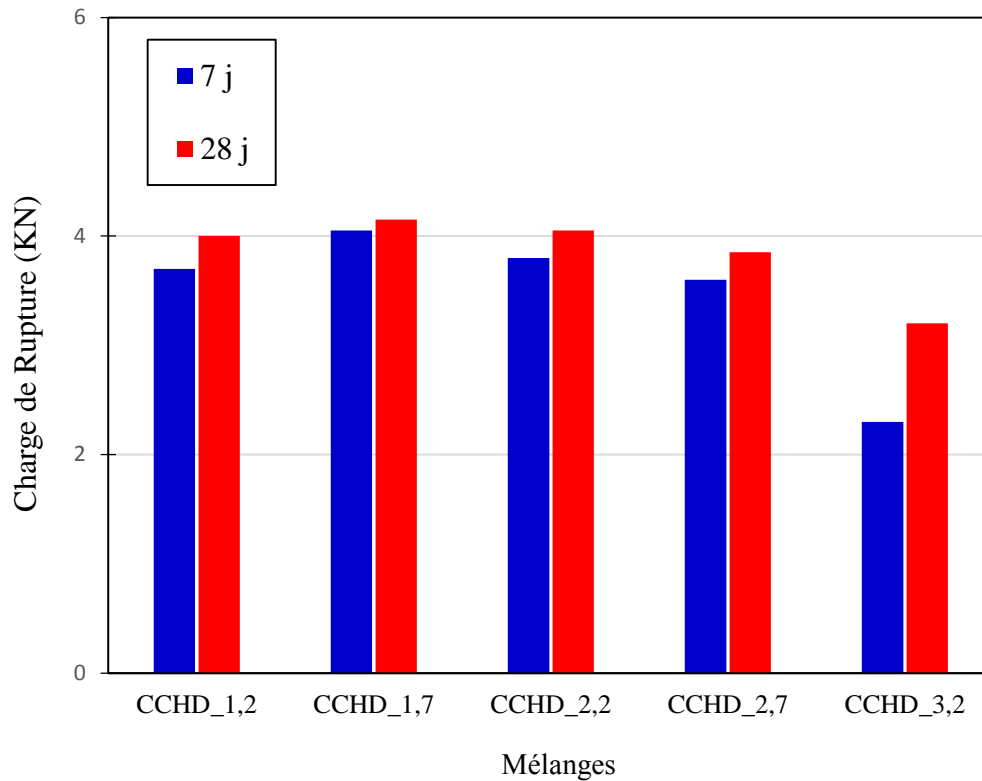


Figure 6.3 – Charge de rupture des différents CCHDs.

Les [Figures 6.2 et 6.3](#) montrent une très grande marge entre la charge de rupture et la charge à la première fissuration. Cette marge importante augmente la probabilité de la fissuration de la matrice, ce qui engendre un comportement de fissuration multiple et une capacité de déformation très élevés. À l'âge de 7 jours, la charge de rupture des mélanges CCHD_1,2, CCHD_1,7, CCHD_2,2, CCHD_2,7 et CCHD_3,2 augmente de 48% 76% 76% 90% et 35%, respectivement, par rapport à la charge à la première fissuration correspondante. Ces résultats corroborent ceux obtenus par [Zhou et al., \(2010\)](#), [Zhu et al., \(2009\)](#) et [Zhu et al., \(2014\)](#).

6.2.4 Caractérisations des fissures

6.2.4.1 Largeur des fissures

Les largeurs des fissures des différents CCHDs, mesurées sur la surface tendue des spécimens en utilisant un fissuromètre de précision 0.02 mm, sont données dans le [Tableau 6.2](#) et présentées sur la [Figure 6.4](#).

Tableau 6.2 – Caractéristiques des fissures des différents CCHDs.

Mélanges	Largeur des fissures (µm)		Nombre des fissures		Espacement des fissures (mm)	
	7 j	28 j	7 j	28 j	7 j	28 j
CCHD_1.2	50	53	25	22	6.55	5.73
CCHD_1.7	37	40	34	31	4.68	4.05
CCHD_2.2	41	60	31	20	4.00	6.30
CCHD_2.7	100	72	32	28	6.38	5.50
CCHD_3.2	>100	110	14	10	11.65	10.00

La largeur des fissures du CCHD permet de prédire les propriétés de transport du CCHD. Elle est, par conséquent, un paramètre crucial pour sa durabilité. Plusieurs chercheurs ([Şahmaran et Li, 2009b](#); [Li et Li, 2011](#)) ont constaté que la largeur des fissures dans le CCHD est généralement inférieure à 100 µm. [Sahmaran et al., \(2012\)](#) ont étudié l'effet de taux des ajouts cimentaires (Cendres volantes et Laitier) et ils ont constaté qu'à l'âge de 28 jours, la largeur moyenne des fissures est inférieure à 90 µm pour les CCHDs à base de laitier et 60 µm pour les CCHDs à base des cendres volantes. Ils ont constaté également que les CCHDs à base de cendres volantes ont montré une capacité de déflexion supérieure à celle des CCHDs à base de laitier

La [Figure 6.4](#) montre, qu'à l'exception du mélange CCHD_3.2, tous les autres mélanges, la largeur des microfissures est inférieure à 100 µm. La plus petite valeur enregistrée, qui est de l'ordre de 40 µm, a été obtenue par le mélange CCHD_1.7. On peut considérer que le mélange CCHD_1.7 a une perméabilité à l'eau relativement faible et une bonne durabilité par rapport aux autres mélanges. Comme le montre la [Figure 6.4](#), la largeur des fissures augmente avec l'âge. À cet effet, la largeur des fissures du mélange CCHD_2.2 à 28 jours est de 60 µm, augmentée approximativement de 32 % par rapport à celle du même mélange à 7 jours.

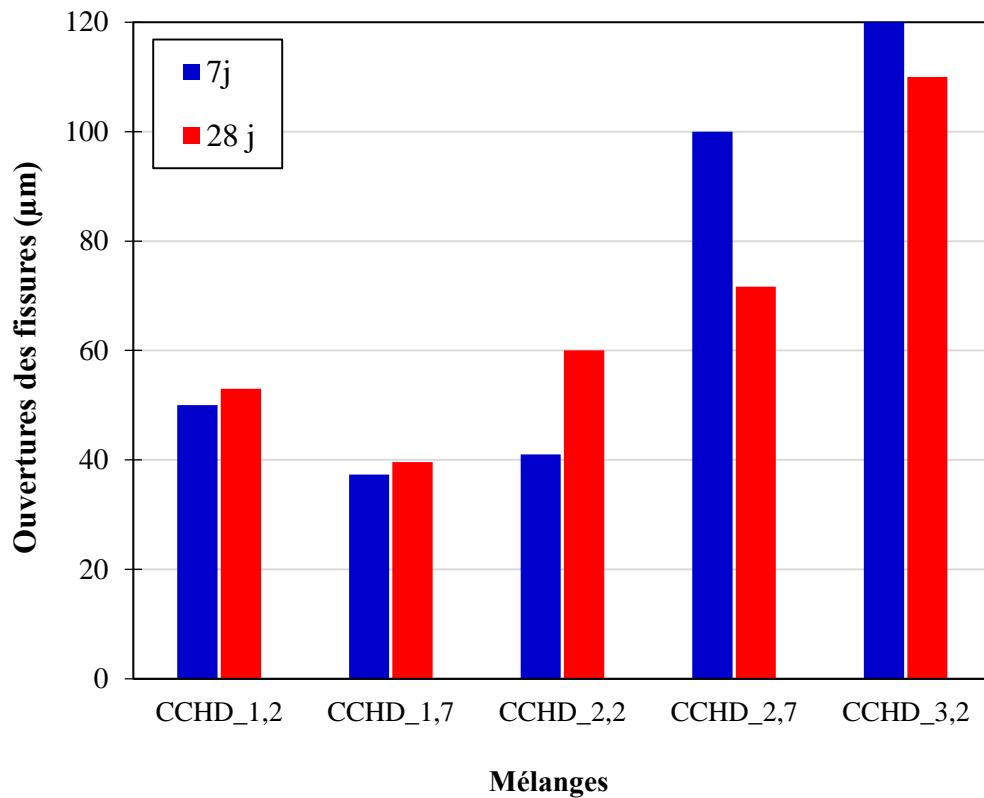


Figure 6.4 – Largeur des fissures des différents CCHDs.

L'augmentation de la largeur des fissures avec l'âge peut être attribuée à l'amélioration de l'adhésion chimique de l'interface fibre-matrice dans le CCHD, expliquée précédemment (§6.2.1). La durabilité du système de réparation dépend considérablement de la largeur des fissures dans la couche de réparation CCHD.

Les microfissures permettent de réduire significativement la pénétration de l'eau et des agents agressifs tels que les chlorures, les acides et les sulfates et, par conséquent, d'améliorer la durabilité du système de réparation. Donc, le CCHD peut améliorer la durabilité des structures exposées à des environnements agressifs tels que les cycles de gel dégel, l'immersion à l'eau de mer et aux chlorures (Li, 2007; Sahmaran et Li, 2008; Sahmaran et al., 2008). En effet, l'utilisation du CCHD améliore non seulement les performances mécaniques des réparations en béton, mais prolonge également la durée de vie des structures et réduit les coûts de maintenance et de réparation.

6.2.4.2 Nombre des fissures

La Figure 6.5 illustre le nombre des fissures des spécimens CCHDs à 7 et 28 jours. Le nombre des fissures a été mesuré visuellement. Chaque valeur représente la moyenne de nombre des fissures déterminée à partir de deux éprouvettes. La Figure 6.5 montre que tous les mélanges ont un comportement de fissuration multiple à tous les âges. Le nombre des fissures varie de 10 à 31 à 7 jours et de 14 à 34 à 28 jours. Il est évident que le nombre des fissures de tous les mélanges diminue avec l'âge de durcissement. À cet effet, lorsque l'âge de durcissement s'étend de 7 à 28 jours, le nombre des fissures des mélanges CCHD_1.2 et CCHD_2.7 diminue de 12% et 16% respectivement.

Le mélange CCHD_1.7 présente le nombre des fissures le plus élevé et la largeur moyenne des fissures la plus faible par rapport aux autres mélanges à 7 et 28 jours. Il est à noter que l'utilisation du dosage élevé de la PN augmente le nombre des fissures, et par conséquent, augmente la capacité de déflexion. À cet effet, à l'âge de 7 jours, le nombre des fissures des mélanges CCHD_1.7, CCHD_2.2, et CCHD_2.7 augmente de 36% 24% et 28%, respectivement, par rapport à celui du CCHD_1.2.

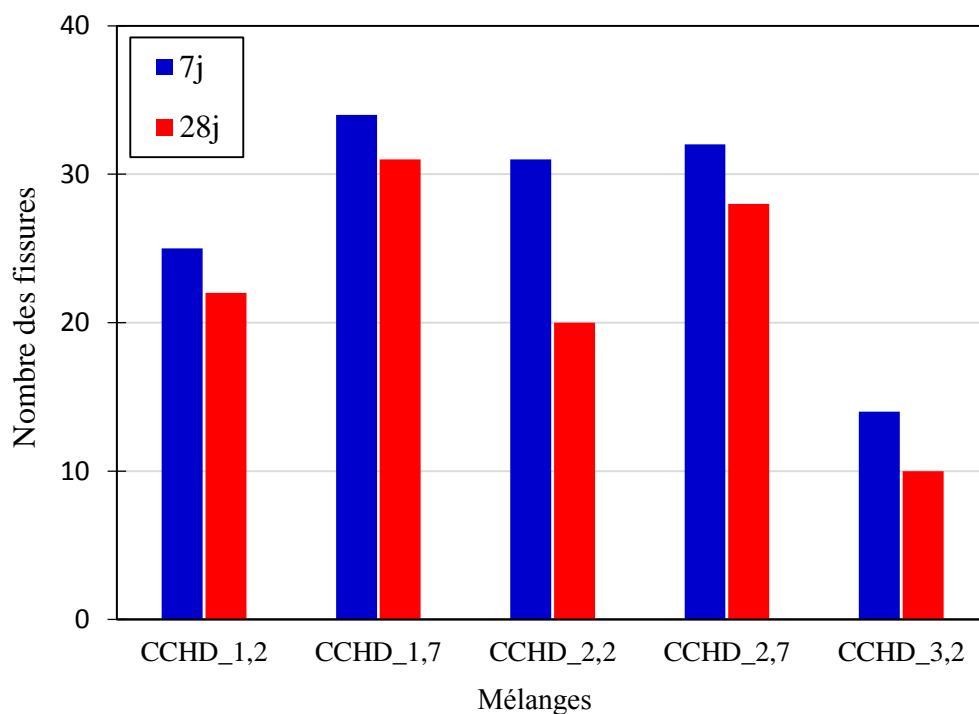


Figure 6.5 – Nombre des fissures des différents CCHDs.

Cela est attribué au dosage élevé de la pouzzolane naturelle qui diminue la résistance de la matrice, ce qui permet facilement à engendrer de plusieurs microfissures dans les CCHDs lorsque la charge est suffisamment grande. Ces résultats sont conformes à ceux rapportés par [Ozbay et al., \(2012\)](#) qui ont constaté que le nombre des fissures augmente de 33 à 41 lorsque le rapport CV/CP augmente de 1.2 à 2.2.

6.2.4.3 Espacement des fissures

L'espacement des fissures des spécimens CCHDs est illustré sur la [Figure 6.6](#). L'espacement des fissures a été mesuré manuellement. Selon les résultats illustrés dans les [Figures 6.4, 6.5 et 6.6](#), il apparaît clairement que si le nombre des fissures augmente, la largeur des fissures et l'espacement des fissures diminuent. À 7 jours, les CCHD_1.7 et CCHD_2.2 qui ont subi le nombre le plus élevé des fissures et la plus faible largeur des fissures, montrent l'espacement des fissures le plus faible. Il faut noter également que la largeur et l'espacement des fissures sont très faibles si le nombre des fissures est très élevé.

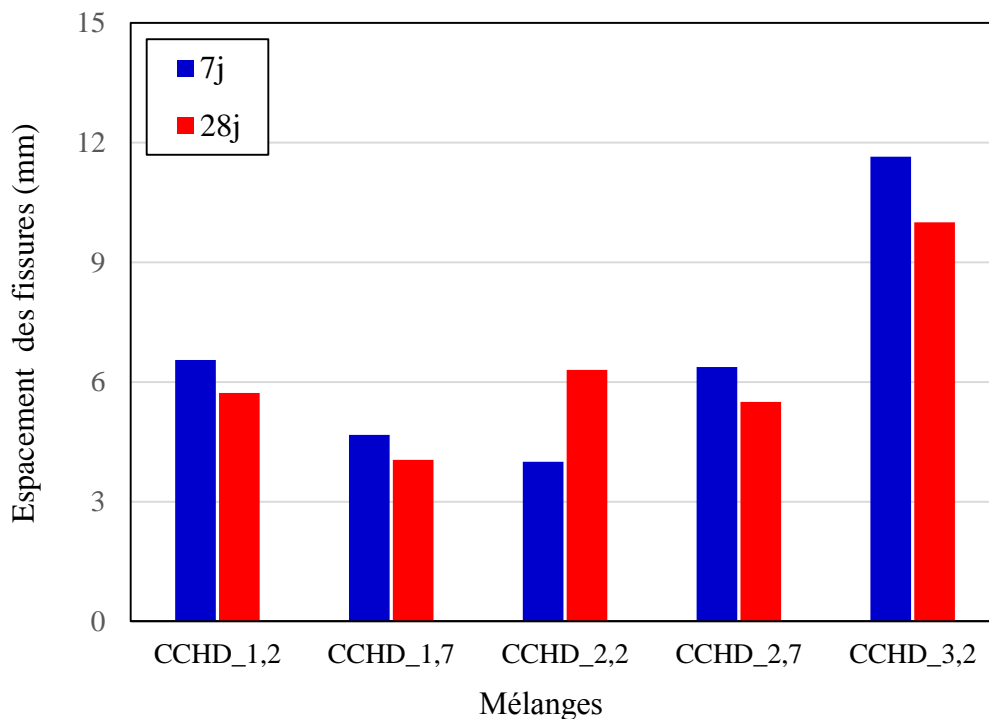


Figure 6.6 – Espacement des fissures des différents CCHDs.

6.2.4.4 Nombre, largeur et espacement des fissures des CCHDs

Durant l'essai de flexion en 4 points, tous les spécimens CCHDs ont montré un comportement de fissuration multiple après la première fissure, ce qui a engendré un comportement de ductilité élevée avec une capacité de déflexion supérieure à 3 mm comme le montre la [Figure 6.7](#).

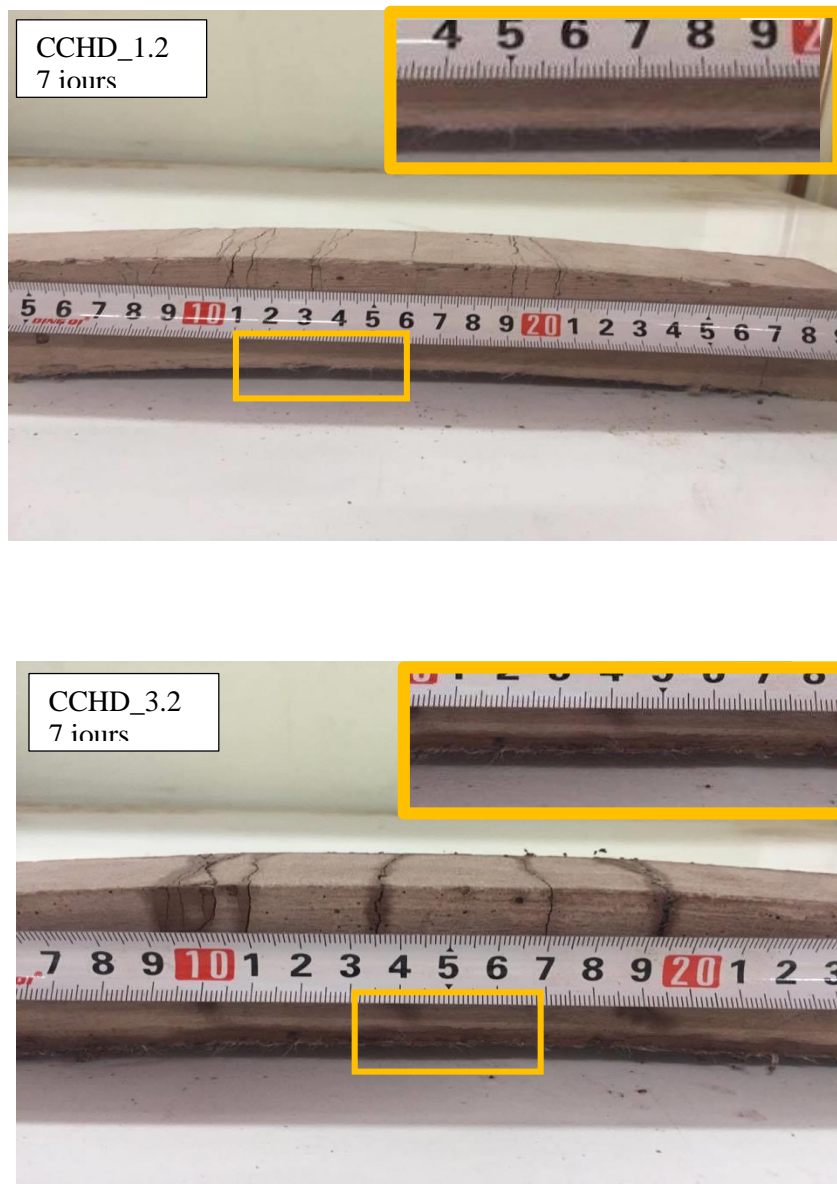


Figure 6.7 – Déflexion des spécimens CCHD_1.2 et CCHD_3.2 à 7 jours.

Le comportement de fissuration de quelques spécimens du CCHD à 7 et 28 jours est présenté sur les [Figures 6.8 et 6.9](#) respectivement. Il est à noter que le nombre des fissures dans la zone tendue d'éprouvette est un indicateur important de la capacité d'absorption d'énergie et de la contrainte à la charge de rupture.

On constate que le nombre des fissures dans la zone tendue sous les points d'application de la charge est plus élevé que dans la mi-travée. Il convient également de noter que le nombre des fissures diminue avec l'âge. Lorsque l'âge s'étend de 7 à 28 jours, le nombre et l'espacement des fissures dans le mélange CCHD_2.2 diminuent, et l'ouverture des fissures augmente considérablement. Les [Figures 6.8 et 6.9](#) expliquent bien ceci. Cela est attribué à l'amélioration de la matrice avec l'âge.

Cependant, le nombre des fissures augmente également avec l'augmentation du taux de la pouzzolane naturelle. À cet effet, on observe que le nombre des fissures augmente et l'ouverture et l'espacement des fissures diminuent considérablement lorsque le rapport PN/CP augmente de 1.2 à 2.2 à tous les âges, conduisant à une augmentation de la capacité de déformation. Cela est attribué au fait que la PN diminue la ténacité de la matrice ce qui favorise l'effet de pontage des fibres et augmente le frottement entre les fibres et la matrice environnante.

D'après les [Figure 6.8 et 6.9](#), on remarque, aussi, que le spécimen CCHD_3.2 (taux de remplacement d'environ 75% de ciment par la PN) a subi le nombre des fissures le plus faible avec une ouverture supérieure à 100 μm . Par conséquent, On peut prévoir que le mélange CCHD_3.2 a une perméabilité à l'eau très élevée et une faible durabilité. Donc, un taux de remplacement d'environ 70% est considéré comme un dosage optimal pour avoir des propriétés mécanique appropriées, une ductilité élevée et une grande durabilité.

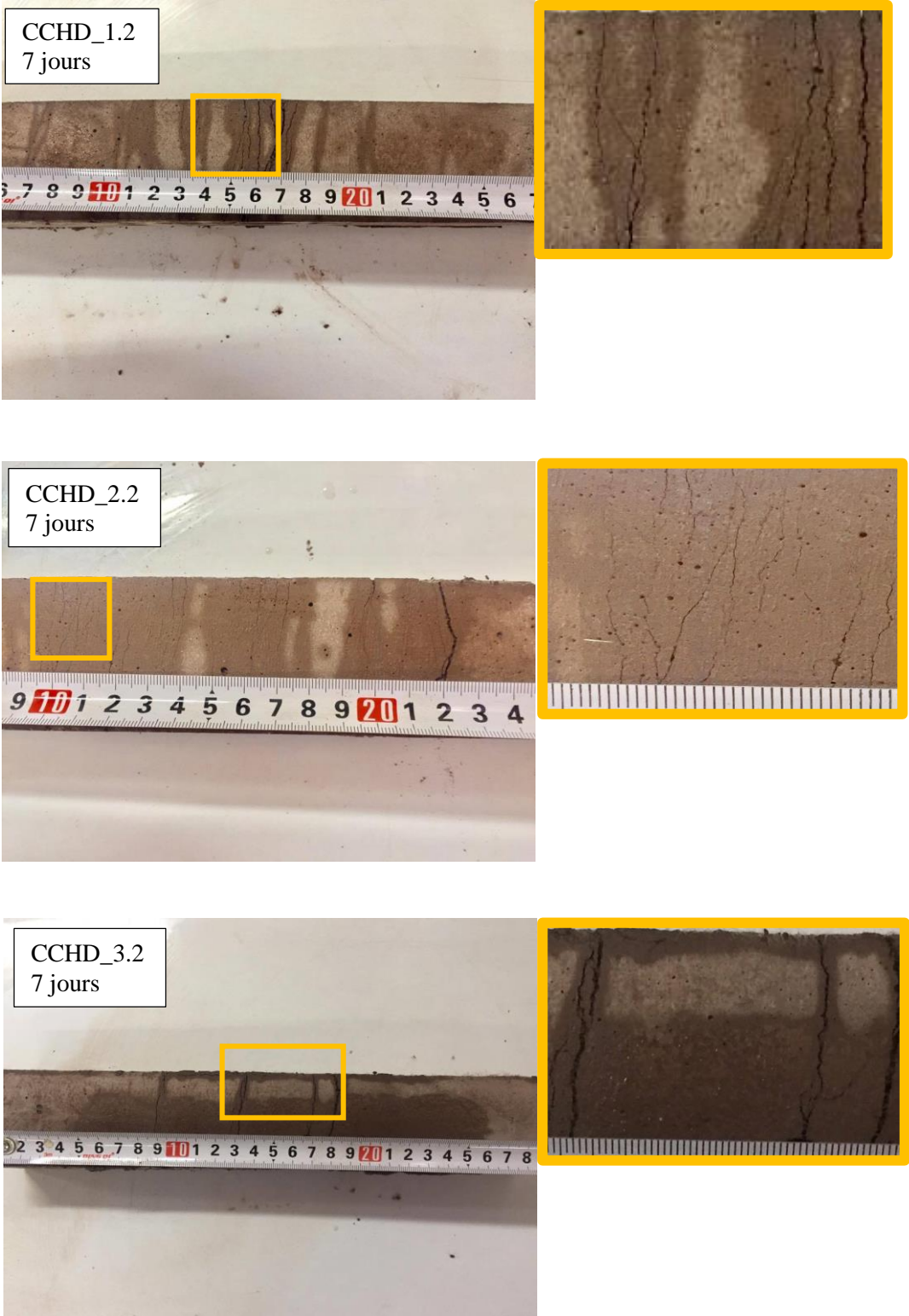


Figure 6.8 – Nombre, largeur et espacement des fissures des différents CCHDs à 7 jours.

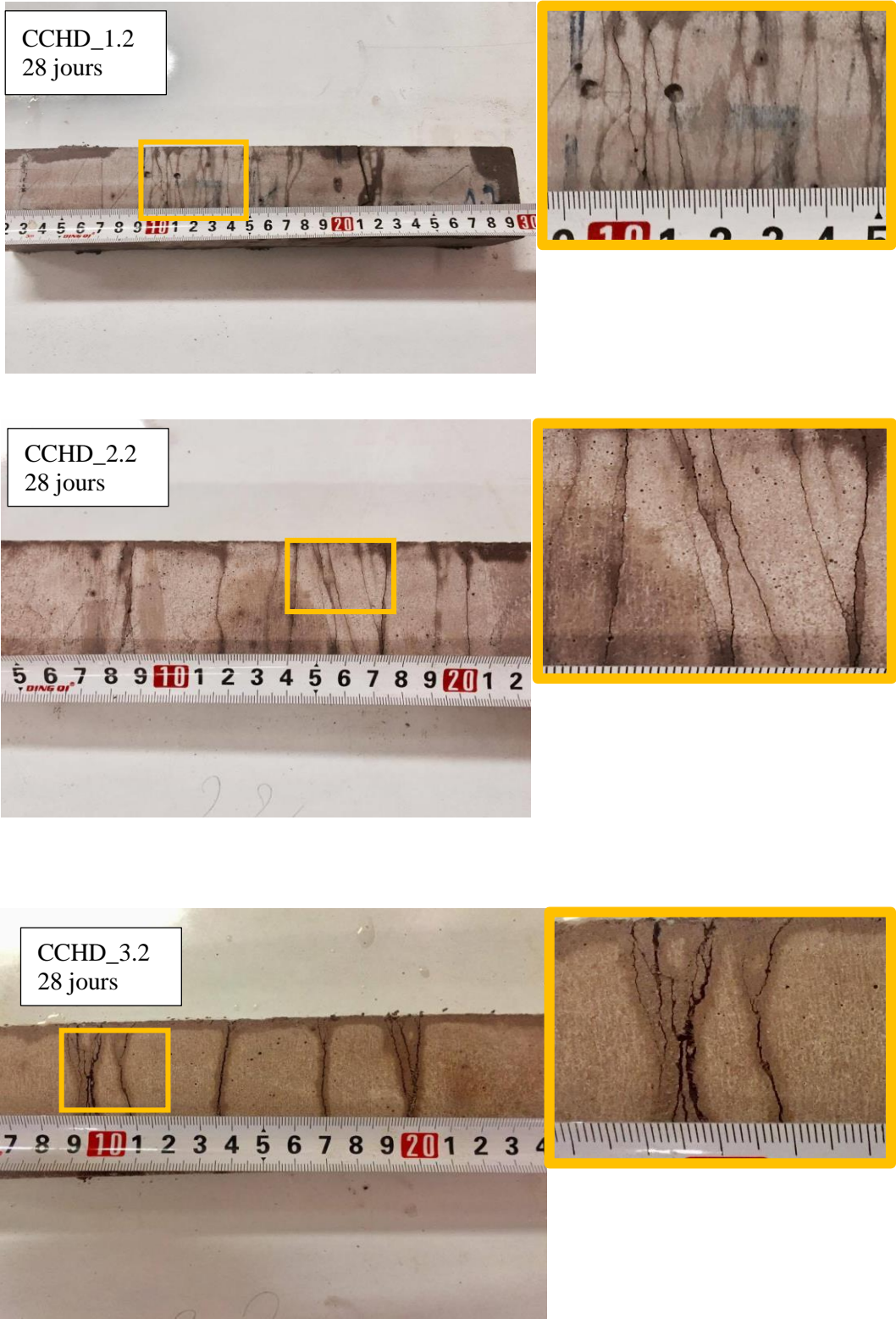


Figure 6.9 – Nombre, largeur et espacement des fissures des différents CCHDs 28 jours.

6.3 Conclusion

Dans ce chapitre, l'effet de la pouzzolane naturelle sur les propriétés en flexion tels que la déflexion et le comportement de fissuration des différents mélanges CCHD ont été étudiés et analysés. Les résultats obtenus dans cette partie nous permettent de dégager les conclusions suivantes :

- Durant l'essai de flexion en 4 points, tous les spécimens ont montré un comportement ductile et une capacité de déflexions importante qui varie de 3.3 mm à 8 mm. Cependant, la déflexion des CCHDs diminue significativement avec l'âge en raison de l'amélioration de la ténacité de la matrice.
- L'utilisation d'un taux élevé de la PN augmente considérablement la déflexion du CCHD à tous les âges. Cela est attribué au fait que le taux élevé de PN réduit l'adhésion chimique de l'interface fibre-matrice et la ténacité de la matrice et augmente le frottement entre les fibres et la matrice environnante.
- Le dosage élevé de PN diminue considérablement la charge à la première fissure et la charge de rupture. Cela est attribué au fait que un taux élevé de la PN affaibli la ténacité de la matrice, et par conséquent, diminue la charge à la première fissuration et la charge de rupture.
- Durant l'essai de flexion en 4 point, tous les spécimens ont également montré un comportement de fissuration multiple dont la largeur des fissures est inférieure à 100µm et le nombre des fissures varie de 10 à 34. La largeur la plus inférieure a été obtenue par le mélange CCHD_1.7 qui est de l'ordre de 40 µm.
- L'augmentation du dosage de la pouzzolane naturelle augmente le nombre des fissures ce qui engendre l'augmentation de la capacité de déflexion. Mais, au-delà d'un taux de remplacement de 75%, le nombre de fissure diminue considérablement et la largeur des fissures dépasse 100 µm. Donc, un taux de remplacement d'environ 70% peut être considéré comme un dosage optimal pour optimiser les propriétés du CCHD.

Chapitre 7:

CONCLUSIONS GÉNÉRALES ET PERSPECTIVES

7.1 Rappel des objectifs

Il est reconnu que la réalisation des réparations durables de béton est très difficile. La raison principale de l'échec de la réparation est l'incompatibilité des matériaux de réparation avec le substrat. Cependant, la compatibilité entre le matériau de réparation et le substrat est influencé considérablement par les propriétés mécaniques telles que la résistance à la compression, à la flexion, le retrait, le module de Young ainsi que les caractéristiques de durabilité telle que l'absorption capillaire. À cet effet, il existe plusieurs matériaux de réparation qui ont été utilisés dans le monde entier pour la réparation des ouvrages en béton armé, mais des décollements prématurés ont été observés dans de nombreux cas. Récemment, un matériau de réparation très ductile ayant une capacité de déformation très élevée, appelé «Composite Cimentaire de Haute Ductilité (CCHD)», représente un matériau très efficace pour la réparation et le renforcement des structures. Cette nouvelle génération de matériaux cimentaire flexible est obtenue par l'utilisation d'un dosage élevé d'ajout cimentaire. Il est à noter que la pouzzolane naturelle existe en grande quantité en Algérie. Pour cela, l'objectif de cette thèse consiste en l'élaboration d'un CCHD contenant jusqu'à 80 % de pouzzolane naturelle.

7.2 Conclusions générales

Sur la base des résultats expérimentaux obtenus durant cette étude, on peut tirer les conclusions suivantes :

- L'utilisation d'un dosage élevé de la pouzzolane naturelle diminue la résistance à la compression et la résistance à la flexion des CCHDs à tous les âges. En outre, les résistances mécaniques de chaque mélange CCHD sont significativement améliorées à 90 jours en raison de la réaction pouzzolanique.
- Les résistances à la flexion obtenues sont plus élevées que celles du béton normal à cause de la ductilité élevée du CCHD.
- À 28 jours, les résistances de CCHD_1.2 et CCHD_1.7 sont de 56 et 46 MPa, respectivement, qui peuvent répondre aux exigences de la classe R4 selon la norme EN 1405-3. Par contre, tous les mélanges CCHD ont montré des résistances supérieures à 40 MPa à 90 jours. Pour cela, le CCHD développé dans ce travail, peut être utilisé dans de nombreuses applications différentes.

- Les faibles valeurs du module d'élasticité des CCHDs étudiés sont désirables pour la réparation du béton, car elles empêchent les contraintes internes induites par le retrait empêché.
- L'augmentation du taux de pouzzolane naturelle dans les mélanges CCHDs augmente significativement leur coefficient d'absorption capillaire au jeune âge, et par conséquent, affaiblit leurs propriétés de durabilité. D'autre part, une amélioration significative a été observée après 90 jours. Cela a été attribué à l'amélioration considérable de la densification de la matrice.
- L'augmentation du taux de pouzzolane diminue significativement la résistance d'adhérence des CCHDs.
- Durant l'essai de cisaillement oblique, après 28 jours, la rupture se produit dans le substrat puis à l'interface. D'autre part, dans les systèmes CCHD_1.2/Substrat et CCHD_1.7/Substrat, la rupture se produit dans le substrat en raison de leurs résistances à la compression élevées. À noter que seuls les systèmes en CCHD_1.2, CCHD_1.7, et CCHD_2.2 qui répondent à l'exigence spécifiée par l'ACI à 28 jours, par conséquent, ils peuvent être utilisés dans différentes applications de réparation des structures en béton armé.
- L'augmentation du taux de la PN augmente le retrait des CCHDs. Cependant, les résultats obtenus sont significativement inférieurs à ceux rapportés par d'autres chercheurs qui ont étudié l'effet d'autres ajouts cimentaires (Cendres Volantes, Fumée de silice, Metakaoulin ...) sur le retrait du CCHD.
- L'absorption capillaire est une fonction décroissante de la résistance à la compression. Une bonne estimation du coefficient d'absorption capillaire peut être déduite en déterminant seulement la résistance à la compression à 28 jours.
- Durant l'essai de flexion en 4 points, tous les spécimens ont montré un comportement ductile et une capacité des déflexions importantes. La capacité de déflexion des mélanges étudiés dans ce travail expérimental varie de 3.3 mm à 8 mm. Il est également à noter que le taux élevé de la PN diminue considérablement la charge à la première fissure et la charge de rupture.
- L'utilisation d'un taux élevé de la PN augmente considérablement la déflexion des mélanges CCHD à tous les âges.
- Tous les spécimens ont montré un comportement de fissuration multiple dont la largeur des fissures est inférieure à 100 μ m. On a constaté que l'augmentation de la PN augmente le

nombre des fissures résulte en une capacité de déflexion élevée. Cependant, lorsque le nombre des fissures augmente, l'espacement et l'ouverture des fissures diminuent.

- D'après les résultats présentés dans cette étude, on peut conclure que le CCHD est un matériau de réparation idéal en raison de ses propriétés appropriées en termes de propriétés mécaniques, de durabilité, de stabilité dimensionnelle avec le substrat et de ductilité élevée.

7.3 Perspectives

Suite aux conclusions rapportées dans ce travail, on propose quelques orientations et recommandations qui peuvent servir comme étant des perspectives de travail à court et à long terme :

- L'utilisation d'autres méthodes ainsi que d'autres types de traitement de surface pour évaluer la résistance d'adhérence du CCHD.
- Les dosages élevés de la PN dans la composition du CCHD diminuent considérablement les résistances mécaniques au jeune âge et affaiblissent les caractéristiques de durabilité du CCHD. Pour résoudre ce problème, il est désirable d'utiliser d'autres ajouts cimentaires ayant une surface spécifique élevée (Metakaolin, Fumé de Silice ...) en combinaison avec la pouzzolane naturelle.
- Il est souhaitable d'étudier l'effet de différentes méthodes de cure sur les propriétés des CCHDs destinés à la réparation des structures en béton armé en climat chaud.
- Il est indispensable d'effectuer des essais à l'échelle réelle pour la vérification des résultats obtenus dans cette investigation (adhérence des réparations, types de ruptures, ...).

RÉFÉRENCES BIBLIOGRAPHIQUES

Références

- ACI 546.3R-06** (2006). Guide for the Selection of Materials for the Repair of Concrete, *ACI committee 546*.
- ASTM C 39/C 39M-03** (2003). Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens.
- ASTM C78 / C78M-16** (2016). Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading), ASTM International, West Conshohocken, PA, 2016,
- ASTM, C.** (2000). 78-78. Standard Test Method for Flexural Strength of Concrete (Using Simple Beam with Third-Point Loading), " *American Society for Testing and Materials*.
- ASTM C 882** (1988). Test method for bond strength of epoxy-resin systems used with concrete. *Annual Book of ASTM Standards*, 04.02, 433-435.
- Al-Zahrani, M. M., Maslehuddin, M., Al-Dulaijan, S. U., and Ibrahim, M.** (2003). Mechanical properties and durability characteristics of polymer-and cement-based repair materials. *Cement and Concrete Composites*, 25(4), 527-537.
- Austin, S., Robins, P., and Pan, Y.** (1999). Shear bond testing of concrete repairs. *Cement and concrete research*, 29(7), 1067-1076.
- Austin, S., Robins, P., and Pan, Y.** (1995). Tensile bond testing of concrete repairs. *Materials and Structures*, 28(5), 249-259.
- Bastien Masse, M.** (2010). *Étude du comportement déformationnel des bétons de réparation*. 2010. Thèse de doctorat. École polytechnique de Montréal, 196 pp.
- Bissonnette, B et al. (2011).** Bonded Cement-Based Material Overlays for the Repair, *1 the Lining or the Strengthening of Slabs or Pavements, RILEM State-of-the-Art Reports 3*, DOI 10.1007/978-94-007-1239-3_1, © RILEM 2011.
- Cabrera, J. G., and Al-Hasan, A. S.** (1997). Performance properties of concrete repair materials. *Construction and building materials*, 11(5-6), 283-290.
- Chausson, H. 1997.** *La durabilité des rechargements minces adhérents en béton renforcé de fibres métalliques*. PhD thesis, Université de Paul Sabatier de Toulouse, 205 pp.
- Chen, Z., Yang, Y., & Yao, Y. (2012).** Impact properties of engineered cementitious composites with high volume fly ash using SHPB test. *Journal of Wuhan University of Technology--Materials Science Edition*, 27(3), 590-596.
- Courard, L., and Bissonnette, B.** (2016). Réparation des ouvrages en béton armé-Partie 1: Pathologies et diagnostic. *Techniques de l'Ingénieur. Analyse Chimique et Caractérisation*.

- Courard, L., Lenaers, J. F., Michel, F., and Garbacz, A.** (2011). Saturation level of the superficial zone of concrete and adhesion of repair systems. *Construction and Building Materials*, 25(5), 2488-2494.
- Czarnecki, L., Garbacz, A., Lukowski, P., and Clifton, J.R.** (1999). Polymer composites for Repairing of Portland Cement Concrete- Compatible project, NISTIR 6394, Building and Fire Research Laboratory, NIST, Gaithersburg, MD 20899.
- Decter, M. H.** (1997). Durable concrete repair—Importance of compatibility and low shrinkage. *Construction and building materials*, 11(5-6), 267-273.
- Dehwah, H. A. F.** (1990). Durability of reinforced concrete beams repaired with various repair materials. *PhD thesis*. King Fahd University of petroleum and minerals.
- Decter, M. H.** (1997). Durable concrete repair—Importance of compatibility and low shrinkage. *Construction and building materials*, 11(5-6), 267-273.
- Emmons, P. H., and Vaysburd, A. M.** (1994). Factors affecting the durability of concrete repair: the contractor's viewpoint. *Construction and building materials*, 8(1), 5-16.
- Emmons, P. H., & Vaysburd, A. M.** (1996). System concept in design and construction of durable concrete repairs. *Construction and Building Materials*, 10(1), 69-75.
- EN 12190-6** (1999). Products and systems for the protection and repair of concrete structures. Test methods. Determination of compressive strength of repair mortar.
- EN 1504-3** (2006). Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity-Part 3: Structural and non-structural repair.
- EN 13057** (2002). Products and systems for the protection and repair of concrete structures. Test methods. Determination of resistance of capillary absorption
- Espeche, A. D., and León, J.** (2011). Estimation of bond strength envelopes for old-to-new concrete interfaces based on a cylinder-splitting test. *Construction and building materials*, 25(3), 1222-1235.
- Ezziane, K., Bougara, A., Kadri, A., Khelafi, H., and Kadri, E.** (2007). Compressive strength of mortar containing natural pozzolan under various curing temperature. *Cement and Concrete Composites*, 29(8), 587-593.
- Felekoğlu, B., Türkel, S., and Altuntaş, Y.** (2007). Effects of steel fiber reinforcement on surface wear resistance of self-compacting repair mortars. *Cement and Concrete Composites*, 29(5), 391-396.
- Farhat H.** (1999). *Durabilité des rechargements en béton de fibres : Effets du retrait et de la fatigue*. PhD thesis, Université de Paul Sabatier de Toulouse, 197 pp.
- Fischer, G., and Li, V. C.** (2002). Effect of matrix ductility on deformation behavior of steel-reinforced ECC flexural members under reversed cyclic loading conditions. *Structural Journal*, 99(6), 781-790.

- Fischer, G., Wang, S., and Li, V. C.** (2003). Design of engineered cementitious composites for processing and workability requirements. *In Proceedings of the Seventh International Symposium on Brittle Matrix Composites*, October 13–15, Warsaw, Poland, 29–36.
- Granju, J. L., Sabathier, V., Turatsinze, A., and Toumi, A.** (2004). Interface between an old concrete and a bonded overlay: debonding mechanism. *Interface science*, 12(4), 381-388.
- Garbacz, A., Courard, L., and Kostana, K.** (2006). Characterization of concrete surface roughness and its relation to adhesion in repair systems. *Materials characterization*, 56(4), 281-289.
- Ghrichi, M., Kenai, S., and Meziane, E.** (2006). Mechanical and durability properties of cement mortar with Algerian natural pozzolana. *Journal of Materials Science*, 41(21), 6965-6972.
- Ghrichi, M., Kenai, S., and Said-Mansour, M.** (2007). Mechanical properties and durability of mortar and concrete containing natural pozzolana and limestone blended cements. *Cement and Concrete Composites*, 29(7), 542-549.
- Han, S. H., & Kim, J. K.** (2004). Effect of temperature and age on the relationship between dynamic and static elastic modulus of concrete. *Cement and Concrete Research*, 34(7), 1219-1227.
- Hassan, K. E., Robery, P. C., and Al-Alawi, L.** (2000). Effect of hot-dry curing environment on the intrinsic properties of repair materials. *Cement and concrete composites*, 22(6), 453-458.
- Hassan, K. E., Brooks, J. J., and Al-Alawi, L.** (2001). Compatibility of repair mortars with concrete in a hot-dry environment. *Cement and Concrete Composites*, 23(1), 93-101.
- Hearn, N.** (1999). Effect of shrinkage and load-induced cracking on water permeability of concrete. *ACI Materials Journal*, 96(2), 234-241.
- Hwang, S. D.** (2006). Performance of self-consolidating concrete designated for repair of concrete infrastructure. Ph.D. Thesis, *Universite' de Sherbrooke*, Canada, 347 pp.
- Itim, A., Ezziane, K., and Kadri, E. H.** (2011). Compressive strength and shrinkage of mortar containing various amounts of mineral additions. *Construction and Building Materials*, 25(8), 3603-3609.
- Jiang, C., Chen, D., Wu, Y., and Zhang, W.** (2009). Study on the Mechanisms and Properties of Repair Mortar for Hydraulic Concrete Surface. *Advances in Water Resources and Hydraulic Engineering*, 1619-1624.
- Julio, E. N., Branco, F. A., and Silva, V. D.** (2004). Concrete-to-concrete bond strength. Influence of the roughness of the substrate surface. *Construction and Building Materials*, 18(9), 675-681.
- Julio, E. N., Branco, F. A., Silva, V. D., and Lourenco, J. F.** (2006). Influence of added concrete compressive strength on adhesion to an existing concrete substrate. *Building and environment*, 41(12), 1934-1939.

- Kanda, T., Saito, T., Sakata, N., and Hiraishi, M.** (2003). Tensile and anti-spalling properties of direct sprayed ECC. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 1(3), 269-282.
- Kan, L. L., and Shi, H. S.** (2012). Investigation of self-healing behavior of Engineered Cementitious Composites (ECC) materials. *Construction and Building Materials*, 29, 348-356.
- Kesner, K., and Billington, S. L.** (2002). Experimental response of precast infill panels made with DFRCC. In *DFRCC-2002 International Workshop. Takayama, Japan* (pp. 289-298).
- Khayat, K. H.** (1999). Workability, testing, and performance of self-consolidating concrete. *ACI materials journal*, Vol. 96, N° 3, 346-353.
- Kim, J. K., Han, S. H., & Song, Y. C.** (2002). Effect of temperature and aging on the mechanical properties of concrete: Part I. Experimental results. *Cement and Concrete Research*, 32(7), 1087-1094.
- Kim, Y. Y., Kong, H. J., and Li, V. C.** (2003). Design of engineered cementitious composite suitable for wet-mixture shotcreting. *ACI Materials Journal*, 100(6), 511-518.
- Kim, Y. Y., Fischer, G., Lim, Y. M., and Li, V. C.** (2004). Mechanical performance of sprayed engineered cementitious composite using wet-mix shotcreting process for repair applications. *ACI Materials Journal*, 101(1), 42-49.
- Kong, H. J., Bike, S. G., and Li, V. C.** (2003). Constitutive rheological control to develop a self-consolidating engineered cementitious composite reinforced with hydrophilic poly (vinyl alcohol) fibers. *Cement and Concrete Composites*, 25(3), 333-341.
- Lepech, M., and Li, V. C.** (2005). Water permeability of cracked cementitious composites. *Proceedings of ICF11*, 113-130.
- Lepech, M. D., and Li, V. C.** (2006). Long Term Durability Performance of Engineered Cementitious. *Journal of Restoration of Buildings and Monuments*, 12(2), 119-132.
- Lepech, M. D., Li, V. C., Robertson, R. E., & Keoleian, G. A.** (2008). Design of green engineered cementitious composites for improved sustainability. *ACI Materials Journal*, 105(6), 567-575.
- Lepech, M. D., and Li, V. C.** (2008). Large-scale processing of engineered cementitious composites. *ACI Materials Journal*, 105(4), 358-366.
- Lepech, M. D., Keoleian, G. A., Qian, S., and Li, V. C.** (2008). Design of green engineered cementitious composites for pavement overlay applications. In *Proceedings of the First International Symposium on Life Cycle Civil Engineering* (pp. 10-14).
- Li, V.C.** (1993). From Micromechanics To Structural Engineering -- The Design Of Cementitious Composites For Civil Engineering Applications, *JSCE J. of Structure Mechanics and Earthquake Engineering*, 10(2), 37-48.
- Li, V.C.** (1997). Theory of steady state and multiple cracking of random discontinuous fiber reinforced brittle matrix composites. *ASCE Journal of Materials in Civil Engineering*, 10(2), 66-69.

- Li, V. C.** (1998). Engineered Cementitious Composites for Structural Applications. 10(2), 66-69.
- Li, V. C., Horii, H., Kabele, P., Kanda, T., and Lim, Y. M.** (2000). Repair and retrofit with engineered cementitious composites. *Engineering Fracture Mechanics*, 65(2), 317-334.
- Li, V. C., & Wang, S.** (2002). Flexural behaviors of glass fiber-reinforced polymer (GFRP) reinforced engineered cementitious composite beams. *Materials Journal*, 99(1), 11-21.
- Li, G.** (2003). A new way to increase the long-term bond strength of new-to-old concrete by the use of fly ash. *Cement and concrete research*, 33(6), 799-806.
- Li, V. C.** (2003). On engineered cementitious composites (ECC). *Journal of advanced concrete technology*, 1(3), 215-230.
- Li, V. C.** (2004). High performance fiber reinforced cementitious composites as durable material for concrete structure repair. *International Journal for Restoration*, 10(2), 163-180.
- Li, V. C., Horikoshi, T., Ogawa, A., Torigoe, S., and Saito, T.** (2004). Micromechanics-based durability study of polyvinyl alcohol-engineered cementitious composite. *ACI materials journal*, 101(3), 242-248.
- Li, M., and Li, V. C.** (2006). Behavior of ECC/concrete layered repair system under drying shrinkage conditions. *International Journal for Restoration of Buildings and Monuments*, 12(2), 143-160.
- Li, V.C.** (2007). Engineered cementitious composites (ECC) – material, structural and durability performance, in E. Nawy (ed.), *Concrete Construction Engineering Handbook*, Boca Raton: CRC Press, Chapter 24.
- Li, M., and Li, V. C.** (2009). Influence of Material Ductility on Performance of Concrete Repair. *ACI Materials Journal*, 106(5), 419-428.
- Li, M.** (2009). Multi-scale design for durable repair of concrete structures. PhD Thesis, University of Michigan, USA, 425 pp.
- Li, M., and Li, V. C.** (2011). High-Early-Strength Engineered Cementitious Composites for Fast, Durable Concrete Repair-Material Properties. *ACI materials journal*, 108(1).
- Lim, Y. M., and Li, V. C.** (1997). Durable repair of aged infrastructures using trapping mechanism of engineered cementitious composites. *Cement and Concrete Composites*, 19(4), 373-385.
- Lin, C., Kayali, O., Morozov, E. V., and Sharp, D. J.** (2014). Influence of fibre type on flexural behaviour of self-compacting fibre reinforced cementitious composites. *Cement and Concrete Composites*, 51, 27-37.
- Martys, N. and Ferraris, C.,** (1997). Capillary Transport in Mortars and Concrete. *Cement and Concrete Research*, 27(5), 747-760.
- Maruta, M., Kanda, T., Nagai, S., & Yamamoto, Y.** (2005). New high-rise RC structure using pre-cast ECC coupling beam. *Concrete Journal*, 43(11), 18-26.
- Mihashi, H., and De Leite, J.** (2004). State-of-the-art report on control of cracking in early age concrete. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 2(2), 141-154.

- Morgan, D. R.** (1996). Compatibility of concrete repair materials and systems. *Construction and building materials*, 10(1), 57-67.
- Momayez, A., Ehsani, M. R., Ramezani pour, A. A., and Rajaie, H.** (2005). Comparison of methods for evaluating bond strength between concrete substrate and repair materials. *Cement and concrete research*, 35(4), 748-757.
- Mora, J., Aguado, A., and Gettu, R.** (2003). The influence of shrinkage reducing admixtures on plastic shrinkage. *Materiales de construcción*, 53(271-272), 71-80.
- Neville, M. A.** (1996). Properties of concrete. England: Addison Wesley Longman.
- Oh, B. H., Cha, S. W., Jang, B. S., and Jang, S. Y.** (2002). Development of high-performance concrete having high resistance to chloride penetration. *Nuclear Engineering and Design*, 212(1), 221-231.
- Okamura, H.** (1997). Self-compacting high-performance concrete. *Concrete international*, 19(7), 50-54.
- Özbay, E., Karahan, O., Lachemi, M., Hossain, K. M. A., & Duran Atiş, C.** (2012). Investigation of Properties of Engineered Cementitious Composites Incorporating High Volumes of Fly Ash and Metakaolin. *ACI Materials Journal*, 109(5), 565-571.
- Ozbay, E., Sahmaran, M., Lachemi, M., and Yucel, H. E.** (2013). Self-Healing of microcracks in high-volume fly-ash-incorporated engineered cementitious composites. *ACI Materials Journal*, 110(1), 33-43.
- Pellegrino, C., Francesca, D.P., and Claudio, M.** (2009). Rehabilitation of reinforced concrete axially loaded elements with polymer-modified cementitious mortar. *Construction and Building Materials*, 23(10), 3129-3137.
- Pattnaik R.** (2006). Investigation into compatibility between repair material and substrate concrete using experimental and finite element methods. *PhD thesis*. Clemson University, USA, 153 pp.
- Pekmezci, B. Y., and Akyüz, S.** (2004). Optimum usage of a natural pozzolan for the maximum compressive strength of concrete. *Cement and Concrete Research*, 34(12), 2175-2179.
- Pigeon, M., and Saucier, F.** (1992). Durability of repaired concrete structures. In *Proceedings, International Symposium on Advances in Concrete Technology* (pp. 741-773).
- Qian, S., and Li, V. C.** (2007). Simplified inverse method for determining the tensile strain capacity of strain hardening cementitious composites. *Journal of Advanced Concrete Technology*, 5(2), 235-246.
- Qiao, F., Chau, C. K., and Li, Z.** (2010). Property evaluation of magnesium phosphate cement mortar as patch repair material. *Construction and Building Materials*, 24(5), 695-700.
- Saccani, A., and Magnaghi, V.** (1999). Durability of epoxy resin-based materials for the repair of damaged cementitious composites. *Cement and concrete research*, 29(1), 95-98.

- Schueremans, L., Cizer, Ö., Janssens, E., Serré, G., and Van Balen, K.** (2011). Characterization of repair mortars for the assessment of their compatibility in restoration projects: research and practice. *Construction and Building Materials*, 25(12), 4338-4350.
- Sabathier, V.** (2004). Rechargements minces adhérentes à base cimentaire renforcés de fibres métalliques : Condition de leur durabilité, modélisation et calcul. PhD thesis, Université de Paul Sabatier de Toulouse, 243 pp.
- Said-Mansour, M., Kadri, E. H., Kenai, S., Ghrici, M., and Bennaceur, R.** (2011). Influence of calcined kaolin on mortar properties. *Construction and Building Materials*, 25(5), 2275-2282.
- Santos, P. M., and Julio, E. N.** (2007). Correlation between concrete-to-concrete bond strength and the roughness of the substrate surface. *Construction and Building Materials*, 21(8), 1688-1695.
- Silfwerbrand, J.** (2003). Shear bond strength in repaired concrete structures. *Materials and Structures*, 36(6), 419-424.
- Şahmaran, M., and Li, V. C.** (2008). Durability of mechanically loaded engineered cementitious composites under highly alkaline environments. *Cement and Concrete Composites*, 30(2), 72-81.
- Sahmaran, M., Li, V. C., and Andrade, C.** (2008). Corrosion resistance performance of steel-reinforced engineered cementitious composite beams. *ACI Materials Journal*, 105(3), 243-250.
- Şahmaran, M. S., Yücel, H. E., Demirhan, S., and Li, V. C.** (2012). Combined Effect of Aggregate and Mineral Admixtures on Tensile Ductility of Engineered Cementitious Composites. *ACI Materials Journal*, 109(6).
- Şahmaran, M., and Li, V. C.** (2009). Durability properties of micro-cracked ECC containing high volumes fly ash. *Cement and Concrete Research*, 39(11), 1033-1043.
- Şahmaran, M., and Li, V. C.** (2009b). Influence of microcracking on water absorption and sorptivity of ECC. *Materials and Structures*, 42(5), 593-603.
- Sahmaran, M., Yucel, H. E., Al-Emam, M., Yaman, I. O., and Guler, M.** (2013a). Bond Characteristics of Engineered Cementitious Composite Overlays. In *Transportation Research Board 92nd Annual Meeting* (No. 13-1578).
- Şahmaran, M., Bilici, Z., Ozbay, E., Erdem, T. K., Yucel, H. E., and Lachemi, M.** (2013b). Improving the workability and rheological properties of Engineered Cementitious Composites using factorial experimental design. *Composites Part B: Engineering*, 45(1), 356-368.
- Said, S. H., and Razak, H. A.** (2016). Structural behavior of RC engineered cementitious composite (ECC) exterior beam–column joints under reversed cyclic loading. *Construction and Building Materials*, 107, 226-234.

- Skoglund, P., Silfwerbrand, J., Holmgren, J., and Trägårdh, J.** (2008). Chloride redistribution and reinforcement corrosion in the interfacial region between substrate and repair concrete—a laboratory study. *Materials and Structures*, 41(6), 1001-1014.
- Tran Q. T.** 2006. *Interface ancien-nouveau béton : caractérisation du comportement adoucissant de l'interface en cours de décollement et son évolution dans le cas de sollicitation de fatigue*. PhD thesis, Université de Paul Sabatier de Toulouse, 232 pp.
- Tayeh, B. A., Bakar, B. A., and Johari, M. M.** (2013). Characterization of the interfacial bond between old concrete substrate and ultra-high performance fiber concrete repair composite. *Materials and structures*, 46(5), 743-753.
- Turanli, L., Uzal, B., and Bektas, F.** (2005). Effect of large amounts of natural pozzolan addition on properties of blended cements. *Cement and Concrete Research*, 35(6), 1106-1111.
- Vaysburd, A. M., and Emmons P. H.** (2006). Concrete repair-a composite system: Philosophy, engineering and practice, *Proc. of the International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting*, pp. 9-11.
- Walter, R.** (2004). Comparison of FRC and ECC in a composite bridge deck. 5th International PhD Symposium in Civil Engineering, Delft, The Netherlands.
- Wang, S., and Li, V. C.** (2003). Materials design of lightweight PVA-ECC. In *Proceedings of the Fourth International RILEM Workshop on High-Performance Fiber-Reinforced Cement Composites (HPFRCC 4)*, Naaman, A.E. and Reinhardt, H.W., Eds., RILEM, Paris, pp. 379–390.
- Wang, S., and Li, V. C.** (2007). Engineered cementitious composites with high-volume fly ash. *ACI Materials Journal-American Concrete Institute*, 104(3), 233-241.
- Wang, S., and Li, V. C.** (2006). High-early-strength engineered cementitious composites. *ACI materials journal*, 103(2), 97-105.
- Weiss, W. J., and Shah, S. P.** (2002). Restrained shrinkage cracking: the role of shrinkage reducing admixtures and specimen geometry. *Materials and Structures*, 35(2), 85-91.
- Wittmann, F. H.** (2002). Crack formation and fracture energy of normal and high strength concrete. *Sadhana*, 27(4), 413-423.
- Woodson, R. D.** (2009). *Concrete structures: protection, repair and rehabilitation*. Butterworth-Heinemann, 280 pp.
- Xinqi, M., Zhao, T. J., & Zhang, P.** (2011). Optimization of shrinkage and crack resistance performance of Engineered Cementitious Composites (ECC). In *Electric Technology and Civil Engineering (ICETCE), 2011 International Conference on* (pp. 534-538). IEEE.
- Xiong, G., Liu, J., Li, G., and Xie, H.** (2002). A way for improving interfacial transition zone between concrete substrate and repair materials. *Cement and concrete research*, 32(12), 1877-1881.

- Xiong, G., Cui, Y., Chen, L., and Jiang, H.** (2004). Influence of hydrochloric acid etching on bond strength between concrete substrate and repair materials. *Cement and Concrete composites*, 26(1), 41-45.
- Xiong, G., Luo, B., Wu, X., Li, G., and Chen, L.** (2006). Influence of silane coupling agent on quality of interfacial transition zone between concrete substrate and repair materials. *Cement and Concrete Composites*, 28(1), 97-101.
- Yang, E. H., Yang, Y., and Li, V. C.** (2007). Use of high volumes of fly ash to improve ECC mechanical properties and material greenness. *ACI materials journal*, 104(6), 620-628.
- Yang, Y., Yao, Y., Gao, X., Deng, H., and Yu, P.** (2008). Shrinkage reducing measures for engineering cementitious composites. *Journal of Wuhan University of Technology--Materials Science Edition*, 23(6), 907-911.
- Yang, E. H., Sahmaran, M., Yingzi, Y., and Li, V. C.** (2009). Rheological control in production of engineered cementitious composites. *ACI Materials Journal*, 106(4), 357-366.
- Yang, Y., Gao, X., Deng, H., Yu, P., and Yao, Y.** (2010). Effects of water/binder ratio on the properties of engineered cementitious composites. *Journal of Wuhan University of Technology-Mater. Sci. Ed.*, 25(2), 298-302.
- Yıldırım, H., and Sengul, O.** (2011). Modulus of elasticity of substandard and normal concretes. *Construction and Building Materials*, 25(4), 1645-1652.
- Yıldırım, G., Sahmaran, M., Al-Emam, M. K. M., Hameed, R. K. H., Al-Najjar, Y., and Lachemi, M.** (2015). Effects of Compressive Strength, Autogenous Shrinkage, and Testing Methods on Bond Behavior of High-Early-Strength Engineered Cementitious Composites. *ACI Materials Journal*, 112(3).
- Yu, J., Lin, J., Zhang, Z., and Li, V. C.** (2015). Mechanical performance of ECC with high-volume fly ash after sub-elevated temperatures. *Construction and Building Materials*, 99, 82-89.
- Zhou, J.** (2011). Performance of Engineered Cementitious Composites for Concrete Repairs. *PhD thesis*. University of technology of TU Delft, Netherlands, 149 pp.
- Zhou, J., Qian, S., Beltran, M. G. S., Ye, G., van Breugel, K., and Li, V. C.** (2010). Development of engineered cementitious composites with limestone powder and blast furnace slag. *Materials and Structures*, 43(6), 803-814.
- Zhu, Y., Yang, Y., Dang, H., and Yao, Y.** (2009). Mechanical properties of engineered cementitious composites with high volume fly ash. *Journal of Wuhan University of Technology-Materials Science Edition*, S1: 166–170.
- Zhu, Y., Yang, Y., and Yao, Y.** (2012a). Autogenous self-healing of engineered cementitious composites under freeze–thaw cycles. *Construction and Building Materials*, 34, 522-530.
- Zhu, Y., Yang, Y., and Yao, Y.** (2012b). Use of slag to improve mechanical properties of engineered cementitious composites (ECCs) with high volumes of fly ash. *Construction and Building Materials*, 36, 1076-1081.

Zhu, Y., Zhang, Z., Yang, Y., and Yao, Y. (2014). Measurement and correlation of ductility and compressive strength for engineered cementitious composites (ECC) produced by binary and ternary systems of binder materials: Fly ash, slag, silica fume and cement. *Construction and Building Materials*, 68, 192-198.