

**UNIVERSITE SAAD DAHLEB – BLIDA1**

**Faculté de Technologie**

Département de Génie civil

**THESE DE DOCTORAT en SCIENCES**

en Génie Civil

**FORMULATION ET PERFORMANCE D'UN MORTIER DE REPARATION A BASE  
DE SABLE DUNAIRE**

Par

**Benharzallah KROBBA**

Devant le jury composé de :

M.ABED	Professeur à l'Université de Blida 1	Président
A.BALI	Professeur à l'E.N.P, Alger	Examineur
O. BOUKENDAKDJI	Professeur à l'Université de Médéa	Examineur
B. MENADI	Professeur à l'Université de Blida 1	Examineur
S. KENAI	Professeur à l'Université de Blida 1	Rapporteur
M. BOUHICHA	Professeur à l'Université de Laghouat	Co-Rapporteur

Blida, 2020

## ملخص

من أجل تلبية الطلب المتزايد على مواد البناء والحفاظ على البيئة في إطار التنمية المستدامة ، أصبح تثمين المواد المحلية اليوم أحد التحديات الرئيسية التي تواجه كل من مجال البحث وقطاع البناء. في هذا السياق ، الهدف من هذا العمل هو المساهمة في صياغة ملاط ترميم يعتمد على كل من الكثبان الرملية، الحجر الجيري وألياف الحلفاء النباتية محققا شروط التوافق والديمومة. تحقيقا لهذه الغاية، أولا، تم القيام بعمل تجريبي من أجل الحصول على مكونات الملاط البسيط على أساس الكثبان الرملية. بعد ذلك ، تمت دراسة آثار إضافة الملدن وألياف الحلفاء، والتصحيح الحبيبي لرمال الكثبان بالحجر الجيري على الخصائص الفيزيائية، الميكانيكية وكذلك الديمومة لملاط الترميم. تم استخدام نسب حجمية مختلفة من الألياف الدقيقة (0.10 إلى 1.25%) لتحضير مختلف الخلطات. كما تمت دراسة آثار الاستبدال الجزئي لرمال الكثبان بالرمال الجيري في ملاط الترميم. الخصائص الفيزيائية و الميكانيكية المدروسة هي قوة الانضغاط ، قوة الانحناء ، الانكماش ، معامل المرونة وقوة الترابط. بالنسبة لديمومة مختلف أنواع ملاط الترميم المنتجة فقد تم تقييمها بواسطة اختبار نفاذية الغاز واختبار امتصاص الماء الشعري. أهم النتائج المتحصل عليها أظهرت تحسنا في الخصائص الفيزيائية والميكانيكية لملاط الترميم عند إضافة الألياف الدقيقة النباتية أو عند استبدال رمال الكثبان جزئيا برمال الحجر الجيري مقارنة بالملاط البسيط الذي يعتمد على الكثبان الرملية. كما تم الحصول على امتصاصية ونفاذية للغاز أقل لملاط الترميم المعدلة.

**كلمات مفتاحية :** ألياف نباتية , ملاط إصلاح , مقاومة ميكانيكية , إنكماش , معامل المرونة , قوة الترابط , ديمومة , نفاذية الغاز , امتصاصية.

## ABSTRACT

In order to meet the rising demand of construction materials and preserve the environment within the framework of sustainable development, valorizing local materials has become nowadays one of the main challenges facing both the research community and the construction industry. The aim of the work presented herein is to contribute into the formulation of a repair mortar, based on both dune and limestone sand and Alfa microfibers plant (*Stipa tenacissima* L.), that meets the compatibility and durability requirements. An experimental program was first carried in order to optimize the constituents of the simple dune sand mortar. Afterwards, the effects of adding a superplasticizer and Alfa microfibers to the mortar mix, on the physical and mechanical properties as well as the durability of the repair mortar were investigated. Different microfiber volume ratios by mortar volume (0.10 to 1.25%) were used to prepare the mortar mixes. The effects of partial replacement of dune sand by limestone sand in the repair mortar were also investigated. The physical and mechanical properties investigated are compressive strength, flexural strength, shrinkage, elastic modulus and bonding strength. The durability of mortar was evaluated through gas permeability and capillary water absorption tests. The results obtained show that compared to simple dune sand mortars; an enhancement of the mechanical and physical properties of mortars is obtained when natural microfibers are added or a partial replacement of dune sand by limestone sand is carried out. A lower sorptivity and lower gas permeability were also obtained for the modified repair mortars.

***Keywords:*** *Vegetable fibers, Repair mortar, Shrinkage, Mechanical strength, Elastic modulus Bonding strength, Adhesion, Durability, Gas permeability, Sorptivity*

## RÉSUMÉ

Afin de répondre à la demande croissante de matériaux de construction et de préserver l'environnement dans le cadre du développement durable, la valorisation des matériaux locaux est devenue aujourd'hui l'un des principaux défis auxquels sont confrontés à la fois le domaine de la recherche et le secteur de la construction. Dans ce cadre, l'objectif de ce travail est de contribuer à la formulation d'un mortier de réparation, à base de sable dunaire, sable calcaire et microfibrilles végétale d'Alfa (*Stipa tenacissima* L), qui répond aux exigences de compatibilité et de durabilité. A cet effet, un programme expérimental a été mené afin d'optimiser les constituants du mortier simple à base sable de dune. Ensuite, les effets d'ajout d'un superplastifiant, de microfibrilles d'Alfa, et de correction granulométrique du sable dunaire par sable calcaire sur les propriétés physico-mécaniques ainsi que sur la durabilité du mortier de réparation ont été étudiés. Différents pourcentages des microfibrilles par volume de mortier (0,10 à 1,25%) ont été utilisés pour préparer les différents mélanges. Les effets de substitution partielle du sable de dune par sable calcaire dans le mortier de réparation ont été également étudiés. Les propriétés physico-mécaniques étudiées sont la résistance à la compression, la résistance à la flexion, le retrait, le module d'élasticité et la contrainte d'adhérence. La durabilité des mortiers élaborés ont été évaluée par l'essai de la perméabilité aux gaz et l'essai d'absorption d'eau par capillarité. Les résultats trouvés ont montré que par rapport au mortier à base de sable dunaire; une amélioration des propriétés physico-mécaniques des mortiers est obtenue lors de l'ajout de microfibrilles végétales ou de substitution partielle du sable de dune par sable calcaire. Une sorptivité et une perméabilité aux gaz plus faibles ont été également obtenues pour les mortiers de réparation modifiés.

***Mots clés:*** *Fibres végétales, Mortier de réparation, Retrait, Résistances mécaniques, Module d'élasticité, Contrainte d'adhérence, Durabilité, Perméabilité au gaz, Sorptivité.*

## **REMERCIEMENTS**

Tout d'abord, je tiens à remercier Allah le tout puissant de m'avoir donné la force et la patience de mener à bien ce modeste travail.

Je tiens à remercier vivement mes encadreurs Monsieur BOUHICHA Mohamed, directeur des études à la DGRSDT et professeur à l'université de Laghouat, et Monsieur KENAI Said, Professeur à l'Université Saad Dahlab – Blida1, pour leur conseil avisé, pour l'aide compétente qu'ils m'ont apportée, pour leur patience, et leur encouragement à finir un travail commencé il y a longtemps, qui ont été prépondérants, pour la bonne réussite de cette thèse. Enfin, j'ai été extrêmement sensible à ses qualités humaines d'écoute et de compréhension tout au long de ce travail doctoral. Mes chaleureux remerciements vont aussi vers Monsieur LUC Courard, Professeur à l'Université de Liège, Belgique et directeur de laboratoire de recherche GEMME pour sa gentillesse, ses conseils, ses orientations pris pour mener à bien ce travail. Je le remercie vivement pour m'avoir accueilli à son laboratoire.

Mes sincères remerciements et ma gratitude vont aussi à Monsieur ABED Mohamed, professeur à l'université Saad Dahlab – Blida1, pour avoir accepté de juger ce travail et d'en présider le jury de soutenance. Mes remerciements vont également à Monsieur BALI Abderrahim, Professeur à l'E.N.P, à Monsieur BOUKENDAKDJI Othmane, Professeur à l'Université de Médéa, ainsi qu'à Monsieur MENADI Belkacem, Professeur à l'Université Saad Dahlab - Blida 1, pour avoir acceptés de participer à ce jury de thèse comme examinateurs. J'adresse adresse mes sentiments les plus respectueux.

Je remercie également les directeurs du Laboratoire de Recherches de Génie Civil et du Laboratoire de matériaux et de réhabilitation de structures de l'Université de Laghouat, ainsi que tout le personnel de laboratoire de génie civil, et à tous ceux et celle qui ont participé de près ou de loin au bon déroulement de ce travail.

## TABLE DES MATIERES

ملخص	
Abstract	
Résumé	
Remerciements	
Table des matières	
Liste des illustrations, graphiques et tableaux	
Liste des symboles et des abréviations	
<b>INTRODUCTION GENERALE</b> .....	17
<b>1. SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE</b> .....	20
1.1. Introduction.....	21
1.2. Conditions pour une réparation durable.....	21
1.3. Causes et effets de dégradation du béton.....	23
1.4. Facteurs d'influences sur la dégradation des ouvrages.....	24
1.5. Choix du matériau de réparation.....	25
1.6. Différents types de compatibilité.....	28
1.6.1. Compatibilité dimensionnelle.....	28
1.6.1.1. Retrait .....	28
1.6.1.2. Fluage.....	30
1.6.1.3. Module d'élasticité.....	30
1.6.1.4. Coefficient de dilatation thermique.....	31
1.7. Adhérence mortier de réparation – béton.....	33
1.8. Facteurs qui affectent la force d'adhérence.....	34
1.9. Méthodes d'essai pour évaluer la force d'adhérence.....	35
1.9.1. Essai d'arrachement (Pull-off).....	36
1.9.2. Essai de cisaillement oblique (Slant-Shear).....	37
1.10. Fibres.....	43
1.10.1. Différents types des fibres.....	45

1.10.1.1. Les fibres chimiques.....	45
1.10.1.2. Les fibres naturelles.....	47
1.10.2. Effet d'ajout des fibres sur les performances des composites cimentaire...	53
1.10.2.1. Effet d'ajout des fibres sur le retrait.....	53
1.10.2.2. Effet d'ajout des fibres sur les propriétés mécaniques.....	56
1.11. Synthèse.....	58
<b>2. MATERIAUX ET TECHNIQUES EXPERIMENTALES .....</b>	<b>59</b>
2.1. Introduction.....	60
2.2. Les matières premières.....	60
2.2.1. Granulats.....	60
2.2.2. Le ciment.....	64
2.2.3. Fibres d'Alfa.....	65
2.2.4. Adjuvant.....	67
2.2.5. L'eau de gâchage.....	67
2.3. Techniques expérimentales.....	68
2.3.1. Confection et cure des éprouvettes.....	68
2.3.2. Caractérisation physico-mécanique des mortiers élaborés.....	69
2.3.2.1. Variations dimensionnelles (retrait).....	69
2.3.2.2. Résistances mécaniques.....	70
2.3.2.3. Module d'élasticité.....	72
2.3.3. Durabilité des mortiers élaborés.....	73
2.3.3.1. Absorption d'eau par capillarité (sportivité).....	73
2.3.3.2. Perméabilité au gaz.....	74
2.3.3.3. Porosité accessible à l'eau.....	76
2.3.4. Adhérence des mortiers élaborés.....	77
2.3.4.1. Essai de cisaillement oblique (Slant shear) .....	77
2.3.4.2. Essai d'arrachement (Pull-off).....	78
2.4. Formulation de béton de référence (substrat).....	80
2.5. Synthèse.....	82

<b>3. FORMULATION DES MORTIERS DE REPARATION.....</b>	<b>83</b>
3.1 Introduction.....	84
3.2 Mortier simple (MD).....	87
3.2.1 Détermination du rapport E/C en fonction du rapport S/C.....	87
3.2.2 Effet du rapport S/C sur les résistances mécaniques.....	89
3.2.3 Effet du rapport S/C sur le retrait.....	91
3.2.4 Relation retrait – variation pondérale de la masse.....	93
3.2.5 Effet du rapport S/C sur la vitesse d’auscultation sonore et module d’élasticité dynamique.....	94
3.2.6 Corrélation entre la résistance à la compression et la vitesse d’auscultation sonore.....	97
3.2.7 Composition optimale de mortier simple.....	99
3.3 Mortier adjuvanté (MDA).....	101
3.3.1 Dosage en superplastifiant.....	101
3.3.2 Effet de l’adjonction de superplastifiant sur les caractéristiques physico- mécaniques.....	102
3.4 Mortier à base de mélange sable de dune-calcaire (MDC).....	104
3.5 Mortier composite adjuvanté à base de sable dunaire et des microfibrilles végétales (MDAV).....	106
3.5.1 Porosité du composite.....	106
3.5.2 Effet d’ajout des fibres sur les résistances mécaniques des composites....	107
3.5.3 Retrait du composite.....	111
3.5.4 Module d’élasticité dynamique.....	112
3.5.5 Relation module d’élasticité – porosité.....	116
3.6 Mortier adjuvanté à base de mélange sable dunaire-calcaire (MDCA).....	117
3.7 Mortier composite à base de sable dunaire-calcaire et des microfibrilles végétales (MDCAV).....	117
3.8 Synthèse.....	118
<b>4. PERFORMANCES DES MORTIERS DE REPARATION ELABORES....</b>	<b>120</b>
4.1 Introduction.....	121

4.2	Module d'élasticité.....	121
4.3	Relation entre la résistance à la compression et le module d'élasticité statique.....	126
4.4	Relation entre le module d'élasticité statique et le module d'élasticité dynamique .....	128
4.5	Adhérence mortier de réparation -béton substrat.....	131
4.5.1	Adhérence par essai d'arrachement (Pull-off).....	131
4.5.2	Adhérence par essai du cisaillement oblique (Slant-shear).....	133
4.5.3	Modes de rupture des composites (mortier de réparation – béton substrat).....	135
4.5.4	Relation entre la contrainte d'adhérence au cisaillement oblique et la résistance à la compression des mortiers.....	138
4.5.5	Relation entre la contrainte d'adhérence par arrachement et par cisaillement oblique.....	139
4.6	Durabilité des mortiers de réparation élaborés.....	140
4.6.1	Absorption d'eau par capillarité.....	141
4.6.2	Perméabilité aux gaz.....	145
4.6.3	Corrélation entre les coefficients d'absorption d'eau par capillarité et de la perméabilité intrinsèque.....	152
4.7	Synthèse.....	154
	<b>CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES.....</b>	<b>157</b>
	<b>REFERENCES.....</b>	<b>165</b>
	<b>ANNEXE.....</b>	<b>183</b>
	Publication Internationale .....	184

## LISTE DES ILLUSTRATIONS, GRAPHIQUES ET TABLEAUX

### Liste des figures

Figure 1.1	: Organigramme des procédures générales de réparation	22
Figure 1.2	: Les trois principales étapes d'une réparation	23
Figure 1.3	: Causes communes des défauts selon EN1504-9	24
Figure 1.4	: Les facteurs d'influence sur la dégradation des ouvrages en béton armé	25
Figure 1.5	: Facteurs affectant la compatibilité dimensionnelle	28
Figure 1.6	: Représentation schématique des contraintes induite par le retrait empêché dans les réparations	29
Figure 1.7	: Modes de détérioration dues au retrait différentiel	29
Figure 1.8	: Représentation schématique de l'atténuation des contraintes de traction induites par le fluage lors du retrait empêché	30
Figure 1.9	: Influence de la rigidité relative sur la répartition des contraintes	31
Figure 1.10	: Exigences de compatibilité pour les matériaux de réparation	32
Figure 1.11	: Modèle idéalisé d'un système de réparation	33
Figure 1.12	: Représentation multi-échelle de l'interface entre le béton ancien et le béton de réparation	34
Figure 1.13	: Méthodes d'essai pour évaluer la force d'adhérence entre le substrat en béton et le matériau de réparation	35
Figure 1.14	: Les différents modes de rupture dans le système de réparation	36
Figure 1.15	: Configuration de l'essai de cisaillement oblique	38
Figure 1.16	: Contraintes d'adhérences déterminées par différentes méthodes	39
Figure 1.17	: Effet de la résistance à la compression du béton de réparation sur la résistance oblique de la liaison au cisaillement	40
Figure 1.18	: La relation entre la résistance à la compression SCC / substrat et la résistance au cisaillement oblique	40
Figure 1.19	: Effet d'ajout des fibres de polypropylène sur la résistance au cisaillement oblique	41
Figure 1.20	: Courbe force-déplacement pour une éprouvette de béton soumise à la traction avec et sans ajout de fibres	44
Figure 1.21	: Illustration de l'influence des tailles des fibres sur le pontage des fissures 'bridging crack '	44
Figure 1.22	: Classification des fibres chimiques	46
Figure 1.23	: Classification des fibres naturelles	47
Figure 1.24	: Classification des fibres végétales selon l'origine	49

Figure 1.25 : Gisement des fibres végétales en Algérie	51
Figure 1.26 : Illustration de la plante d'Alfa	52
Figure 1.27 : Le retrait total des composites contenant des fibres de polypropylène sèches	54
Figure 1.28 : Le retrait total des composites contenant des fibres de polypropylène humidifiées	54
Figure 1.29 : Influence de la teneur en fibres (a) et de la longueur (b) sur la résistance à la compression	57
Figure 2.1 : Illustration des différents granulats utilisés	61
Figure 2.2 : Courbe granulométrique de différents types de sable	62
Figure 2.3 : Courbe granulométrique des graviers	62
Figure 2.4 : Diffractogramme du sable calcaire	64
Figure 2.5 : Diffractogramme du sable de dune	64
Figure 2.6 : Illustration de la fibre d'Alfa	66
Figure 2.7 : Photos MEB de la fibre d'Alfa	67
Figure 2.8 : Essai d'étalement de table à secousse	68
Figure 2.9 : Table à chocs électrique	69
Figure 2.10 : Appareillage pour la mesure du retrait	70
Figure 2.11 : Schémas de l'essai de flexion	71
Figure 2.12 : Dispositif de l'essai de compression	71
Figure 2.13 : Dispositif de mesure du module d'élasticité	73
Figure 2.14 : Essai d'absorption d'eau par capillarité	74
Figure 2.15 : Corps d'épreuve de l'essai de la perméabilité avec enrobage de la face latérale	75
Figure 2.16 : Montage de l'essai de la perméabilité au gaz	75
Figure 2.17 : Forme de composite béton-mortier de l'essai de cisaillement oblique	77
Figure 2.18 : Préparation des échantillons pour l'essai de cisaillement oblique (Slant-shear)	78
Figure 2.19 : Préparation des échantillons pour l'essai d'arrachement (Pull-off)	80
Figure 2.20 : Courbe granulométrique du mélange des granulats	81
Figure 3.1 : Organigramme de formulation des différents types de mortiers	86
Figure 3.2 : Relation du rapport E/C avec le rapport S/C pour une maniabilité plastique	88
Figure 3.3 : Effet du rapport S/C sur la masse volumique à l'état durci à 28 jours	88
Figure 3.4 : Effet du rapport S/C sur la résistance à la compression	90
Figure 3.5 : Effet du rapport S/C sur la résistance à la flexion	91

Figure 3.6	: Evolution du retrait en fonction de l'âge pour différents rapports de S/C	92
Figure 3.7	: Effet de rapport S/C sur le retrait à 28 jours	93
Figure 3.8	: Evolution du retrait en fonction de la variation pondérale de masse pour différents rapports S/C	94
Figure 3.9	: Evolution de la vitesse d'auscultation sonore $V_{as_{d28}}$ en fonction du rapport S/C	96
Figure 3.10	: Evolution du module d'élasticité dynamique $E_{d28}$ en fonction du rapport S/C	96
Figure 3.11	: Evolution de la résistance à la compression $R_{c28}$ en fonction de la vitesse d'auscultation sonore $V_{as_{28}}$	98
Figure 3.12	: Evolution de la résistance à la compression $R_{c28}$ en fonction du module d'élasticité dynamique $E_{d28}$	99
Figure 3.13	: Temps d'écoulement en fonction du rapport massique SP/C	102
Figure 3.14	: Evolution de la compacité de mélange en fonction du taux de substitution de sable calcaire	105
Figure 3.15	: Variation de la porosité en fonction du dosage en microfibrilles végétales	107
Figure 3.16	: Variation de la résistance à la compression fonction du dosage en microfibrilles végétales	109
Figure 3.17	: Evolution de la résistance à la traction en fonction du dosage des microfibrilles végétales	109
Figure 3.18	: Photos MEB de l'interface fibre d'Alfa - matrice	110
Figure 3.19	: Effet du dosage en microfibrilles végétales la variation du retrait en fonction du temps	112
Figure 3.20	: Effet du dosage en microfibrilles végétales sur la vitesse d'auscultation sonore	115
Figure 3.21	: Effet du dosage en microfibrilles végétales sur le module d'élasticité dynamique	115
Figure 3.22	: Relation module d'élasticité – porosité	116
Figure 4.1	: Courbes contrainte-déformation à 28 jours pour les différents types de mortiers	122
Figure 4.2	: Courbe contrainte-déformation du béton substrat	123
Figure 4.3	: Module d'élasticité statique des mortiers étudiés et du béton substrat	124
Figure 4.4	: Relations entre le module d'élasticité statique et la résistance à la compression pour différents types de mortier	127
Figure 4.5	: Relations entre le module d'élasticité statique et celui en dynamique pour différents types de mortier	130
Figure 4.6	: Contraintes d'adhérence par arrachement des différents types de mortiers	132

Figure 4.7 : Modes de rupture des différents types de mortiers	133
Figure 4.8 : Contraintes d'adhérence par cisaillement oblique des différents types de mortiers	134
Figure 4.9 : Corrélation entre la contrainte d'adhérence au cisaillement oblique et le rapport des résistances à la compression (mortier/béton)	138
Figure 4.10 : Relation entre les contraintes d'adhérence par arrachement et par cisaillement oblique	140
Figure 4.11 : Absorption d'eau par capillarité en fonction du temps à 28 jours pour les différents types de mortiers	142
Figure 4.12 : Absorption d'eau par capillarité en fonction du temps à 180 jours pour les différents types de mortiers	143
Figure 4.13 : Sorptivité des différents types de mortiers à 28 et à 180 jours	144
Figure 4.14 : Relation entre la perméabilité apparente et l'inverse de la pression moyenne à 28 jours pour les différents types de mortiers	146
Figure 4.15 : Relation entre la perméabilité apparente et l'inverse de la pression moyenne à 180 jours pour les différents types de mortiers	147
Figure 4.16 : Relation entre la perméabilité apparente et l'inverse de la pression moyenne du béton substrat à 28 jours	148
Figure 4.17 : Relation entre la perméabilité apparente et l'inverse de la pression moyenne du béton substrat à 180 jours	148
Figure 4.18 : Coefficients de perméabilité intrinsèque des différents types de mortiers à 28 et à 180 jours	151
Figure 4.19 : Relation entre la sorptivité et coefficient de perméabilité intrinsèque à 28 jours	153
Figure 4.20 : Relation entre la sorptivité et coefficient de perméabilité intrinsèque à 180 jours	153

## Liste des tableaux

Tableau 1.1	: Propriétés typiques des matériaux de réparation	26
Tableau 1.2	: Caractéristiques de performance requises pour toutes les utilisations prévues et certaines utilisations prévues des produits de réparation structurelle et de réparation non structurelle	42
Tableau 1.3	: Exigences de performances pour les produits de réparation structurelle et non-structurelle pour toutes les utilisations prévues	43
Tableau 1.4	: Composition chimique de certaines fibres végétales courantes	50
Tableau 1.5	: Propriétés physico-mécaniques des fibres naturelles	50
Tableau 2.1	: Propriétés physiques des granulats utilisés	63
Tableau 2.2	: Caractéristiques chimiques du ciment (Lafarge Algérie)	65
Tableau 2.3	: Analyse minéralogique du clinker	65
Tableau 2.4	: Caractéristiques physico-mécaniques du ciment	65
Tableau 2.5	: Propriétés physico-mécanique et chimique des fibres d'Alfa	66
Tableau 2.6	: Composition du béton de référence / m <sup>3</sup>	82
Tableau 3.1	: Variation du rapport E/C en fonction du rapport S/C	87
Tableau 3.2	: Résistances mécaniques des mortiers à 28 jours	89
Tableau 3.3	: Vitesse d'auscultation sonore et module d'élasticité dynamique des mortiers à 28 jours	95
Tableau 3.4	: Récapitulatif des principaux résultats obtenus à ce stade	100
Tableau 3.5	: Récapitulatif des caractéristiques physico-mécanique des mortiers simples et adjuvanté	103
Tableau 3.6	: Récapitulatif des caractéristiques physico-mécanique des mortiers simples MD et à base de sable dunaire-calcaire MDC	105
Tableau 3.7	: Résistances mécaniques des mortiers à 28 jours	108
Tableau 3.8	: Valeurs du retrait à 28 jours	112
Tableau 3.9	: Vitesse d'auscultation sonore et module d'élasticité dynamique des composites à 28 jours	114

Tableau 3.10 : Récapitulatif des caractéristiques physico-mécanique des mortiers simples et adjuvanté	117
Tableau 3.11 : Récapitulatif des caractéristiques physico-mécanique des mortiers MDCA et MDCAV	118
Tableau 4.1 : Module d'élasticité statique des mortiers étudiés et du béton substrat	124
Tableau 4.2 : Exemples de quelques modèles de prédiction du module d'élasticité statique	127
Tableau 4.3 : Exemples de quelques modèles reliant le module d'élasticité statique et dynamique	129
Tableau 4.4 : Résultats expérimentaux et Résultats analytiques du module d'élasticité statique	130
Tableau 4.5 : Contraintes d'adhérence $\sigma_{aar}$ des différents types de mortiers	132
Tableau 4.6 : Contraintes d'adhérence $\sigma_{aco}$ des différents types de mortiers	134
Tableau 4.7 : Modes de rupture des composites (mortier de réparation –béton substrat)	136
Tableau 4.8 : Coefficients d'absorption d'eau par capillarité des différents types de mortiers	144
Tableau 4.9 : Perméabilité intrinsèque des différents types de mortiers et du béton	150

## LISTE DES SYMBOLES ET DES ABREVIATIONS

A	Section du corps d'épreuve (m <sup>2</sup> )
C.V	Coefficient de variation (%)
C <sub>c</sub>	Coefficient de capillarité (g/cm <sup>2</sup> .min <sup>0,5</sup> )
E/C	Rapport eau/ciment
E <sub>d28</sub>	Module d'élasticité dynamique à 28 jours (MPa)
E <sub>s28</sub>	Module d'élasticité statique à 28 jours (GPa)
G3/8	Gravier concassé de granulométries 3/8
G8/15	Gravier concassé de granulométries 8/15
HR	Humidité relative (%)
K <sub>app</sub>	Perméabilité apparente (m <sup>2</sup> )
K <sub>int</sub>	Perméabilité intrinsèque (m <sup>2</sup> )
L	Epaisseur du corps d'épreuve (m)
MD	Mortier à base de sable dunaire
MDA	Mortier à base de sable dunaire adjuvanté
MDAV	Mortier à base de sable dunaire adjuvanté et fibré
MDC	Mortier à base de sable dunaire-calcaire dénoté
MDCA	Mortier à base de sable dunaire-calcaire adjuvanté
MDCAV	Mortier à base de sable dunaire-calcaire adjuvanté et fibré
P	Porosité totale (%)
P <sub>0</sub>	Pression absolue d'entrée (Pa)
P <sub>1</sub>	Pression atmosphérique (Pa)
PNS	Polynaphtalène sulfonate
Q	Débit volumique du gaz (m <sup>3</sup> .s <sup>-1</sup> )
R <sup>2</sup>	Coefficient de corrélation
S/C	Rapport sable/ciment

SA	Sable alluvionnaire
SC	Sable calcaire
SD	Sable de dune
SP/C	Rapport massique Superplastifiant/Ciment (%)
$V_{as28}$	Vitesse d'auscultation sonique à 28 jours (m/s)
$V_f$	Volume des fibres (%)
$\mu$	Viscosité dynamique de l'azote ( $17,510^{-6}$ Pa.s)
$\varepsilon$	Déformation à la compression (‰)
$\varepsilon_{0,5}$	Déformation longitudinale mesurée correspondant à une contrainte initiale de 0,5 MPa
$\varepsilon_{33\%}$	Déformation longitudinale mesurée correspondant à 33% de la contrainte de rupture
$\varepsilon_{r28}$	Retrait total à 28 jours ( $\mu\text{m/m}$ )
$\varepsilon_{rt}$	Retrait total à t en jours ( $\mu\text{m/m}$ )
$\rho_a$	Masse volumique apparente ( $\text{kg/m}^3$ )
$\sigma_{0,5}$	Contrainte initiale de 0,5 MPa
$\sigma_{33\%}$	33% de la contrainte de rupture
$\sigma_{aar}$	Contraintes d'adhérence par arrachement (MPa)
$\sigma_{aco}$	Contraintes d'adhérence par cisaillement oblique (MPa)
$\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$	Carbonate de calcium et de magnésium
$\text{SiO}_2$	Dioxyde de silicium

## **INTRODUCTION GENERALE**

## INTRODUCTION GENERALE

Le béton est le matériau le plus utilisé dans la construction, mais sa durabilité dans les conditions de service ainsi que vis à vis des sources de dégradation auxquelles il est exposé (séisme, corrosion, attaques chimiques, réaction alcali-silica ...etc.) constitue un problème majeur compte tenu de la diversité des facteurs d'influence conditionnant les caractéristiques mécaniques et physiques de ce matériau. Cet état de fait nous amène à évoquer logiquement le problème de la réparation et de son impact financier sur l'exploitation des ouvrages.

Les chiffres alarmants rapportés par différentes structures, impliquées dans le secteur de la construction, concernant surtout l'état de dégradation constaté sur de nombreuses constructions, avec toutes les retombées socio-économiques que cela implique, dictent une prise en charge urgente du problème de la réparation et de la réhabilitation.

La détérioration des ouvrages en maçonneries et en béton armé tels que les monuments historiques, les quais des ports, ponts etc. commence à attirer l'attention des collectivités locales de notre pays que ce soit sur le plan économique ou socioculturel. L'Algérie possède un patrimoine de plus de 8000 d'ouvrages d'art, dont 55% routiers, avec plus du quart de ce nombre nécessitant des interventions de réparation ou de renforcement [1]. En conséquence, leur réhabilitation devient un souci majeur, notamment en termes économiques, afin de les maintenir en service et d'éviter leur démolition. La réhabilitation des structures impose au premier lieu de trouver des matériaux de réparation résistants et de vérifier leur compatibilité et leur durabilité à long terme. De ce qui précède, la recherche d'un nouveau mortier de réparation à base de matériaux locaux peut être l'une des solutions répondant aux impératifs de réduction des coûts et de développement durable.

L'Algérie fait partie des pays qui ont un énorme gisement de matériaux comme le sable des dunes dans le Sahara, et une grande variété de fibres végétales, qui sont peu ou pas exploitées dans le domaine de la construction. Le sable des dunes est disponible en grande quantité dans le Sahara qui couvre plus de 60% de la superficie de l'Algérie. En génie civil, ce sable présente un grand intérêt économique et environnemental pour l'Algérie. Récemment, il y a eu un intérêt croissant dans l'utilisation de ce sable dans le domaine de construction [2–6].

L'utilisation du sable des dunes ainsi que celui obtenu suite au concassage de roches calcaires pour la confection de mortiers ou de bétons offre une opportunité pour la

préservation des sables alluvionnaires dont l'exploitation effrénée nuit de façon très sensible à l'environnement. D'autre part, l'incorporation de fibres dans les mortiers peut adresser convenablement le problème de fissuration rencontré dans l'utilisation de ces derniers. Actuellement, la voie la plus viable vers les composites écologiques est l'utilisation de fibres végétales comme renfort. Les fibres végétales sont considérées comme une ressource renouvelable, plus forte que les fibres synthétiques, moins coûteuse et surtout écologique.

La plante d'Alfa (*Stipa tenacissima* L.) est une graminée, membre de la famille des herbes endémiques dans les régions semi-arides et arides, de l'Afrique du Nord-Ouest et du sud de l'Espagne. Cette graminée pérenne, également appelée Esparto grass ou Esparto, est utilisée comme source principale de fibres pour la fabrication du papier. L'Algérie a une superficie de plus de 3 millions d'hectares de fibres d'Alfa [7, 8]. Actuellement, l'Alfa est bien connu pour des applications papetières comme une matière première en Algérie, mais elle n'est pas connue dans des applications composites.

C'est dans cette optique qu'est née l'idée d'entamer des recherches visant à valoriser les matériaux locaux susmentionnés par le biais de la confection d'un matériau pour le renforcement et la réparation des structures. S'inscrivant dans ce cadre, le travail ici présenté se fixe pour objectif une contribution à la formulation d'un mortier de réparation à base de sable de dune. Ce choix se justifie par le double souci de contribuer à combler cette lacune et à rentabiliser une source pratiquement intarissable de matériaux locaux constituée par les sables de dunes et les fibres végétales d'Alfa.

Le travail expérimental présenté dans ce document fait partie du programme global de développement de matériaux locaux mené par le Laboratoire de réhabilitation et de matériaux de structure. Il est composé de quatre chapitres. Le premier chapitre contient un état de l'art sur les mortiers de réparation : propriétés, critères de choix, techniques et la description des paramètres pouvant influencer la qualité des réparations. Les matériaux utilisés ainsi que les méthodes expérimentales utilisées dans le cadre de cette étude sont présentés dans le deuxième chapitre. Le chapitre trois est consacré à la formulation de béton substrat ainsi qu'à l'étude de l'effet d'ajout des fibres sur les différents caractéristiques des mortiers de réparation notamment leurs propriétés à l'état frais et durci. Dans le dernier chapitre, les performances de mortiers élaborés sont évaluées et l'influence des conditions de cure sur ces propriétés a été appréhendée. Enfin, une conclusion générale est donnée et des perspectives pour des futurs travaux proposées.

## **CHAPITRE 1**

### **SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE**

## **SYNTHESE BIBLIOGRAPHIQUE**

### **1.1 Introduction**

Ce premier chapitre, consacré à la recherche bibliographique sur les mortiers de réparations des ouvrages en béton, fait un tour d'horizon sur les travaux effectués dans la matière.

Depuis de nombreuses décennies, le béton est l'un des matériaux de construction les plus importants pour l'industrie du bâtiment et pour les projets d'infrastructure. De nombreuses sources ont décrit la demande croissante pour la réparation et la protection des structures en béton existantes. Il est suggéré que les principales raisons de la dégradation de ces structures sont le résultat de plusieurs facteurs : mauvaise conception ou mise en œuvre, défauts de matériaux, conditions environnementales et forces auxquelles les structures sont exposées [9].

Les mortiers de réparation du béton ont un large éventail d'application. Ils sont utilisés pour des réparations structurelles et non structurelles des éléments en béton ou d'autres éléments tels que des dalles de sol, des trottoirs, des revêtements de tunnel, etc. [10].

### **1.2 Conditions pour une réparation durable**

La stratégie de réparation doit faire apparaître trois étapes principales indissociables (Figure 1.1). Une analyse des causes de la détérioration précède nécessairement les étapes suivantes. Il faut bien comprendre l'origine des dégradations afin d'éviter qu'elles ne réapparaissent une fois l'ouvrage réparé. Le système de réparation peut par la suite être étudié: technique de mise en place, choix des matériaux, dimensionnement. La préparation de la zone à réparer doit être effectuée consciencieusement: suppression du béton endommagé avec un soin particulier aux bords de la réparation, nettoyage et protection si nécessaire des aciers de renforcement, ajout de barres d'armature si besoin, préparation de la surface du substrat et enfin application du produit de réparation. La figure 1.2 donne un rapide aperçu de ces trois principales étapes [11].

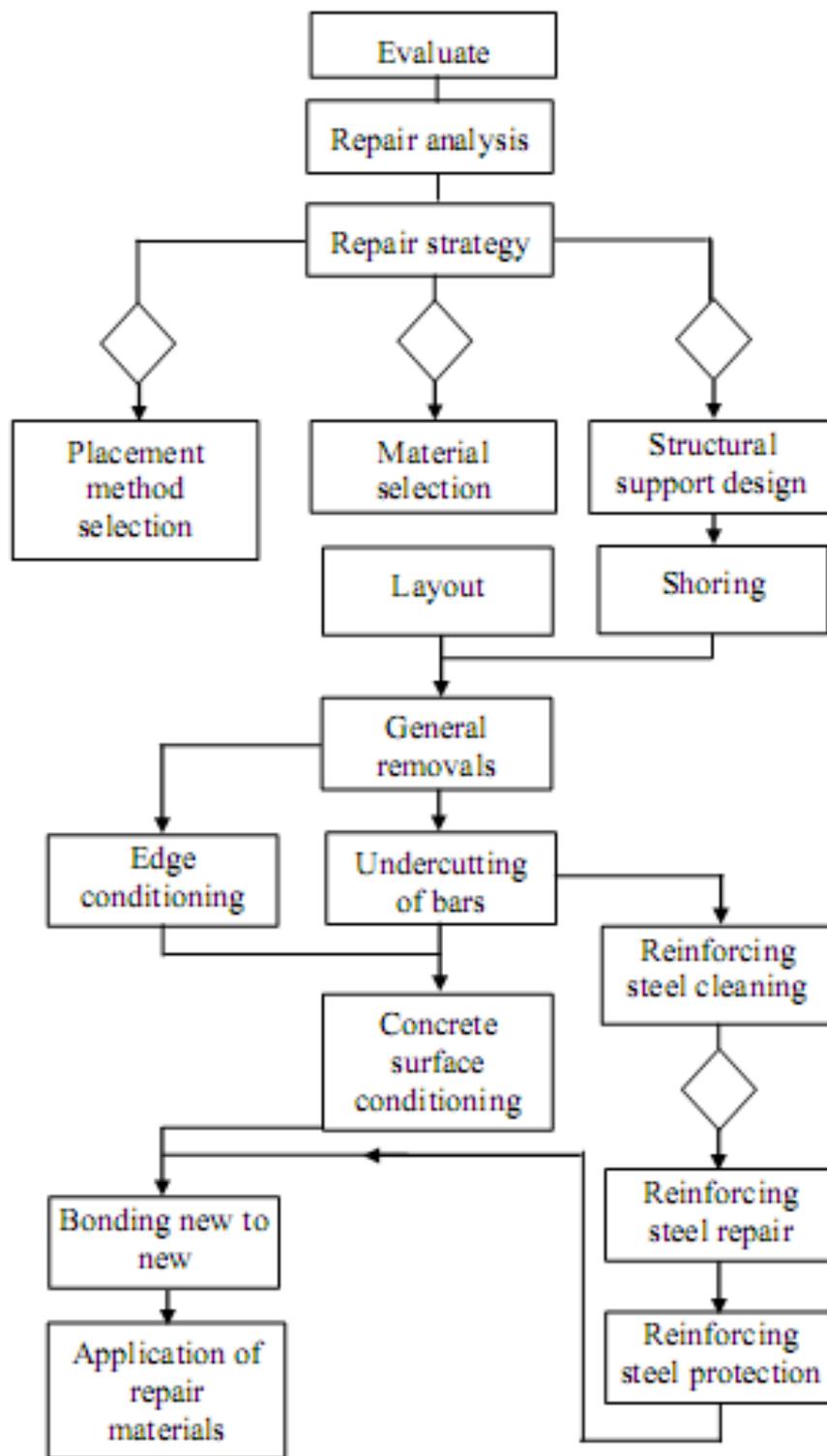


Figure 1.1 : Organigramme des procédures générales de réparation [12]

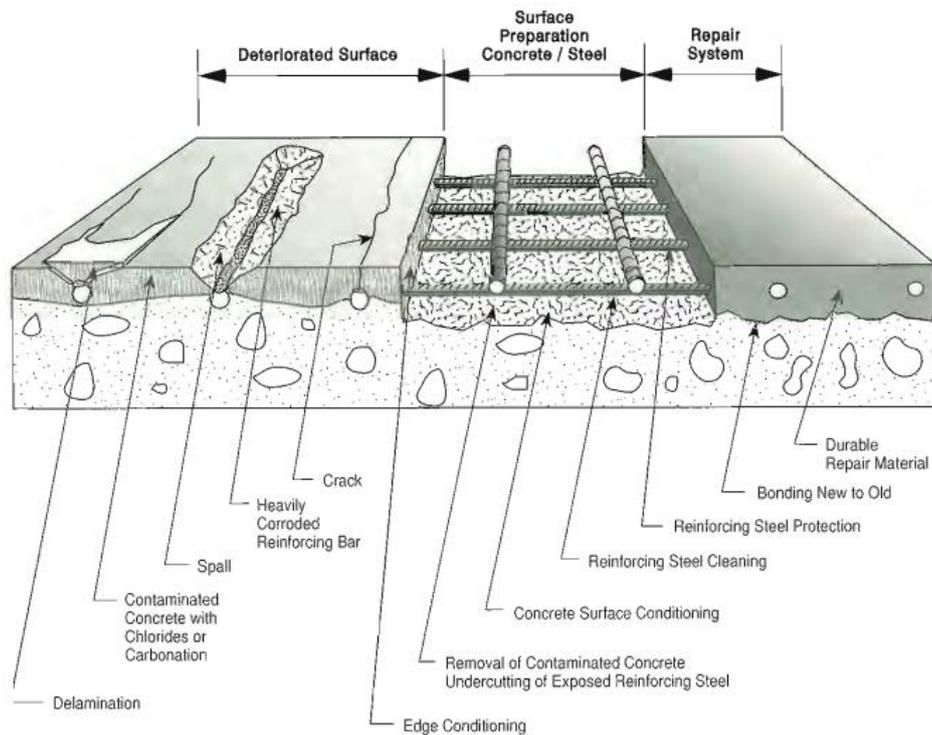


Figure 1.2 : Les trois principales étapes d'une réparation [12].

### 1.3 Causes et effets de dégradation du béton

Les causes de la détérioration du béton sont nombreuses, tout comme les techniques de réparation. Pour être efficace, la réparation d'un ouvrage en béton doit s'appuyer sur une méthode rationnelle et analytique dont la première étape consiste à déterminer la cause de la détérioration et de choisir en conséquence les matériaux et les techniques de réparation les plus adaptés. Les structures en béton armé se détériorent en raison de diverses conditions d'utilisation et d'exposition environnementale. La détérioration du béton entraîne des défauts tels que l'érosion, la fissuration, l'écaillage, la perte de renforcement, la rupture de l'assemblage, la porosité accrue et la réduction de la résistance [13]. La figure 1.3 montre les causes communes des défauts selon l'EN 1504-9.

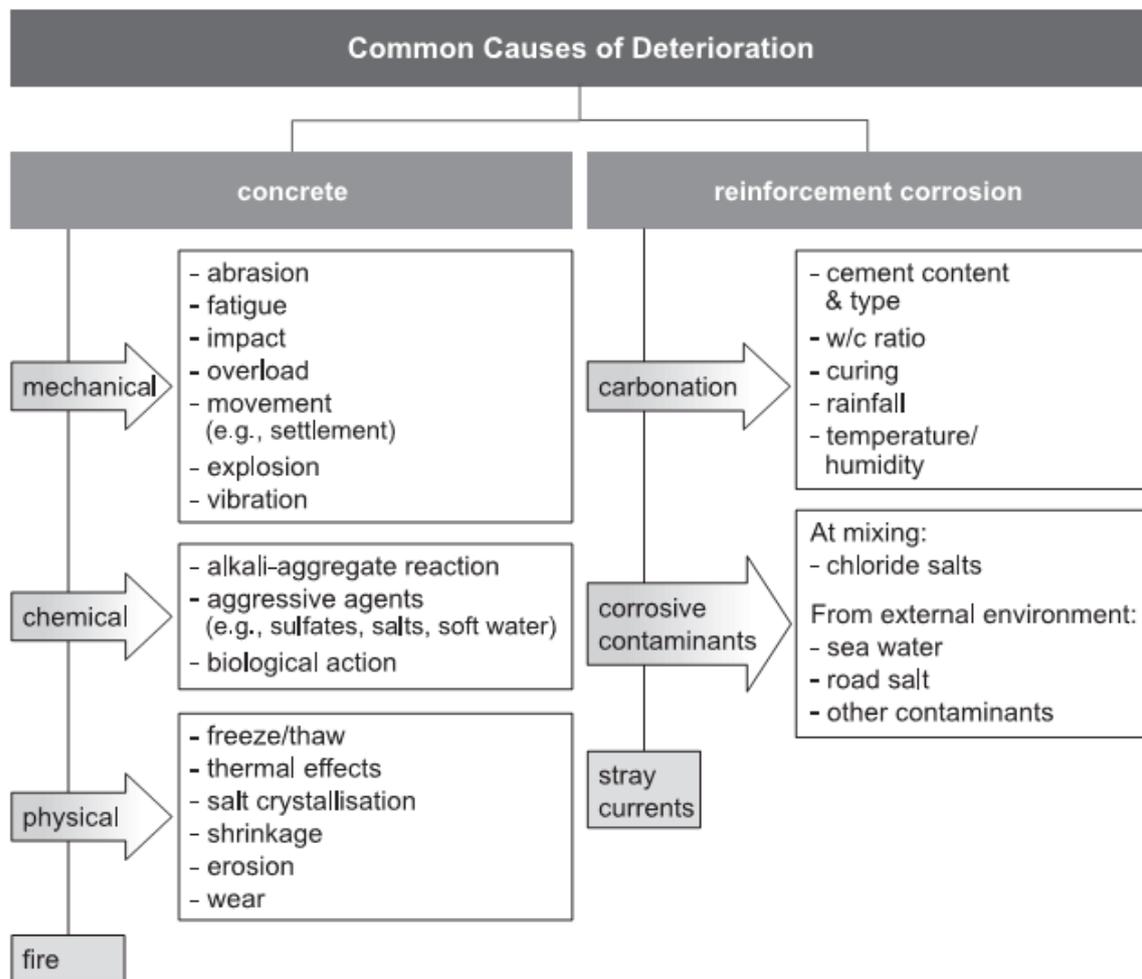


Figure 1.3 : Causes communes des défauts selon EN1504-9 [14].

#### 1.4 Facteurs d'influences sur la dégradation des ouvrages

La dégradation du béton peut être due à différents facteurs. La figure 1.4 montre les principaux facteurs d'influence, qui ne sont pas tous importants en tout temps. Dans 38,5 % des cas, les facteurs liés à l'environnement (l'agressivité du sol et condition climatiques), sont les facteurs les plus importants suivis par les facteurs liés à la mauvaise qualité du béton (15,8 %).

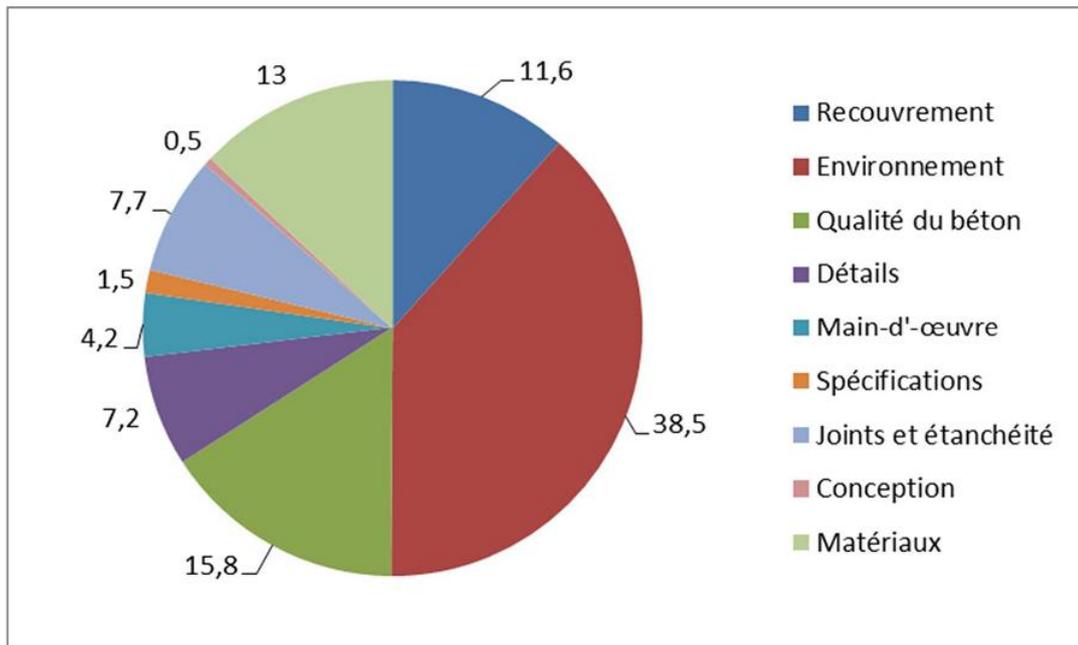


Figure 1.4 : Les facteurs d'influence sur la dégradation des ouvrages en béton armé [15].

### 1.5 Choix du matériau de réparation

Ces dernières années, de nombreux nouveaux matériaux de réparation ont été développés pour la réparation et la réhabilitation de structures en béton. Un choix adéquat du matériau de réparation est essentiel pour obtenir une réparation durable. Ils peuvent être classés en trois catégories: matériaux à base de ciment, matériaux à base de ciment modifiés par polymères et polymères ou des matériaux de résine [16, 17]. Il n'y a pas de matériau de réparation universel qui peut être appliqué dans chaque cas. Chaque structure endommagée impose des exigences différentes sur les propriétés du matériau de réparation qui doit être correctement sélectionné afin de répondre à ces exigences [18].

La norme BS EN 1504-1 [19] définit ces trois catégories de matériaux :

- Les mortiers ou bétons hydrauliques (CC), "mortier ou béton à base de liant hydraulique mélangé à des granulats calibrés, qui peut inclure des adjuvants et des additions, et dont, après mélange, la prise se fait par réaction d'hydratation".

- Les mortiers ou bétons de ciment hydraulique polymère (PCC), "mortier ou béton hydraulique modifié par l'ajout de polymères additifs en quantité suffisante pour lui conférer des propriétés spécifiques".
- Les mortiers et bétons polymères (PC), "mélange de polymère et de granulats calibrés dont la prise se fait par réaction de polymérisation".

Chaque catégorie a des propriétés physiques spécifiques, comme on le montre dans le tableau 1.1. Il est important de comprendre ces propriétés, car elles conditionnent le choix des matériaux de réparation qui soient compatibles autant que se peut, avec les propriétés du béton à réparer.

Tableau 1.1 : Propriétés typiques des matériaux de réparation [20]

Type de matériau de réparation	Mortier à base de polymères	Mortier cimentaire modifié par des polymères	Mortier cimentaire
Résistance à la compression (MPa)	50-100	30-60	20-50
Résistance à la traction (MPa)	10-15	5-10	2-5
Module d'élasticité (GPa)	10-20	15-25	20-30
Coefficient de dilatation thermique (déformation par °C)	$25-30 \times 10^{-6}$	$10-20 \times 10^{-6}$	$10 \times 10^{-6}$
Température maximale de service (°C)	40-80	100-300	>300

Les réparations mal conduites et mal exécutées peuvent entraîner des coûts financiers bien supérieurs aux coûts de réparation initiaux encourus. Il existe un grand nombre de techniques et de méthodes de réparation utilisées par l'industrie et il est donc essentiel de comprendre les mécanismes et les modes de rupture de ces différentes réparations de béton [21].

La sélection des matériaux de réparation appropriés dépend des propriétés du matériau et du comportement de la section composite dans les conditions d'exposition au service prévues [17].

Le choix d'un matériau de réparation optimal est l'un des facteurs critiques qui déterminent le succès de tout processus de réparation. La préparation des surfaces, la méthode d'application, les pratiques de construction et l'inspection sont également des facteurs déterminants dans le processus de sélection. La sélection d'un matériau de réparation optimal en termes de coût, de performance et de risque n'est cependant pas une tâche facile. Il nécessite des connaissances sur les attentes de l'utilisateur du processus de réparation, et le comportement du matériau dans les états durcis et non durcis dans les conditions de service et d'exposition prévues [12, 22].

Les matériaux de réparation peuvent avoir des coûts et des niveaux de performance très différents. Avant qu'un ingénieur ne tente de sélectionner un matériau de réparation spécifique, il est essentiel qu'il prenne le temps d'examiner le type de comportement qu'il attend de l'installation réparée [23]. En outre, Dans le cas de la réparation de structures et de composants en béton, étant donné que la plupart des matériaux sont appliqués sur un support en béton existant, il faut non seulement tenir compte des propriétés de performance du matériau de réparation, mais aussi de sa compatibilité avec le béton existant [24].

La compatibilité des réparations peut être définie comme un équilibre de propriétés physiques, chimiques, électrochimiques et dimensionnelles entre le matériau de réparation et le substrat existant qui garantit que la réparation résiste à tous les contraintes anticipées induites par les changements de volume, les effets chimiques et électrochimiques au cours de temps [25]. De plus, la compatibilité dans un système de réparation consiste en la combinaison de propriétés entre le matériau de réparation et le substrat de béton existant, garantissant que le système combiné résiste aux contraintes appliquées, conserve son intégrité structurale et ses propriétés protectrices dans un environnement d'exposition donné pendant une durée de vie spécifiée. Les principaux aspects de la compatibilité incluent la stabilité dimensionnelle, les propriétés chimiques et électrochimiques et la perméabilité du matériau de réparation et du substrat en béton [26].

## 1.6 Différents types de compatibilité

Globalement, quatre types de compatibilité peuvent être distingués : déformationnelle, perméabilité, chimique et électrochimique. La figure 1.5 présente les types de compatibilité entre le matériau de réparation et le substrat de béton [27].

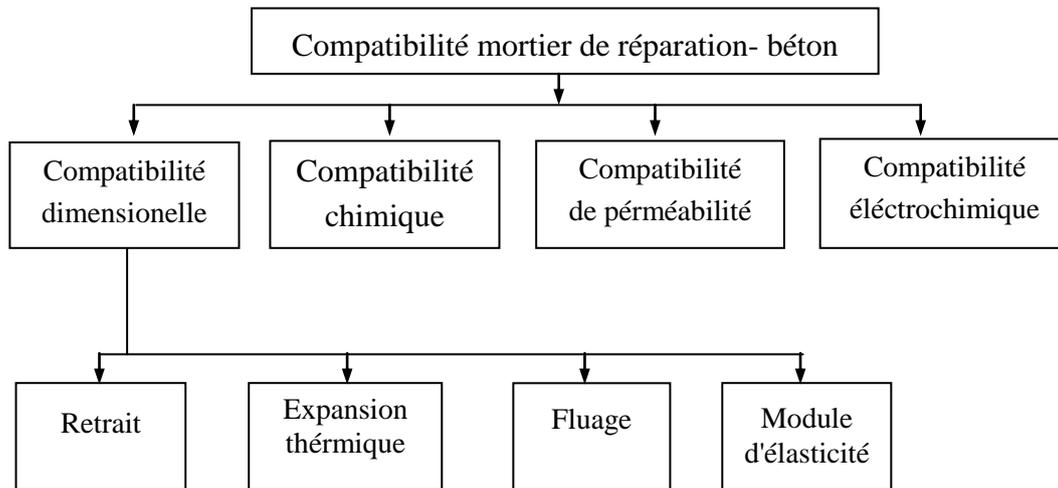


Figure 1.5 : Facteurs affectant la compatibilité dimensionnelle

### 1.6.1 Compatibilité dimensionnelle

Lors de la sélection d'un matériau de réparation approprié, le paramètre le plus important est la compatibilité dimensionnelle du matériau de réparation avec le béton du substrat, parce qu'elle se pose presque inévitablement. La stabilité dimensionnelle du matériau de réparation est l'un des facteurs qui contrôlent les changements de volume dus au retrait, à la dilatation thermique et aux effets du fluage et du module d'élasticité.

#### 1.6.1.1 Retrait

La stabilité dimensionnelle du matériau de réparation est l'un des facteurs les plus importants qui contrôlent les changements de volume dus au retrait, à la dilatation thermique et aux effets du fluage et du module d'élasticité. L'importance des changements de volume dus au retrait des matériaux de réparation devient évidente car un retrait élevé provoque une contrainte à l'interface de réparation. Ce retrait différentiel pourrait provoquer des fissures le long de l'interface, ce qui pourrait conduire à un décollement du système de réparation et réduire la force d'adhérence [26, 28].

La figure 1.6 montre le comportement de fissuration des mortiers de réparation à cause du retrait différentiel entre le matériau de réparation et le béton du substrat, qui est un processus très hétérogène et complexe du fait de la combinaison de plusieurs phénomènes tels

que l'hydratation, le séchage, l'évolution des propriétés mécaniques et le fluage. Par conséquent, une bonne compatibilité entre les deux matériaux doit être obtenue pour une réparation durable: faible retrait et module d'Young, grande résistance à la traction et un faible fluage, en particulier [28].

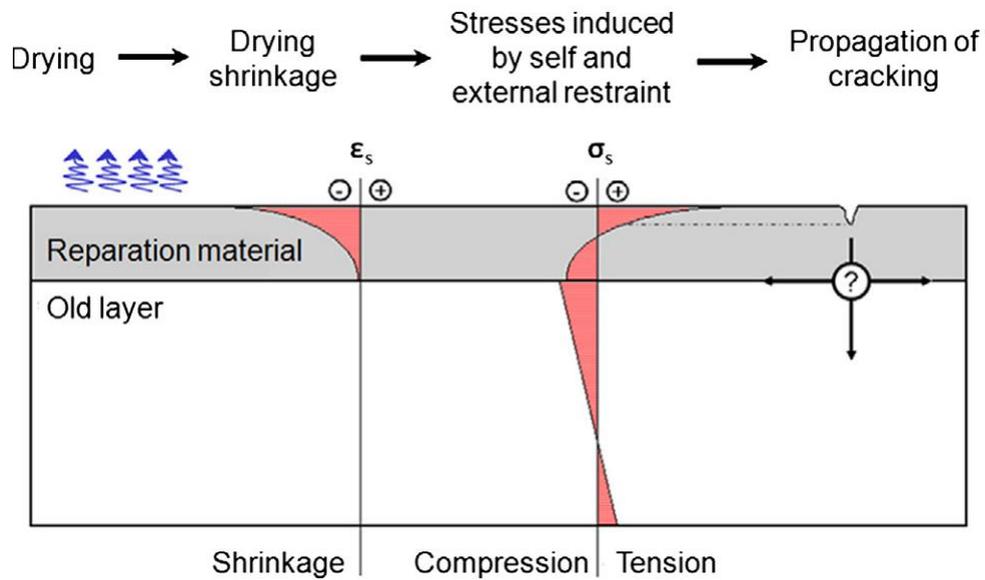


Figure 1.6 : Représentation schématique des contraintes induites par le retrait empêché dans les réparations [28].

Si les contraintes dues au retrait différentiel entre le matériau de réparation et le substrat sont importantes, la figure 1.7 présente les divers modes de détérioration de la réparation.

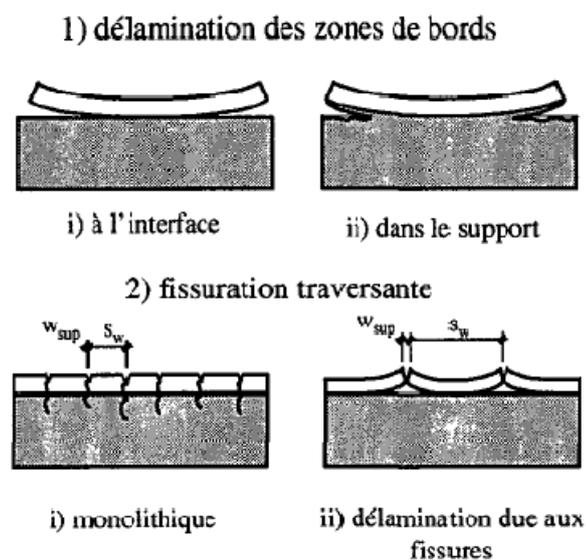


Figure 1.7 : Modes de détérioration dues au retrait différentiel [29]

### 1.6.1.2 Fluage

Le fluage est défini comme la déformation dans le temps causée par une charge constante. Selon divers auteurs, le matériau de réparation doit généralement posséder un très faible potentiel de fluage, sauf si le matériau de réparation est sollicité à la traction, le fluage dans ce cas peut être bénéfique, car il peut compenser ou réduire l'effet négatif du retrait dans le matériau de réparation figure(1.8) [30, 31].

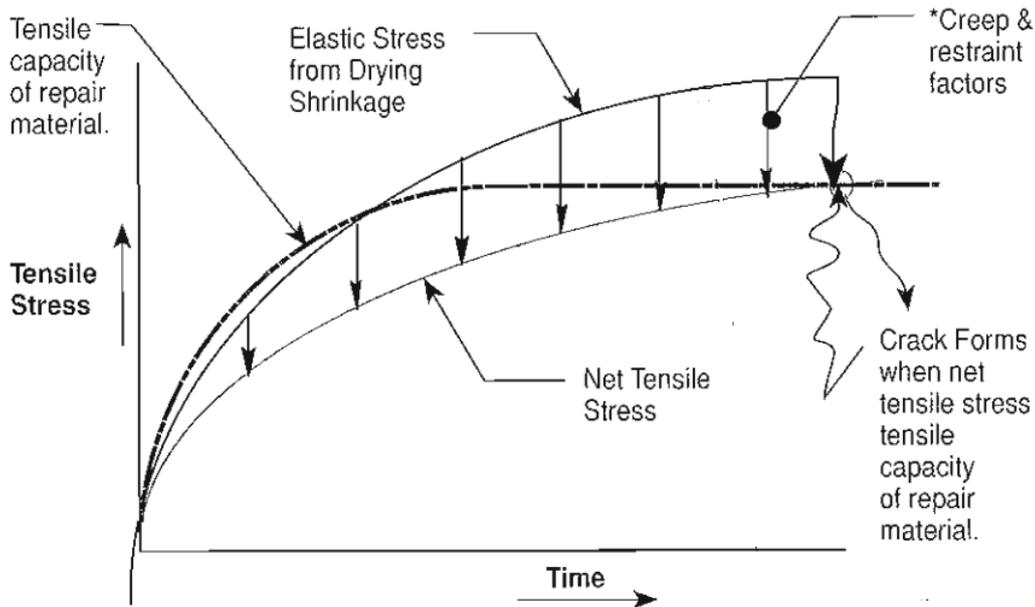


Figure 1.8 : Représentation schématique de l'atténuation des contraintes de traction induites par le fluage lors du retrait empêché [12].

### 1.6.1.3 Module d'élasticité

Le module d'élasticité est une mesure de la rigidité d'un matériau. Un matériau avec un module d'élasticité plus élevé est plus rigide qu'un matériau de module inférieur, qui est plus flexible. Le module d'élasticité est la constante de proportionnalité entre la contrainte appliquée et la déformation dans la gamme contrainte-déformation linéaire du matériau. Il correspond à la pente de la partie droite d'un graphique de la contrainte par rapport à la déformation. Le terme élasticité fait référence au caractère réversible du changement dimensionnel [32].

Le module d'élasticité est l'un des facteurs le plus important de compatibilité dimensionnelle entre le substrat et la réparation. Si un matériau de module inférieur au substrat est sélectionné, la réparation est incapable de supporter autant de charge que le béton

d'origine. Inversement, si un matériau de module plus élevé que le substrat est sélectionné, la réparation portera plus de charge par rapport au substrat. Pour cette raison, plusieurs chercheurs, recommandent généralement que le nouveau matériau ait un module d'élasticité similaire à celui du substrat en béton pour assurer une répartition uniforme des contraintes et minimiser la rupture probable du nouveau matériau. Une différence significative dans les valeurs de module d'élasticité du matériau de réparation et du béton de base peut entraîner une concentration de contraintes. Par conséquent, lors de la sélection d'un matériau de réparation, le concepteur doit s'assurer que le béton du substrat et le matériau de réparation possèdent des modules élastiques similaires [12, 33–35].

La différence de rigidité entre la réparation et le support induit des sauts dans le profil des contraintes sur la section. En considérant un contact parfait entre les deux matériaux, la figure 1.9 illustre les profils de contrainte théoriques sur une section réparée soumise à un chargement axial de compression et de flexion, suivant que le module élastique du matériau de réparation est supérieur, égal ou inférieur à celui du béton du support.

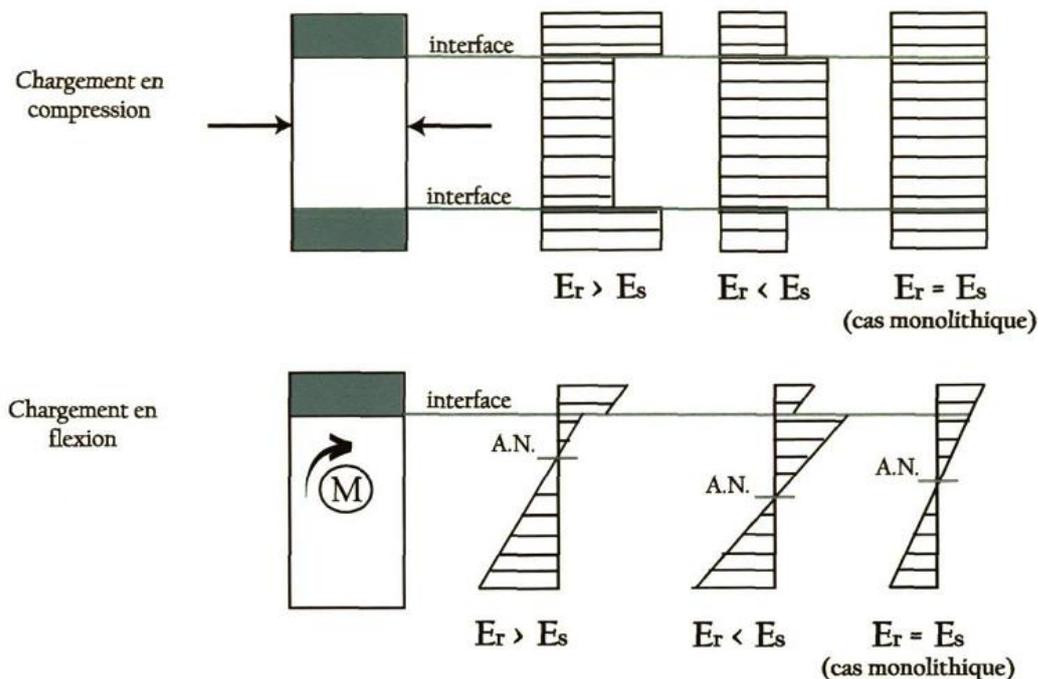


Figure 1.9 : Influence de la rigidité relative sur la répartition des contraintes [11].

#### 1.6.1.4 Coefficient de dilatation thermique

Le coefficient de dilatation thermique est une mesure du changement de longueur dans un matériau lorsqu'il est soumis à un changement de température. Si le coefficient de dilatation thermique du matériau de réparation diffère significativement de celui du substrat, il

pourrait provoquer une rupture soit à l'interface ou dans le matériau de moindre résistance. Ce facteur est plus important dans les réparations qui seront fréquemment sujettes à de grands changements de température. Ceci est particulièrement évident dans le cas des matériaux polymérique (qui a un coefficient de dilatation thermique plus élevé). Sauf si le changement de température devrait être très faible, le matériau de réparation doit posséder un coefficient de dilatation thermique similaire à celui du béton du substrat [30, 36].

Les réparations de surface doivent être dimensionnellement et mécaniquement compatibles avec le substrat de béton existant afin de minimiser la fissuration et de garantir que la réparation et la structure existante agissent de manière monolithique, la figure 1.10 illustre quelques exigences de compatibilité entre le matériau de réparation et le béton d'origine.

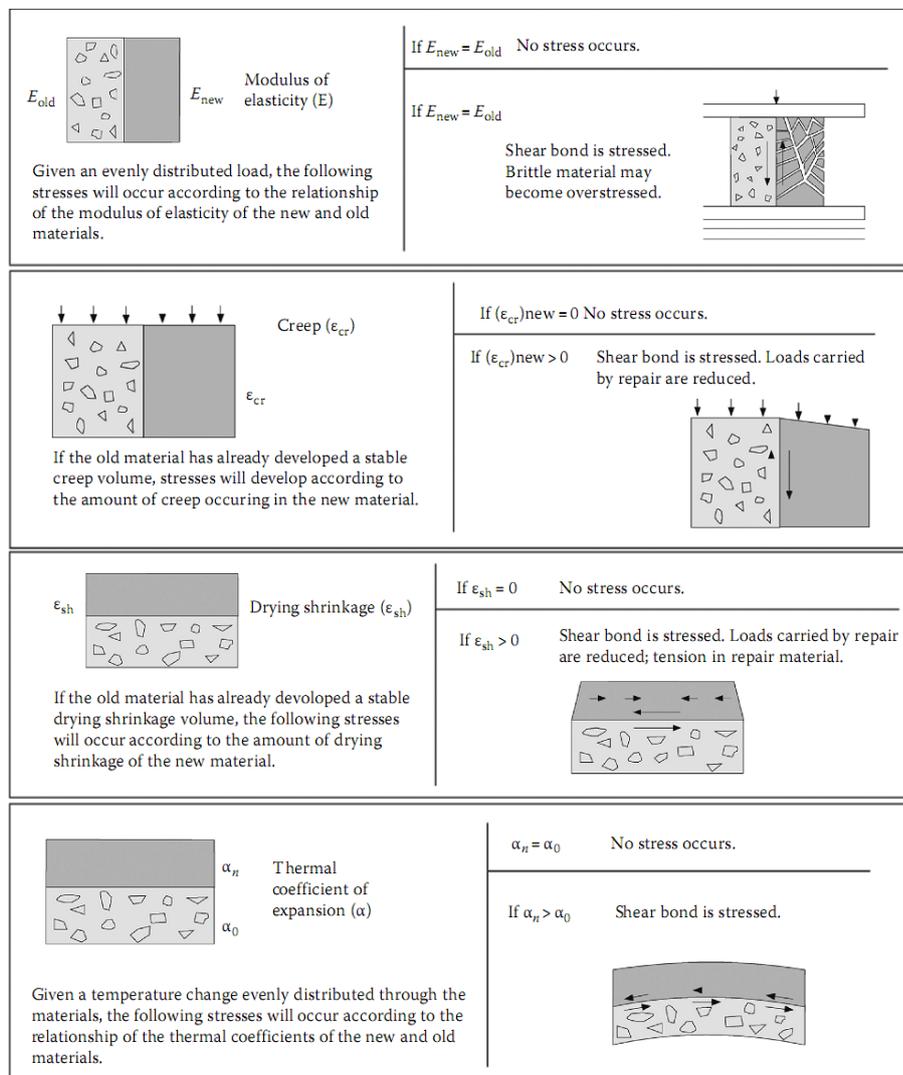


Figure 1.10 : Exigences de compatibilité pour les matériaux de réparation [12].

### 1.7 Adhérence mortier de réparation – béton

Le but d'une réparation de béton est de restaurer la capacité de charge et la rigidité d'une structure ou d'un élément en béton. Par conséquent, l'action monolithique est l'objectif final. Une condition préalable à l'action monolithique est une liaison suffisante entre le vieux béton et le matériau de réparation. Les caractéristiques d'adhésion, ou de liaison, peuvent être perçues sous deux angles différents: premièrement, les conditions et la cinétique de l'assemblage de deux matériaux, en tenant compte des différents mécanismes de liaison; et d'autre part, la mesure quantitative de l'ampleur de l'adhérence, généralement exprimée en contrainte ou en énergie nécessaire pour séparer les deux matériaux. Pour les matériaux de réparation, la résistance de la liaison est généralement définie comme la résistance à la traction perpendiculaire au plan d'interface [37].

Pour expliquer le comportement d'une réparation, nous aimerions présenter un modèle idéalisé d'une réparation de surface en tant que système triphasé (Figure 1.11). Les propriétés et les performances à long terme d'un tel système sont régies par les propriétés des trois phases: réparation, substrat et interface (zone de transition) entre elles [27].

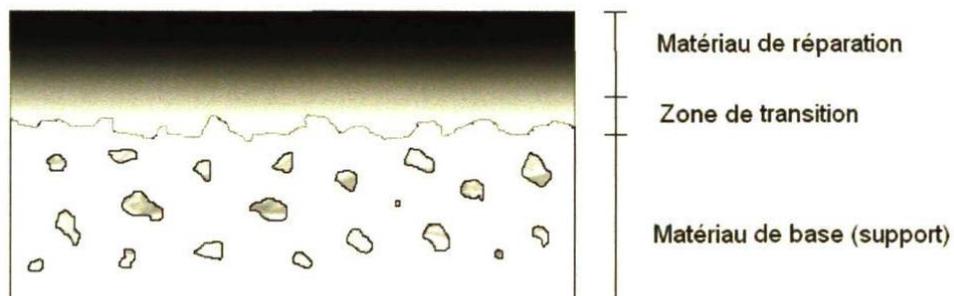


Figure 1.11 : Modèle idéalisé d'un système de réparation [27].

Une mauvaise adhérence de la réparation avec le substrat de béton peut empêcher le comportement monolithique et provoquer le décollement de la réparation sous les charges mécaniques. Espeche et Leon [38] ont décrit deux mécanismes différents qui assurent la force de liaison entre deux matériaux cimentaires (Figure 1.12): mécanisme adhésif (micro-échelle) et mécanisme cohésif (macro-échelle). Le concept d'adhérence adhésif résulte de forces chimiques agissant à l'échelle microscopique. Ces deux mécanismes (adhésif et cohésif) sont étroitement associés. Si la force d'adhérence n'est pas développée, le mécanisme cohésif de

l'interface ne sera pas efficace. Certains chercheurs ont décrit l'existence de trois couches différentes pour expliquer l'adhésion entre l'ancien et le nouveau béton.

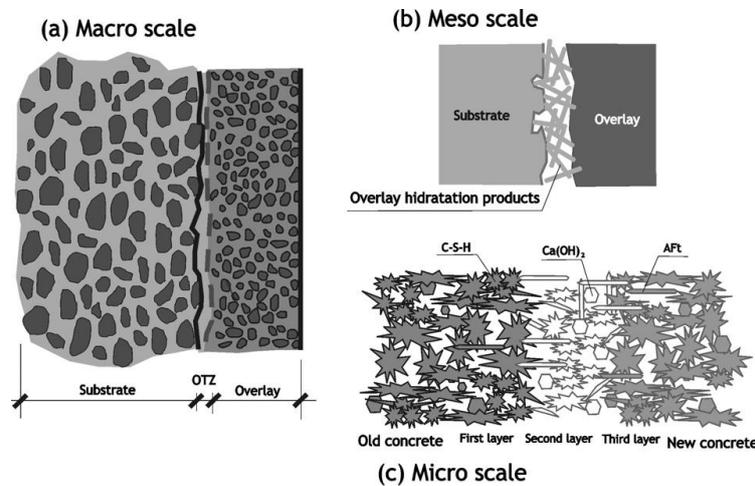


Figure 1.12 : Représentation multi-échelle de l'interface entre le béton ancien et le béton de réparation [38].

### 1.8 Facteurs qui affectent la force d'adhérence

L'adhérence entre les matériaux de réparation et les substrats de béton est essentiel pour la performance à long terme et la durabilité de béton réparée [12, 39]. De nombreux facteurs influent sur la force d'adhérence entre l'ancien et le nouveau béton de réparation tel que la résistance à la compression du vieux béton et du matériau de réparation, la surface du substrat (état d'humidité ou mouillabilité conditions de mouillage, rugosité, présence de microfissures, propreté) et la cure [40–43]. Des méthodes telles que le brossage, le sablage, le grenailage, et l'hydro-démolition sont généralement adoptées pour préparer la surface du substrat [40, 44–46].

Les facteurs suivants ont le plus d'influence sur le développement de la zone de transition et la durabilité de la liaison qui en résulte:

- Propriétés physiques et chimiques du substrat en béton;
- Caractéristiques et état de la surface préparée;
- Propriétés physiques et chimiques du matériau de réparation;
- Conditions environnementales (notamment humidité et température).

### 1.9 Méthodes d'essai pour évaluer la force d'adhérence

L'adhérence entre le matériau de réparation et le béton du substrat est un facteur clé qui détermine la durée de vie d'une structure réparée. De nombreuses méthodes d'essai ont été proposées pour évaluer la force de liaison entre deux matériaux de béton différents, mais la plupart peuvent généralement être classées en quatre catégories de base comme montré dans la figure de ci-dessous [41, 42, 47–49]:

- (1) essai de traction directe (pull-off).
- (2) essai de cisaillement pur.
- (3) essais combiné (cisaillement oblique).
- (4) essai de traction indirecte (flexion).

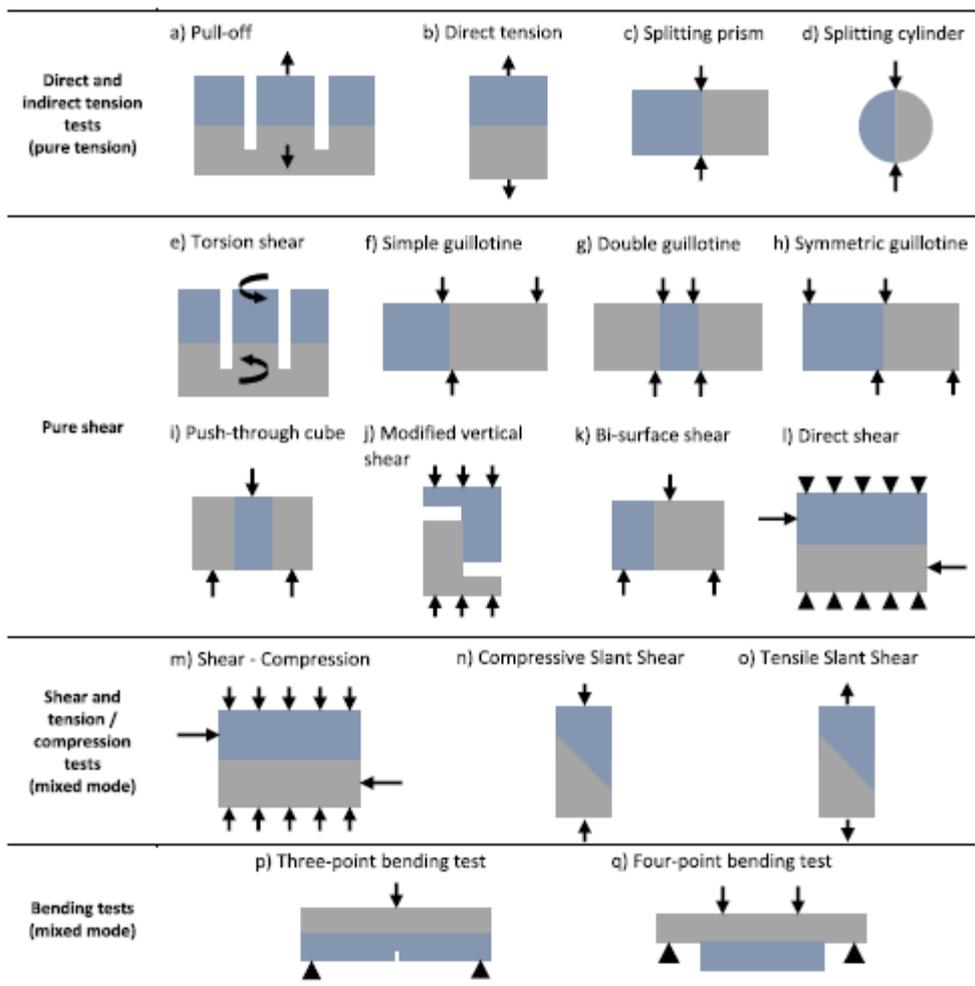


Figure 1.13 : Méthodes d'essai pour évaluer la force d'adhérence entre le substrat en béton et le matériau de réparation [49].

Les deux méthodes "Pull-off" ou "Slant-shear" sont les plus courantes et largement utilisées pour évaluer l'adhérence matériau de réparation-substrat [41, 42, 50–52].

La plupart des normes et codes recommandent ces deux méthodes d'essai. Moins de problèmes et d'insuffisances, une configuration et une exécution faciles, une large gamme d'applications et la fiabilité des résultats sont les principales raisons pour lesquelles ces deux tests sont plus acceptés [53].

### 1.9.1 Essai d'arrachement (Pull-off)

En pratique, la méthode couramment utilisée pour déterminer la contrainte d'adhérence de traction est l'essai pull-off, dans lequel la force de traction s'applique perpendiculairement au revêtement jusqu'à ce que la rupture se produise. Ce dispositif permet de quantifier la résistance et d'identifier le mode de rupture. La contrainte de liaison (adhérence) peut être facilement définie comme la force maximale divisée par la surface de la zone d'interface [37]. L'évaluation de la force de rupture et l'observation de la surface de rupture vont apporter des informations fondamentales sur la qualité et le comportement de la couche rapportée sur son support. Il existe trois modes de rupture en traction possible :

- A : Rupture dans le substrat (rupture cohésive) ;
- B : Rupture à l'interface entre le substrat et le matériau de réparation (rupture adhésive) ;
- C : Rupture dans le matériau de réparation (rupture cohésive).

La figure 1.14 montre les différents modes de rupture dans le système de réparation.

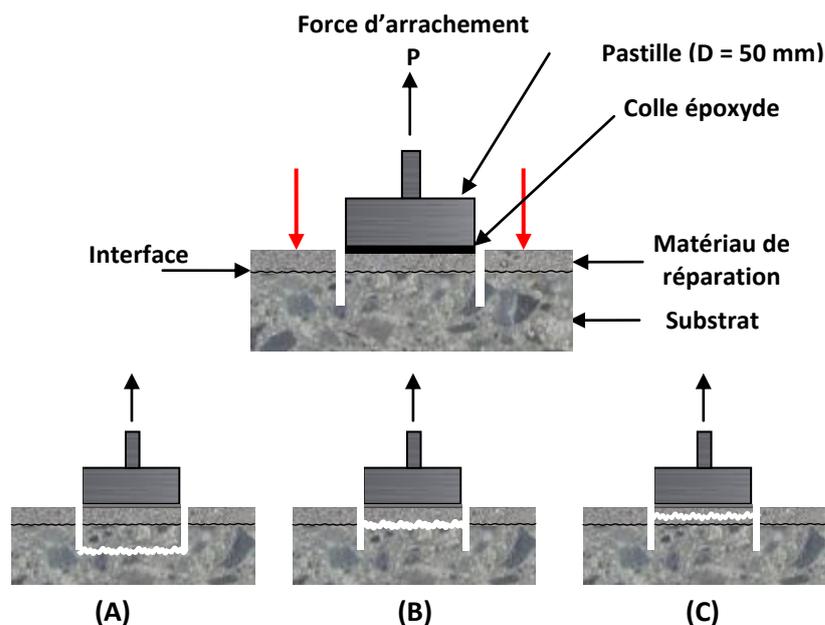


Figure 1.14 : Les différents modes de rupture dans le système de réparation.

Une rupture dans le substrat indique que la force de liaison est supérieure à la résistance à la traction du substrat et une rupture dans le revêtement indique que la force de liaison est supérieure à la résistance à la traction du matériau de réparation.

Normalement, dans les travaux de réparation, une rupture dans le substrat est préférable, car elle montre que la réparation a été faite correctement. Les résultats de l'essai sont considérablement influencés par la taille des agrégats, la profondeur de carottage, l'alignement du dispositif sur la surface et le soin apporté à l'exécution du test [54].

La norme européenne 1504-3 exige une contrainte d'adhérence d'au moins 1,0 MPa et 2,0 MPa pour les réparations non structurales et structurales, respectivement.

La rugosité de la surface et les conditions d'humidité du substrat ont une influence significative sur la force de liaison (adhérence). La microfissuration due à un retrait différentiel entre le substrat et le matériau de réparation affaiblit la liaison et induit une charge de rupture plus faible [55].

Dans le cas des matériaux de réparation cimentaires, le niveau de saturation du substrat en béton est un facteur important pour le développement de l'adhérence. Un support trop sec risque d'absorber rapidement l'eau du mortier frais, ce qui entraîne la chute du rapport E/C à l'interface, et donc une hydratation incomplète du ciment. Un support sursaturé en eau risque d'augmenter le rapport eau/ciment de la zone interfaciale, et ainsi nuire à l'adhérence en créant une zone de porosité plus importante et de résistance moindre. Il semble que le juste milieu entre ces deux états critique soit le cas le plus favorable au développement de l'adhérence. On parle dans ce cas d'un état hydrique "saturé - surface sèche" [56, 57].

### 1.9.2 Essai de cisaillement oblique (Slant-shear)

L'un des types de essais d'adhérence les plus courants est le "l'essai de cisaillement oblique" dans lequel l'interface est soumise à des contraintes combinées de compression et de cisaillement (Figure 1.15). Ce test a d'abord été présenté sous la forme de "Arizona Slant Shear Test" et qui après que certains développements ont été standardisés, il a été inclus dans le British Standard (BS 6319: Partie 4) pour tester les matériaux de réparation [52]. ASTM C882-99 présente également la procédure de mesure la force de liaison avec la même méthode d'essai.

L'essai de cisaillement oblique permet de mesurer la force de liaison sous une combinaison des contraintes de cisaillement et de compression.

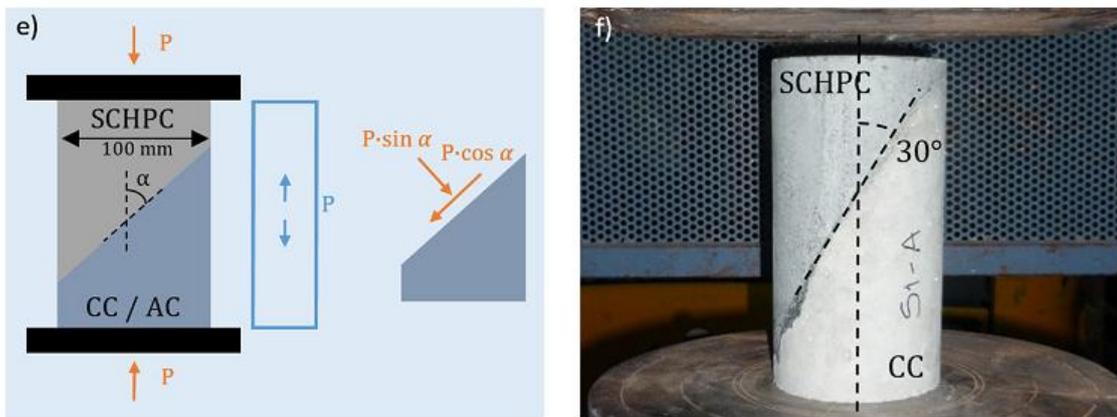


Figure 1.15 : Configuration de l'essai de cisaillement oblique [49].

Cette méthode consiste à appliquer une force de compression à un échantillon composite composé de deux matériaux différents collés le long d'une interface disposée selon une certaine inclinaison par rapport à la direction de la charge appliquée [58]. Par conséquent, l'interface entre les deux matériaux est soumise à des contraintes de compression et de cisaillement pendant le chargement. Cette méthode d'essai de liaison donne des résultats cohérents pour les matériaux de réparation cimentaires et non cimentaires [59].

Júlio et al [60] ont présenté une corrélation linéaire entre les résultats de l'essai de cisaillement oblique et l'essai de traction directe.

Momayez et al.[41] ont constaté que la résistance à la traction pour les matériaux cimentaires est d'environ 40% de celle d'un échantillon monolithique et que la résistance au cisaillement oblique est d'environ 67% de celle d'un échantillon monolithique. Dans la même recherche, la force de liaison au substrat de béton obtenu par différents pourcentage 0%, 5%, 7% et 10% de fumée de silice avec deux états de surface a été comparée. Il a été conclu que la teneur en fumée de silice dans le matériau de réparation et la rugosité de surface influent significativement sur la force de liaison quel que soit le type d'essai (arrachement, cisaillement bi-surfacique, fendage, cisaillement oblique). Néanmoins, l'effet bénéfique de la fumée de silice semble avoir un pic à 7% et toute teneur en fumée de silice ajoutée au-delà de cela n'améliore pas sensiblement la force de liaison (Figure 1.16). Ils ont rapporté aussi que les valeurs de force de liaison obtenues par l'essai de cisaillement oblique sont généralement plus élevées que les résultats de traction directe.

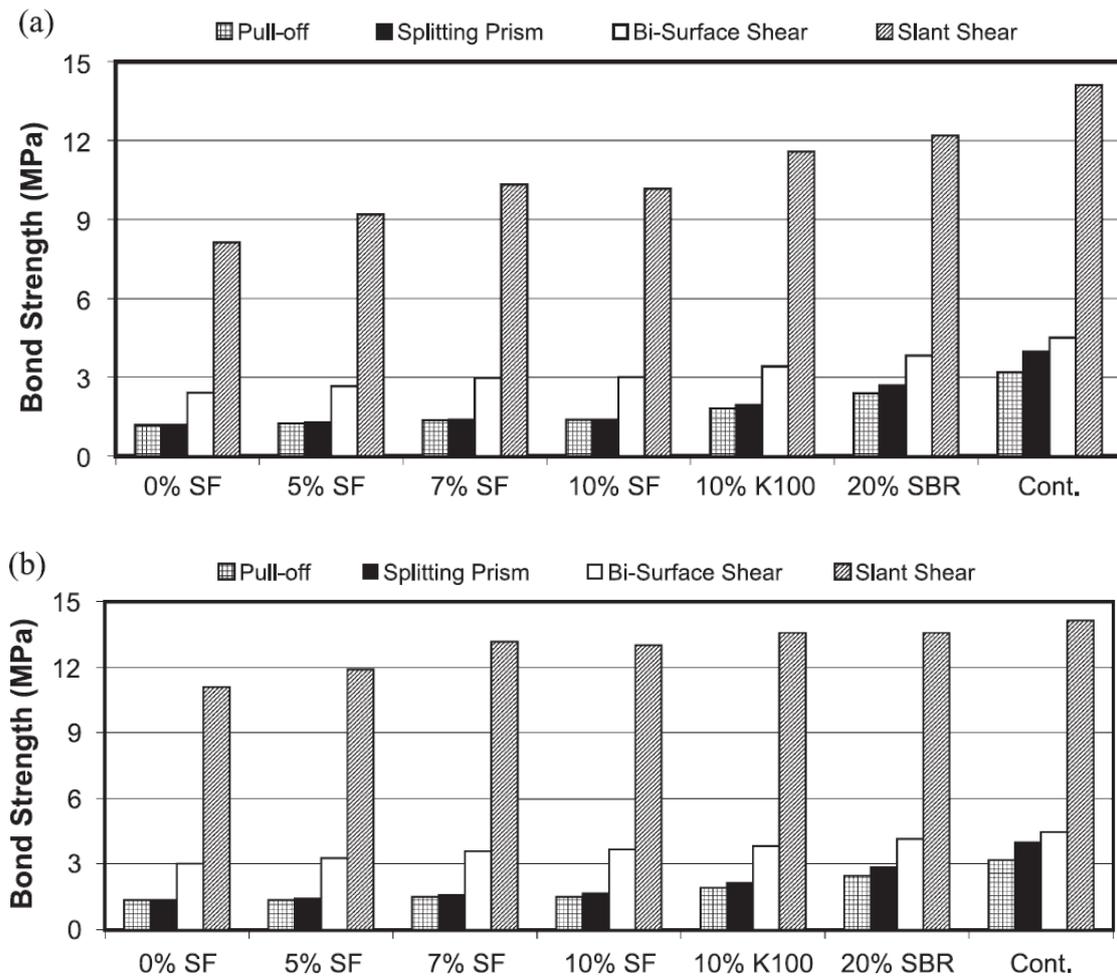


Figure 1.16 : Contraintes d'adhérences déterminées par différentes méthodes  
(a) une faible rugosité et (b) une rugosité élevée [41].

Julio et al. [61] ont déclaré que l'utilisation d'un liant n'améliore pas la force de liaison entre deux matériaux cimentaires si un traitement de surface a été appliqué efficacement sur le substrat en béton. L'application d'un agent de liaison sur la surface du substrat n'améliore pas la force de liaison de l'interface si l'on choisit un procédé de préparation de surface qui augmente de manière adéquate la rugosité de la surface du substrat.

Diab et al. [62] ont étudié l'effet de la résistance à la compression de béton de réparation sur la résistance au cisaillement oblique. A partir des résultats trouvés, (Figure 1.17) on peut conclure que la force de liaison au cisaillement est significativement affectée par la valeur de résistance à la compression du nouveau béton, elle augmente avec l'augmentation de la résistance à la compression du béton de réparation. Aussi la figure 1.18 montre clairement que la résistance au cisaillement oblique est affectée par la valeur du rapport résistance à la compression du (béton de réparation / substrat) où l'effet significatif est

plus prononcé jusqu'au rapport de 1,4 et il y a un effet insignifiant supérieur à ce rapport. D'autre part, les résultats de l'effet de l'utilisation de différents volumes de fractions de fibre de polypropylène sur la résistance au cisaillement oblique après 7 jours et 28 jours présenté dans la figure 1.19 montrent que l'ajout des fibres de polypropylène de 0,1% et 0,2% dans un béton de réparation autoplaçant SCC augmente la résistance de cisaillement oblique de 10% et de 14% respectivement par rapport au témoin. La bonne performance de béton réparation autoplaçant de fibre peut être attribuée à l'effet des fibres sur le contrôle de la déformation entre le vieux et le nouveau béton.

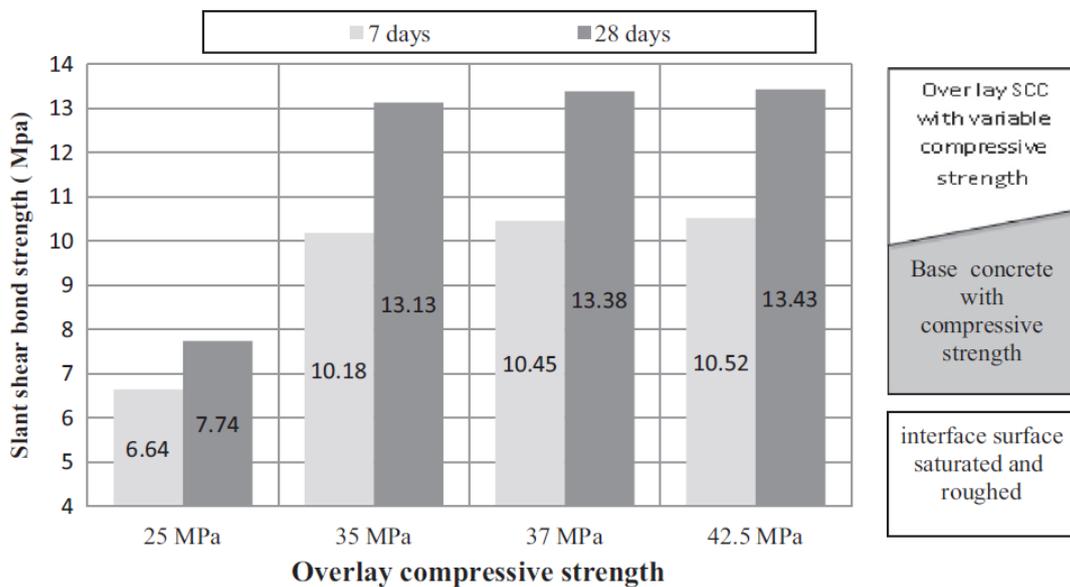


Figure 1.17 : Effet de la résistance à la compression du béton de réparation sur la résistance oblique de la liaison au cisaillement [62].

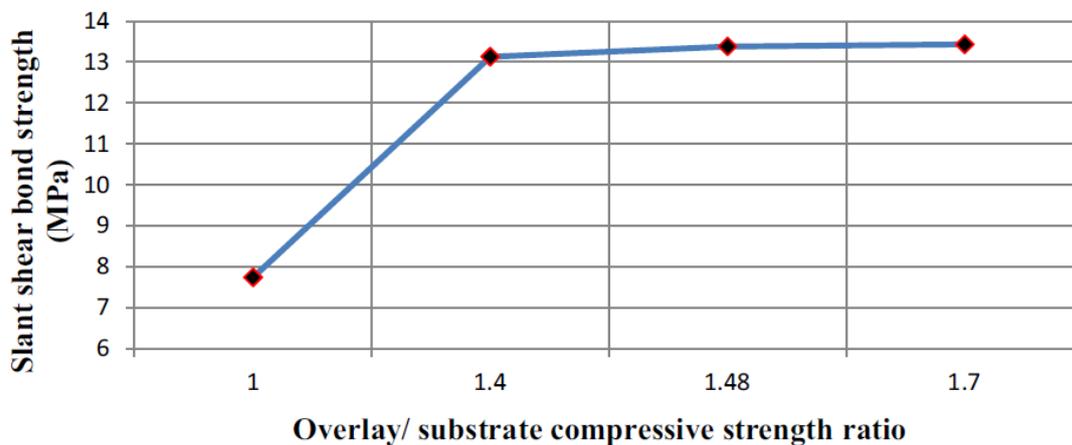


Figure 1.18 : La relation entre la résistance à la compression SCC / substrat et la résistance au cisaillement oblique [62].

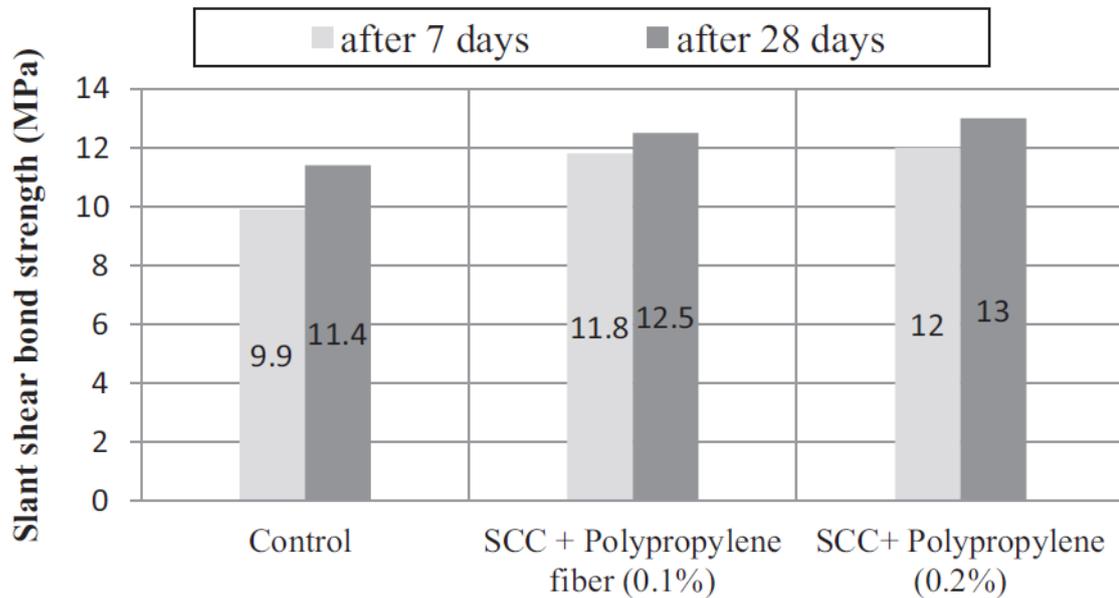


Figure 1.19 : Effet d'ajout des fibres de polypropylène sur la résistance au cisaillement oblique [62].

Les résultats de ces essais d'adhérence d'un béton autoplaçant à haute performance trouvées par López-Carreño et al. [49] indiquent que la rugosité a des impacts différents sur le comportement de réparation, en fonction du type d'essais et du matériau du substrat. Dans le cas des substrats en béton ordinaire, la rugosité a un effet presque négligeable sur la résistance à la traction directe, car elle est liée à la liaison chimique. Au contraire, la rugosité joue le rôle principal dans les tests de cisaillement pur. Dans le cas des essais de cisaillement oblique, les forces de cisaillement ont prédominé sur les forces normales et la rugosité a également un rôle important.

Chen et al. [63] ont trouvé que l'adjonction des fibres de carbone courtes au mortier de réparation augmente significativement la force de liaison au cisaillement. Ces améliorations sont attribuées à l'effet de la diminution du retrait de séchage et à la diminution résultante de la contrainte d'interface.

Par ailleurs, La partie 3 de la norme NF EN 1504 [64] définit les exigences d'identification et de performances pour les produits destinés à la réparation structurelle et non-structurelle des ouvrages. Cette partie 3 traite la réparation des ouvrages avec des

mortiers modifiés ou non par des polymères ou des résines. Les principes de réparation et les méthodes associées sont présentés dans le Tableau 1.2.

Tableau 1.2 : Caractéristiques de performance requises pour toutes les utilisations prévues et certaines utilisations prévues des produits de réparation structurelle et de réparation non structurelle [64].

Caractéristiques de performance	Principe de réparation			
	3	4	7	
	Méthode de réparation			
	3.1, 3.2	3.3 <sup>a</sup>	4.4	7.1, 7.2
Résistance en compression	■	■	■	■
Teneur en ions chlorure <sup>b</sup>	■	■	■	■
Adhérence	■	■	■	■
Retrait / expansion empêchés <sup>c</sup>	■	■	■	■
Durabilité a) Résistance à la carbonatation <sup>b d</sup>	■	■	■	■
Durabilité b) Compatibilité thermique Partie 1 ou 2 ou 4 de l'EN 13687 <sup>e</sup>	□	□	□	□
Module d'élasticité	□	□	■	□
Résistance au glissement et au dérapage <sup>f</sup>	□		□	□
Coefficient de dilatation thermique <sup>g</sup>	□	□	□	□
Absorption capillaire (perméabilité à l'eau) <sup>e h</sup>	□	□	□	□
Méthodes de réparation définies dans l'ENV 1504-9:1997				
3.1 Restauration du béton par application de mortier à la main.				
3.2 Restauration du béton par nouveau coulage de béton.				
3.3 Restauration du béton par projection de mortier ou de béton.				
4.4 Renforcement structural par ajout de mortier ou de béton.				
7.1 Augmentation de l'enrobage des armatures à l'aide de mortier ou de béton hydraulique supplémentaire.				
7.2 Remplacement du béton contaminé ou carbonaté.				
■ Pour toutes les utilisations prévues.				
□ Pour certaines des utilisations prévues.				
<sup>a</sup> Certaines méthodes d'essai peuvent se trouver modifiées du fait du mode d'application du mortier ou du béton. Se reporter à l'EN 14487-1.				
<sup>b</sup> Cette exigence ne concerne pas la réparation du béton non armé.				
<sup>c</sup> En cas de cycles thermiques, il n'est pas nécessaire d'ajouter cet essai.				
<sup>d</sup> Cet essai n'est pas requis lorsque le système de réparation comporte un système de protection de surface assurant une protection démontrée contre la carbonatation (voir l'EN 1504-2) ou qu'il s'agit d'un mortier PC.				
<sup>e</sup> Selon les conditions d'exposition environnementales.				
<sup>f</sup> Applicable pour les zones de circulation uniquement.				
<sup>g</sup> Applicable au PC uniquement.				
<sup>h</sup> La résistance à la corrosion est traitée dans le cadre des exigences relatives à la teneur en chlorure et à la perméabilité à l'eau du produit.				

Certaines caractéristiques sont obligatoires pour toutes les applications, alors que d'autres sont facultatives. Selon leur résistance en compression, les matériaux sont divisés en quatre classes, de R1 à R4 pour des résistances en compression de plus en plus élevées. Les valeurs exigées pour les caractéristiques obligatoires dépendent de la classe du produit et sont reportées dans le Tableau 1.3.

Tableau 1.3 : Exigences de performances pour les produits de réparation structurelle et non-structurelle pour toutes les utilisations prévues [64].

Caractéristique de performance	Support de référence (EN 1766)	Méthode d'essai	Exigence			
			Structurale		Non-structurale	
			Classe R4	Classe R3	Classe R2	Classe R1
■ Résistance en compression	Aucun	EN 12190	≥ 45 MPa	≥ 25 MPa	≥ 15 MPa	≥ 10 MPa
■ Teneur en ions chlorure	Aucun	EN 1015-17	≤ 0,05%			
■ Adhérence	MC(0,40)	EN 1542	≥ 2,0 MPa	≥ 1,5 MPa	≥ 0,8 MPa	
■ Retrait/expansion empêchés	MC(0,40)	EN 12617-4	Contrainte d'adhérence après essai			Aucune exigence
			≥ 2,0 MPa	≥ 1,5 MPa	≥ 0,8 MPa	
■ Résistance à la carbonatation	Aucun	EN 13295	$d_k^* \leq$ béton témoin MC(0,45)		Aucune exigence	

\* $d_k$  : profondeur de carbonatation

### 1.10 Fibres

Il existe aujourd'hui un grand nombre de matériaux composites que l'on classe en fonction de la nature de la matrice et les fibres. Plusieurs recherches ont été effectuées pour étudier l'effet de l'incorporation des fibres dans la matrice cimentaire sur le comportement et la performance des mortiers. A titre indicatif, la figure 1.20 montre d'une manière phénoménologique l'effet d'adjonction des fibres dans une éprouvette de béton soumise à la traction. On remarque que l'ajout des fibres augmente la résistance du béton et lui confère une ductilité relativement grande.

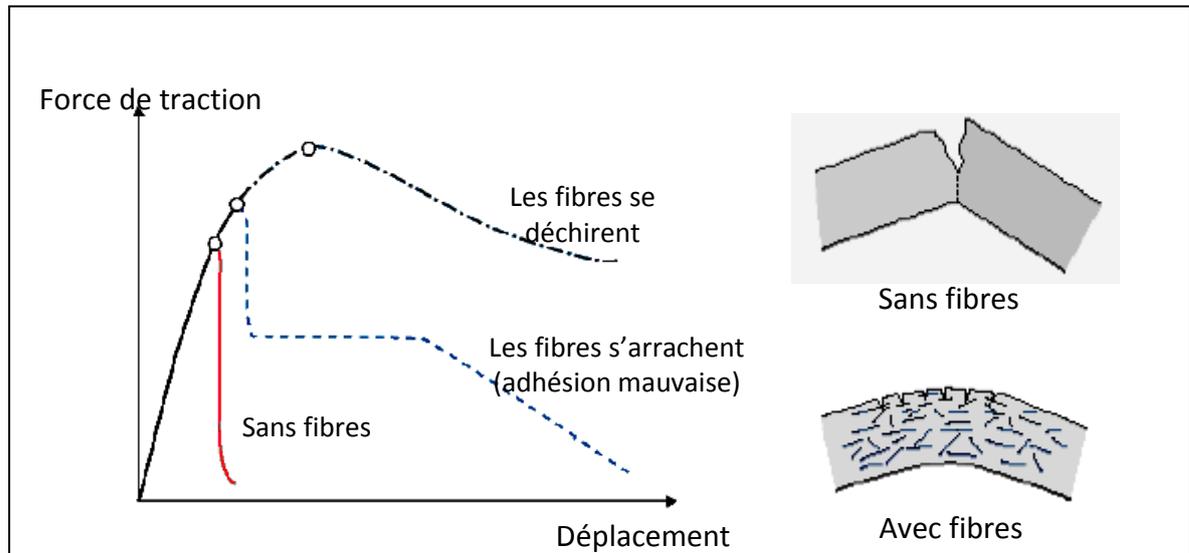


Figure 1.20 : Courbe force-déplacement pour une éprouvette de béton soumise à la traction avec et sans ajout de fibres [65].

Le mortier renforcé de fibres est l'un des matériaux largement utilisés pour réparer le vieux béton. Les fibres suscitent un intérêt croissant dans le domaine de la réparation grâce à sa capacité d'améliorer les propriétés mécaniques, la compatibilité et la durabilité, notamment la réduction du retrait et l'augmentation de la résistance à la fissuration (Figure 1.21) [66]. Aussi, dans le mortier à l'état durci, les fibres empêchent les microfissures de se développer en macro-fissures [67].

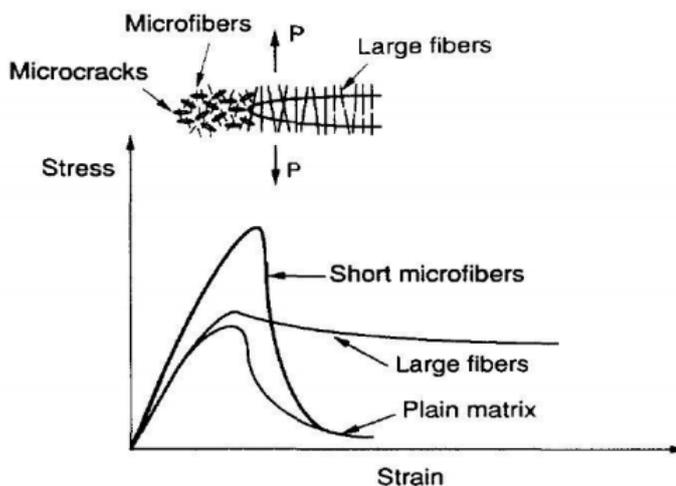


Figure 1.21 : Illustration de l'influence des tailles des fibres sur le pontage des fissures 'bridging crack'.

L'incorporation de fibres courtes et discrètes dans le béton offre plusieurs avantages. Des fibres distribuées aléatoirement dans le béton peuvent améliorer la ténacité, la ductilité et l'intégrité de la matrice, la résistance au cisaillement, la capacité d'absorption d'énergie et la tolérance aux dommages dans le béton, entre autres, du béton. D'autres chercheurs ont également souligné que les fibres peuvent retarder la propagation de la fissure et améliorer la contrainte de distribution dans la matrice lors du chargement. En outre, des chercheurs ont relevé que les fibres courtes sont efficaces pour résoudre le problème du changement de volume [68].

L'utilisation de fibres dans le matériau de réparation permet 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 et d'améliorer l'adhérence avec le substrat [69, 70].

En plus, l'utilisation du béton renforcé par des fibres (FRC) connaît une augmentation en raison des avantages potentiels tels que : (i) réduction de l'amorçage des fissures lors du retrait initial, taux de propagation des fissures et largeur des fissures, (ii) amélioration de la ductilité, résistance à la traction et à l'abrasion (iii) l'augmentation de la capacité de charge des dalles et de la résistance au feu [71].

#### 1.10.1 Différents types des fibres

Les fibres peuvent être classées selon leurs origines (naturelle, ou chimique), leur forme (droite, ondulée, aiguille,.....), leurs dimensions (macro ou microfibres) et leur propriétés mécaniques.

##### 1.10.1.1 Les fibres chimiques

Les différentes catégories des fibres chimiques sont schématisées dans la figure ci-dessous :

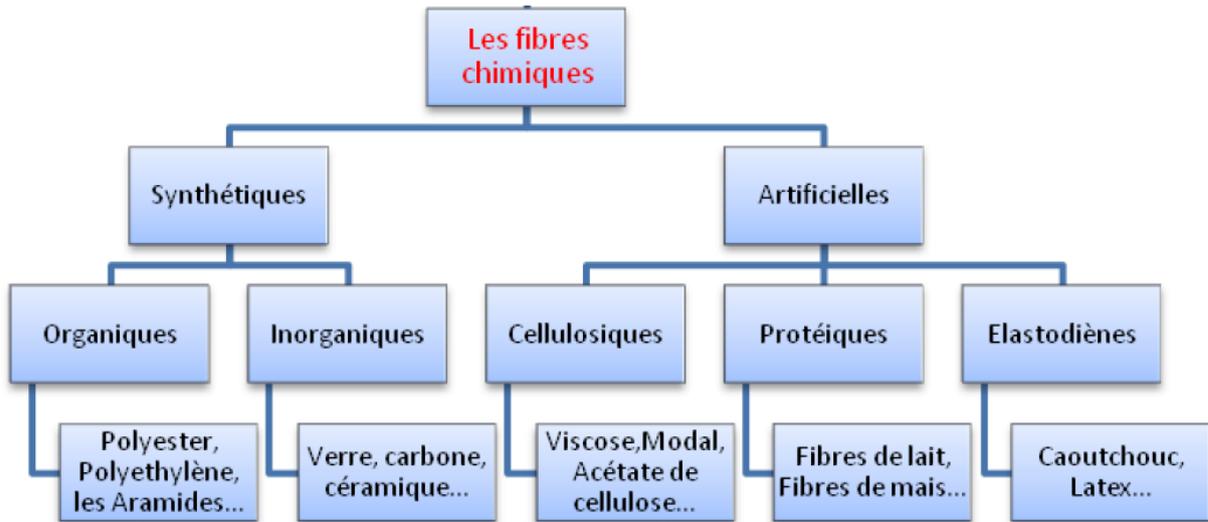


Figure 1.22 : Classification des fibres chimiques [72].

#### 1.10.1.1.1 Fibres synthétiques

Les fibres synthétiques sont fabriquées avec des polymères de synthèse obtenus à partir de substances ou de composés fournis par l'industrie pétrochimique. Elles ont fait leurs apparitions au début de 20ème siècle, après la réussite de la fibre de Viscose, depuis lors, un grand nombre de fibres synthétiques ont été mises au point; elles possèdent chacune des propriétés qui répondent à un type particulier d'application. Ces fibres, tout comme les fibres artificielles, sont obtenues par filage. Elles suscitent l'intérêt de beaucoup d'industriels pour leur faible coût, leur disponibilité et indépendance des saisons et surtout la possibilité de les adapter et modifier leurs propriétés, par contre, elles sont très critiquées quant à leur comportement vis-à-vis de l'environnement que ce soit pendant le processus de fabrication ou après leur utilisation et les difficultés de leur recyclage [72].

Les principales catégories de fibres synthétiques commercialisées sont:

- Les polyamides (Nylons)
- Les polyesters
- Les dérivés polyvinyliques (fibre Acrylique)
- Les polyoléfines (les polyéthylènes et les polypropylènes)

#### 1.10.1.1.2 Les fibres artificielles

Ce sont des fibres obtenues chimiquement à partir de différentes matières naturelles :

- La cellulose : pour la fabrication de la Viscose, Lyocell, Modal, Acétate de cellulose

- Les protéines : servent comme matière première pour la fabrication des fibres telles que les fibres de lait (caséine) et les fibres de maïs (zéine)
- Le Latex : produit par certaines plantes (telle que l'Hévéa) et sert à la fabrication des fibres de Latex ou de caoutchouc [72].

### 1.10.1.2 Les fibres naturelles

Les fibres naturelles peuvent être classées en 3 catégories selon leur origine. On peut trouver les fibres d'origine végétale, les fibres d'origine animale telles que la laine et les poils et les fibres minérales comme l'amiante. La figure suivante présente les principales catégories de fibres naturelles [73].

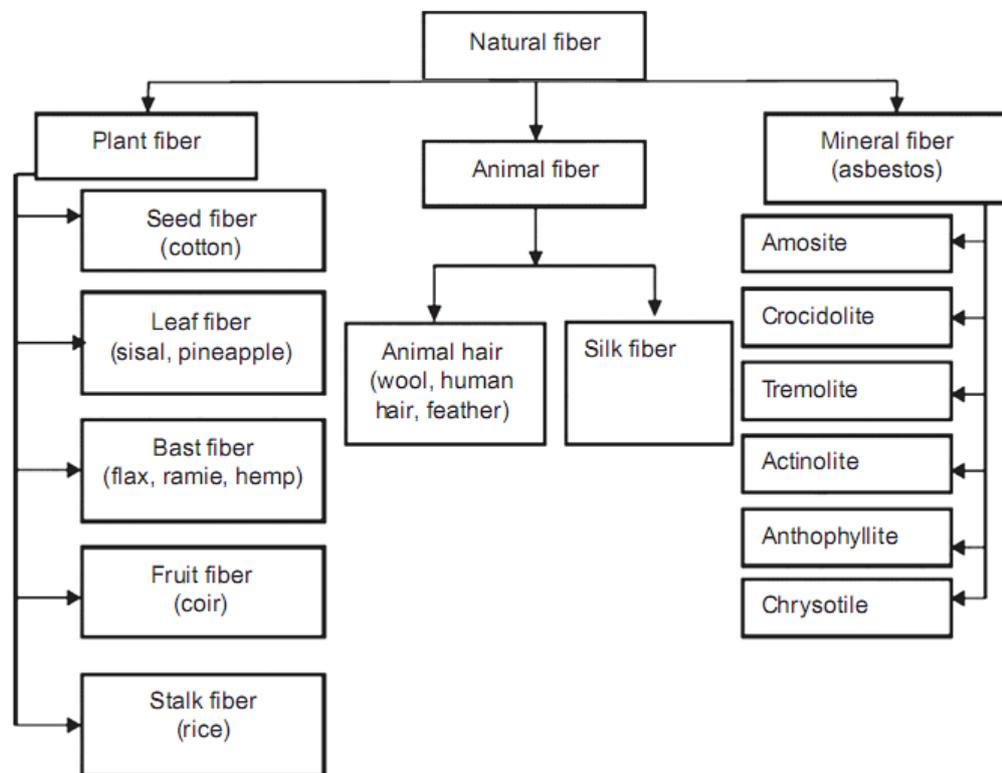


Figure 1.23 : Classification des fibres naturelles [73].

#### 1.10.1.2.1 Les fibres animales

Les fibres animales sont principalement composées de protéines. Les fibres animales, laines et soies, sont utilisées depuis des millénaires et le tissage a été une des premières activités artisanales. Les fibres protéiques sont obtenues à partir de vastes sources naturelles, comme les poils de certains animaux, par exemple la laine du mouton, les poils de chèvre

(cachemire), les poils d'Alama, les poils de cheval, les cheveux humains, les plumes etc. Une autre fibre d'origine animale très noble et appréciée est la soie qui provient du ver à soie [73].

#### 1.10.1.2.2 Les fibres minérales

L'amiante est la seule fibre minérale naturelle. Les variations sont la serpentine (chrysolite) et les amphiboles (amosite, crocidolite, trémolite, actinolite et anthophyllite). Il a attiré l'attention des industriels pour sa résistance à la chaleur, au feu, aux agressions électriques et chimiques et pour son pouvoir absorbant. Il a été utilisé pour les patins de freins ou en garniture de chaudières ou fours électriques, ou encore dans diverses installations électriques (ex : plaques chauffantes) avant de l'interdire progressivement à cause des risques cancérigènes qu'il présente [72].

#### 1.10.1.2.3 Les fibres végétales

Les fibres végétales sont des structures biologiques fibrillaires composées principalement de cellulose, d'hémicellulose, de lignine et de pectine. Parmi les fibres végétales les plus utilisées sont les fibres de (chanvre, lin, jute, paille, sisal, coton et les fibres de palmier dattier). Les fibres végétales sont maintenant plus souvent utilisées comme renforts des polymères organiques (communément appelés les "plastiques"). Les fibres végétales sont traditionnellement utilisées dans le secteur du textile pour l'habillement, dans l'industrie du papier, dans l'agriculture pour le paillage des cultures, dans l'emballage pour la sacherie, et dans l'ameublement pour le rembourrage des matelas et des meubles. Des applications des fibres végétales existent également dans le secteur des filtres et absorbants, dans l'isolation avec les tissus ou panneaux de particules agglomérées. Une application particulière, celle des géotextiles dans le génie civil mérite d'être soulignée car elle allie les propriétés de renforcement et de biodégradabilité des fibres [73, 74].

Les fibres végétales ou cellulosiques présentent un ensemble d'avantages importants, tels qu'une large disponibilité à un coût relativement faible, une capacité de recyclage, une biodégradabilité, une nature non dangereuse, une empreinte carbone nulle et des propriétés physiques et mécaniques intéressantes (ténacité, faible densité et rigidité) [75, 76].

Les fibres cellulosiques ou végétales sont des matériaux de renforcement prospectifs. Leur utilisation jusqu'à présent a été plus empirique que technique et est donc un terme très générique pour une vaste gamme de matériaux et peut se référer à des fibres de toute taille, des particules aux brins longs, qui partent d'une charge naturelle plutôt que d'être des fibres

utilisant un matériau synthétique ou des sous-produits animaux tels que des poils de soie ou de cheval. Les fibres de cellulose ne nécessitent qu'un faible degré d'industrialisation pour leur traitement et, en comparaison avec un poids équivalent des fibres de renforcement synthétiques les plus courantes, l'énergie requise pour leur production est faible. D'où le coût de fabrication de ces composites est également faible [77].

#### A. Classification des fibres végétales

Les fibres végétales peuvent être trouvées dans une grande variété de morphologies - diamètre, rapport d'aspect, longueur et rugosité de surface. De plus, leur surface peut être facilement modifiée pour avoir un caractère plus hydrophile ou hydrophobe ou pour attacher des groupes fonctionnels [78]. Nous pouvons subdiviser les fibres végétales en cinq groupes selon leur origine (Figure 1.24). Les fibres provenant des poils séminaux de graines (coton, kapok), les fibres libériennes extraites de liber de plantes (lin, chanvre, jute, ramie), les fibres extraites de feuilles (sisal, abaca), d'enveloppes de fruits (noix de coco) ou les fibres dures extraites des tiges de plantes [79].

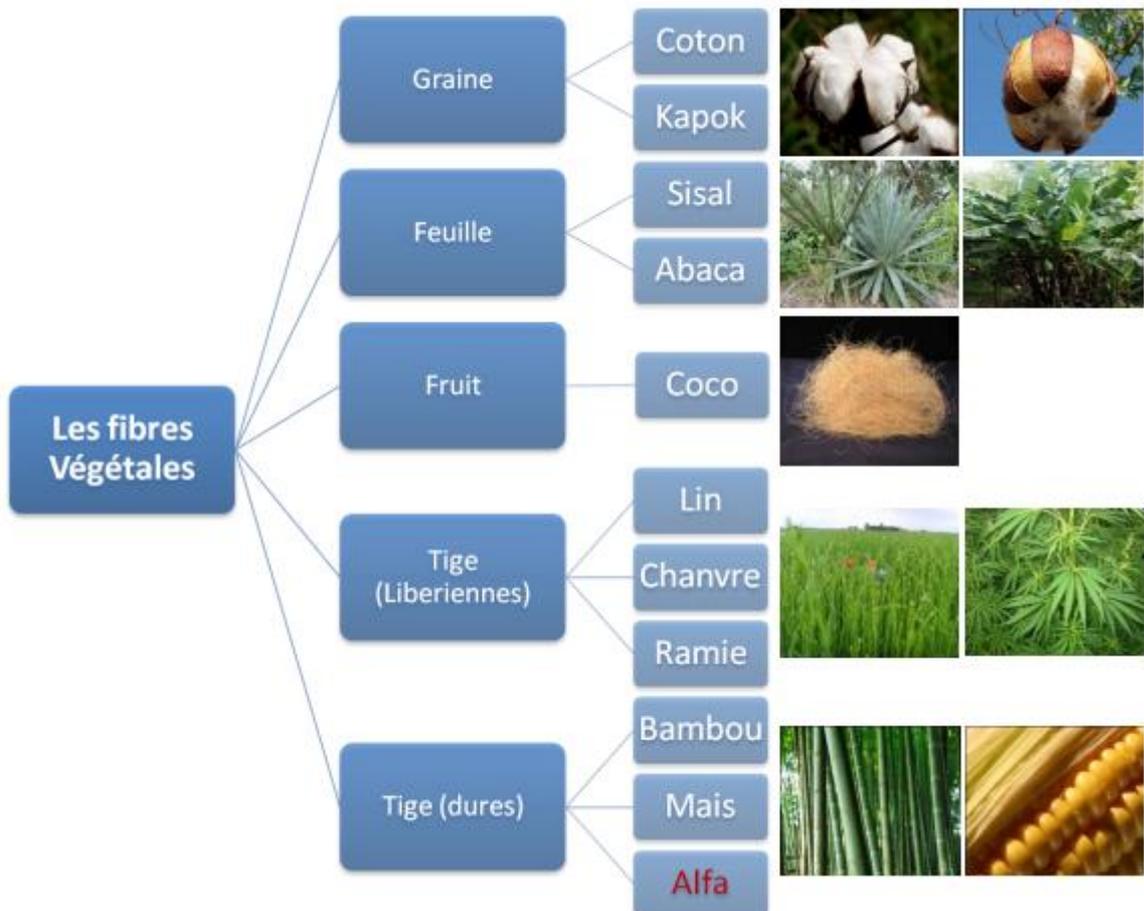


Figure 1.24 : Classification des fibres végétales selon l'origine [79].

La fibre cellulosique elle-même est un matériau composite qui est constitué de cellulose, d'hémicellulose, de lignine et de pectine en tant que constituants principaux et de quantités mineures de sucres, de protéines en quantités variables. Dans une fibre cellulosique, la cellulose est le composant organique le plus rigide et le plus fort qui confère à la fibre sa résistance, sa rigidité et sa stabilité [75, 80].

Les compositions chimiques et les propriétés physico-mécaniques de certaines fibres végétales sont données dans les tableaux 1.4 et 1.5.

Tableau 1.4 :Composition chimique de certaines fibres végétales courantes [78].

Fiber	Cellulose (wt%)	Hemicellulose (wt%)	Lignin (wt%)	Waxes (wt%)
Bagasse	55.2	16.8	25.3	-
Bamboo	26-43	30	21-31	-
Flax	71	18.6-20.6	2.2	1.5
Kenaf	72	20.3	9	-
Jute	61-71	14-20	12-13	0.5
Hemp	68	15	10	0.8
Ramie	68.6-76.2	13-16	0.6-0.7	0.3
Abaca	56-63	20-25	7-9	3
Sisal	65	12	9.9	2
Coir	32-43	0.15-0.25	40-45	-
Oil palm	65	-	29	-
Pineapple	81	-	12.7	-
Curaua	73.6	9.9	7.5	-
Wheat straw	38-45	15-31	12-20	-
Rice husk	35-45	19-25	20	14-17
Rice straw	41-57	33	8-19	8-38

Tableau 1.5 : Propriétés physico-mécaniques des fibres naturelles [78].

Fiber	Tensile strength (MPa)	Young's modulus (GPa)	Elongation at break (%)	Density [g/cm <sup>3</sup> ]
Abaca	400	12	3-10	1.5
Bagasse	290	17	-	1.25
Bamboo	140-230	11-17	-	0.6-1.1
Flax	345-1035	27.6	2.7-3.2	1.5
Hemp	690	70	1.6	1.48
Jute	393-773	26.5	1.5-1.8	1.3
Kenaf	930	53	1.6	-
Sisal	511-635	9.4-22	2.0-2.5	1.5
Ramie	560	24.5	2.5	1.5
Oil palm	248	3.2	25	0.7-1.55
Pineapple	400-627	1.44	14.5	0.8-1.6
Coir	175	4-6	30	1.2
Curaua	500-1150	11.8	3.7-4.3	1.4

## B. Répartition géographique de fibres végétales en Algérie

L'Algérie est un pays très riche en plantes végétales, elles sont dispersées sur tout le territoire national, on les trouve dans les régions côtières beaucoup plus que les régions intérieures du pays, comme le montre la figure 1.25.

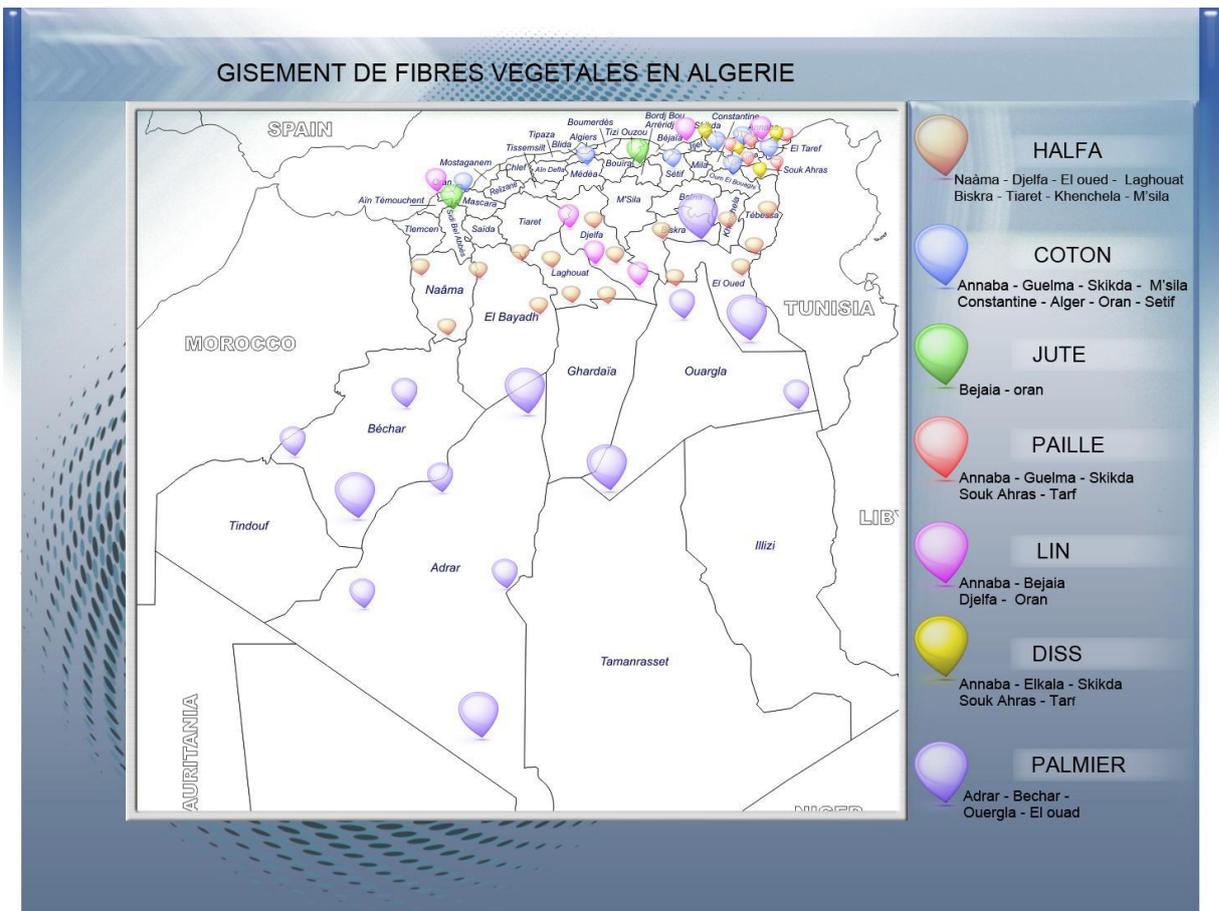


Figure 1.25 Gisement des fibres végétales en Algérie [74].

### C. La fibre d'Alfa [72, 81]

L'Alfa est une herbe vivace typiquement méditerranéenne, elle pousse en touffes d'environ 1 m à 1,2 m de haut formant ainsi de vastes nappes (Figure 1.26). Elle pousse spontanément notamment dans les milieux arides et semi arides. Son nom vulgaire est L'alfa et en Anglais Esparto. Son nom scientifique est *Stipa tenacissima* L.

#### **Sa classification est comme suit:**

- Règne: Plantae
- Sous règne : Tracheobionta
- Super Division : Spermatophyta
- Division : Magnoliophyta
- Classe : Liliopsida
- Ordre : Poales
- Famille : Poaceae
- Espèce: *Stipa tenacissima* L



Figure 1.26 : Illustration de la plante d'Alfa.

Par ailleurs, c'est l'une des espèces xérophiles qui caractérise le mieux les milieux arides méditerranéens à l'exclusion des secteurs désertiques. Sa terre d'élection est l'Afrique du Nord, et tout particulièrement les hauts plateaux du Maroc et de l'Algérie. Mais cette espèce est présente aussi en Espagne, au Portugal, aux Baléares, et elle s'étend vers l'est jusqu'en Égypte en passant par la Tunisie et la Libye. En France, elle serait présente uniquement dans le département du Var. Au sud et à l'est, la limite naturelle de l'Alfa est déterminée par la sécheresse en bordure du Sahara. En revanche, au nord et à l'ouest, c'est l'humidité croissante du climat qui l'élimine de la flore, elle est beaucoup plus rare dans les étages subhumide et surtout humide. La répartition territoriale connue à ce jour est estimée à [72]:

- Algérie: 4.000.000 ha
- Maroc: 3.186.000 ha
- Tunisie: 600.000 ha
- Lybie: 350.000 ha
- Espagne: 300.000 ha

L'intérêt de l'utilisation des fibres végétales croît pour plusieurs raisons répondant aux trois dimensions du développement durable (économique: créer ou développer des activités économiques dans les zones reculées, social: maintenir l'agriculture dans ces zones et

environnement: remplacer les composants industriels dans le béton, valoriser les déchets d'origine agricole) [81].

### 1.10.2 Effet d'ajout des fibres sur les performances des composites cimentaire

Les performances de composites renforcés de fibres (FRC) dépend du type de renforcement et de la quantité de fibre utilisée, de sa géométrie (rapport longueur / épaisseur), de sa répartition et de son adhérence à la matrice. Les performances mécaniques des composites dépendent non seulement des caractéristiques de la matrice et de la fibre, mais aussi des propriétés de l'interface. Outre la longueur de la fibre, la ténacité du composite est principalement régie par la liaison fibre-matrice. Une interaction équilibrée entre la matrice de ciment et les fibres qui permet le décollement et l'arrachement de la fibre ainsi que le transfert de contrainte de la matrice aux fibres est nécessaire pour obtenir des composites de ciment cellulosique ayant une ténacité élevée [75].

#### 1.10.2.1 Effet d'ajout des fibres sur le retrait

Le retrait de séchage peut être une cause majeure de la détérioration des structures en béton. La contraction du matériau est normalement entravée par des contraintes internes ou externes et des contraintes de traction sont induites. Ces contraintes peuvent dépasser la résistance à la traction et provoquer la fissuration du béton [82].

##### 1.10.2.1.1 Fibres de polypropylène

Kovler et al. [83] ont trouvé que la présence de fibres de polypropylène entraîne une diminution considérable du retrait plastique du béton renforcé de fibres. En ce qui concerne le retrait total du béton renforcé de fibres, ils ont constaté que l'effet du renfort en fibres de polypropylène est pratiquement insignifiant jusqu'à une teneur volumétrique de 0,2%.

Swamy et Stavrides [84] ont trouvé que le retrait de séchage du béton renforcé de fibres de polypropylène était inférieur d'environ 20% à celui du béton sans fibres.

Pelisser et al. [85], ont rapporté que l'ajout de fibres courtes de polypropylène au mélange de mortier était efficace pour empêcher la formation de fissures due au retrait plastique.

Passuello et al. [86] ont indiqué que l'ajout de fibres ne modifie pas beaucoup le temps de fissuration, mais réduit la largeur de la fissure d'environ 70% dans le cas des fibres longues et de près de 90% dans le cas des fibres courtes.

Saje et al. [87] ont étudié l'évolution du retrait total en fonction de temps du béton à haute performance renforcé de fibres de polypropylène sèches et préalablement humidifiées. La teneur volumétrique des fibres de polypropylène substituée aux bétons étudiés variait de 0 à 0,75%. Dans ce contexte, l'influence des fibres de polypropylène sèches et préalablement humidifiées ajoutées au béton sur le retrait des composites a été examinée (Figures 1.27 et 1.28).

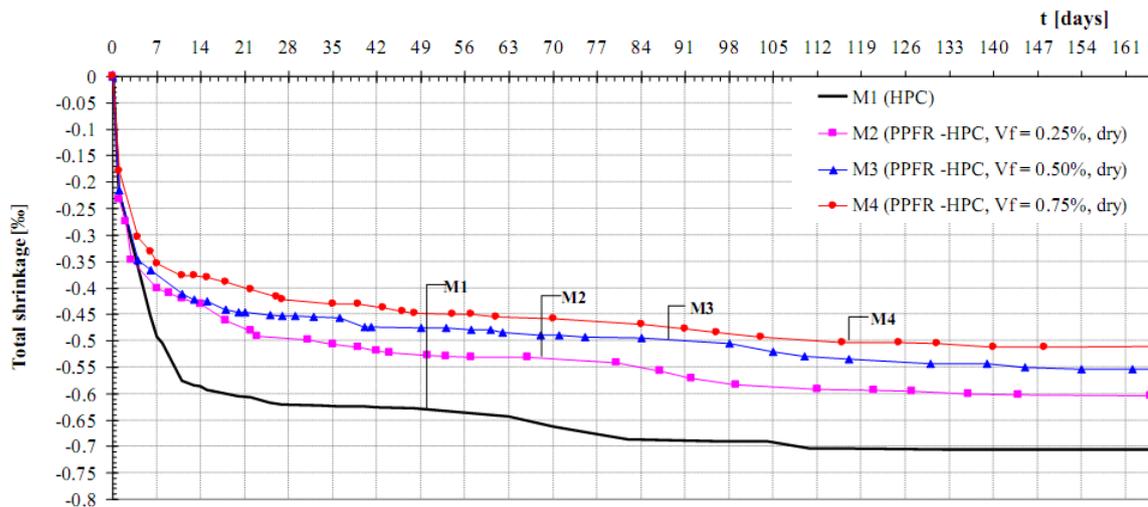


Figure 1.27 : Le retrait total des composites contenant des fibres de polypropylène sèches [88].

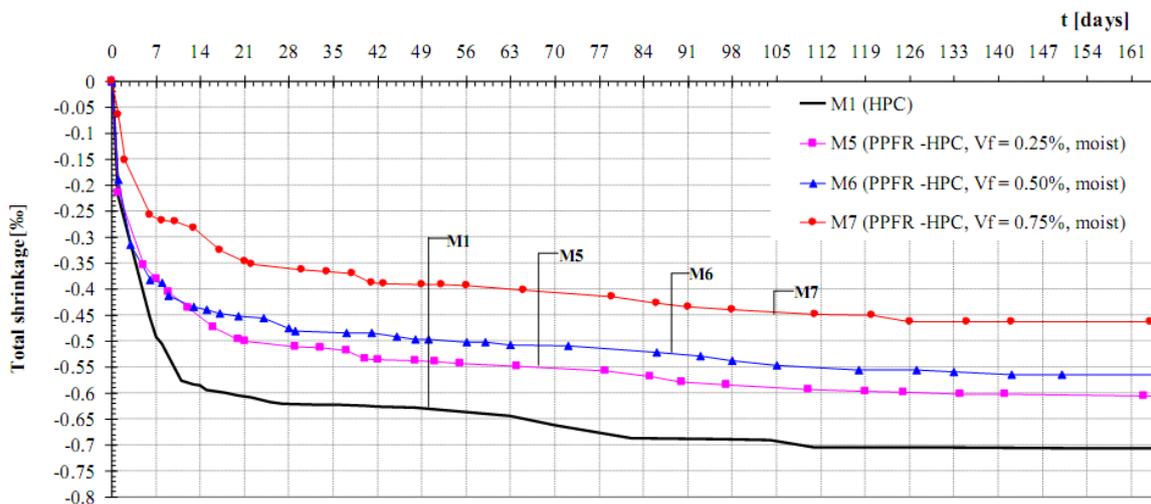


Figure 1.28 : Le retrait total des composites contenant des fibres de polypropylène humidifiées [88].

Il a été constaté qu'en augmentant la teneur en fibres jusqu'à 0,5% du volume du composite, le retrait du béton renforcé par des fibres a été considérablement réduit, tandis qu'avec une augmentation supplémentaire de la teneur en fibres, le taux de réduction du retrait

est devenu relativement insignifiant. Le béton qui avait été renforcé par des fibres de polypropylène préalablement humidifiées, qui servaient de réserve d'eau interne, présentait un degré de rétraction endogène plus précoce que le béton renforcé par des fibres de polypropylène sèches.

#### 1.10.2.1.2 Fibres végétales

Romildo D. Toledo Filho et al [88], ont effectué des essais de mesure du retrait et ont trouvé que le retrait plastique libre est significativement réduit par l'ajout d'une fraction volumique de 0,2% de fibres de sisal courtes de 25 mm dans le mortier de ciment. Une addition de 0,2% de fraction volumique de sisal de 25 mm et de fibres de coco retarde la fissuration initiale pour un retrait plastique restreint et contrôle efficacement le développement de la fissure à l'âge précoce du composite. Le retrait de séchage est augmenté jusqu'à 27% lorsque la fraction volumique de sisal ou de fibres de coco est supérieure à 3%.

Une étude expérimentale a été réalisée par Emma et Wegner pour étudier l'effet d'addition de fibres courtes de lin (10-38 mm de longueur) et de faible taux (0,05% à 0,3% en volume) à des éprouvettes de mortier de ciment Portland. Les résultats trouvés montrent que pour une fraction volumique de fibres de lin de 0,3%, le taux de fissuration est réduit notablement par rapport aux éprouvettes de mortier témoin la longueur de la fibre de lin entre 10 et 38 mm n'a pas influencé de manière significative le comportement de fissuration [89].

Les fibres de sisal et de polypropylène à faible volume se sont révélées extrêmement efficaces pour réduire le rétrécissement plastique libre, retarder l'apparition de la première fissure et contrôler le développement des fissures. Cela se produit parce que, à un âge précoce, le module d'élasticité de ces fibres est toujours plus élevé que celui de la matrice cimentaire [90].

Une étude menée par Khelifi et al. [81], a montré que 1% de volume des fibres d'alfa est l'apport le plus approprié pour le renforcement du béton, l'adjonction de fibres alfa retarde le retrait à court terme. À long terme, le retrait total des bétons alfa est similaire au béton ordinaire, mais reste inférieur à celui du béton armé de polypropylène. L'utilisation de fibres alfa non traitées est meilleure que celle du polypropylène du point de vue économique et environnemental. En effet, les fibres alfa non traitées sont naturelles, très bon marché et n'impactent pas l'environnement par rapport aux fibres synthétiques.

### 1.10.2.2 Effet d'ajout des fibres sur les propriétés mécaniques

Les propriétés mécaniques d'un composite dépendent principalement de la teneur en fibres et de leur orientation, ainsi que de la qualité du transfert de charge entre la matrice et le renfort. Ce fait est étroitement lié à la force de l'interface et par conséquent à la qualité de la liaison entre la matrice et les fibres. Ceci est particulièrement vrai pour les composites renforcés de fibres courtes en raison de la multiplication des interfaces. Cet effet est également amplifié par l'orientation aléatoire des fibres dans le composite [91].

#### 1.10.2.2.1 Fibres de polypropylène

Bayasi et Zeng [92], ont étudié l'influence des fibres de renforcement sur la résistance à la compression des bétons renforcés de fibres, ils ont constaté que la résistance à la compression du béton, renforcé par des fibres de polypropylène de 1,27 cm de longueur, augmentait respectivement de 15% pour une teneur de 0,1% et de 19% dans le cas d'une teneur volumétrique de 0,3%. Par contre, une teneur volumétrique de 0,50% diminuait cette résistance de 2,5% par rapport au béton sans fibres de renfort.

#### 1.10.2.2.2 Fibres végétales

L'addition de fibres améliore significativement la résistance à la fissuration. En outre, la largeur de la fissure est réduite. La ténacité à la rupture des composites à fibres naturelles est grandement améliorée. La résistance à la compression des composites de fibres naturelles n'est pas affectée jusqu'à une certaine teneur en fibres. En général, la résistance à la traction des composites à fibres naturelles est améliorée de manière significative. L'inclusion de fibres, en général, améliore significativement la résistance à la flexion et la ductilité des matrices. Le lien des fibres naturelles dans les composites sont satisfaisants. L'inclusion des fibres améliore grandement la résistance aux chocs des composites [93].

Ismail [94] a étudié l'effet de l'addition de diverses fractions volumiques (0-4%) de fibres naturelles courtes sur le comportement des composites. Les résultats trouvés montrent que la résistance à la compression est légèrement augmentée à faible teneur en fibres de Roselle (0,3 à 1,5% en volume). Cependant, au-delà d'une teneur en fibres de 1,5%, une réduction de la résistance à la compression d'environ 8,2% pour chaque augmentation de volume de fibres de 0,5% a été observée. Pour la résistance à la traction une augmentation de la résistance est d'environ 53% à été remarquée.

Ali et al. [95], ont rapporté que l'ajout de 5% en masse de ciment des fibres de noix de coco de 5 cm de long permet d'augmenter la résistance à la compression de 21% comme montré dans la figure 1.29.

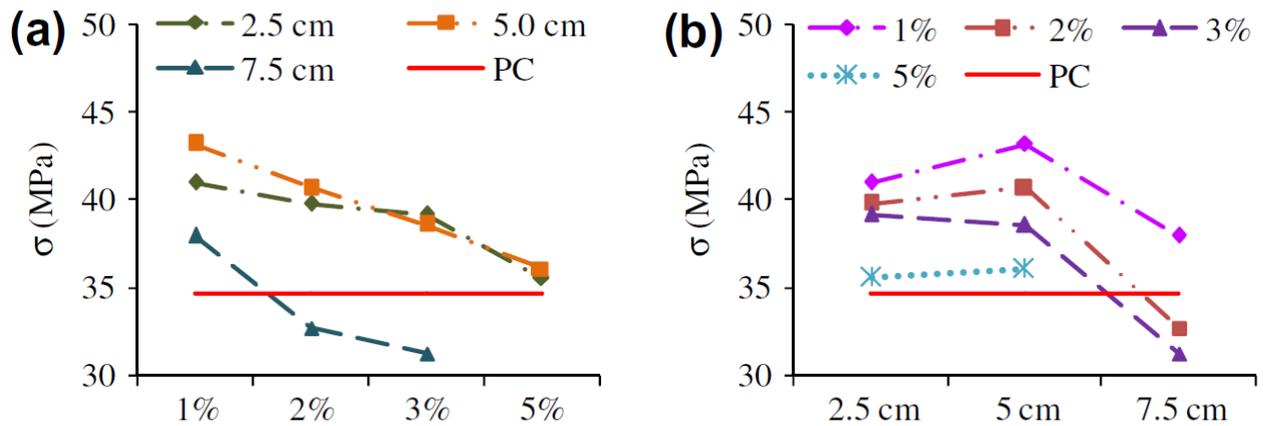


Figure 1.29 : Influence de la teneur en fibres (a) et de la longueur (b) sur la résistance à la compression [95].

Bentchikou et al. [96] ont analysé l'effet de la teneur en fibres de pâte obtenues à partir de vieux papiers et emballages (entre 0 et 16% en poids) sur la résistance à la compression et à la flexion des composites de ciment. Les auteurs ont constaté que la résistance à la compression diminuait avec la teneur en fibres. Les auteurs ont expliqué cette diminution par le fait que l'augmentation de la teneur en fibres induit davantage de vides qui éclaircissent et affaiblissent le matériau. D'autre part, la résistance à la flexion augmente de 6 à 7 MPa pour un ajout de fibre situé entre 0 et 4% en poids et diminue progressivement par la suite. Les auteurs ont suggéré que ce comportement pourrait probablement être dû à la superposition de deux phénomènes potentiels: un effet de la fibre lié à la dispersion non uniforme dans la matrice et une réponse d'affaiblissement suite à une réduction de la proportion volumique de la matrice cimentaire. D'autres chercheurs ont trouvé que l'utilisation de fibres végétales n'améliore pas la résistance à la compression du béton car elle augmente le volume des vides et réduit la compacité du composite [97–99].

Kriker et al. [100], ont rapporté que l'ajout des fibres de palmier avec différentes fractions volumique et longueur de 2-3% et de 15-60 mm respectivement conduit à une

amélioration de la résistance à la flexion et une diminution de résistance à la compression par rapport au béton témoin dans les différents modes de cure.

Les résultats trouvés par Khelifi [81], montrent que l'incorporation fibres d'Alfa (2-3 cm de longueur) dans la matrice n'améliore en aucun cas la résistance mécanique à la compression du béton. Au delà d'un ajout de fibres de 1,5%, la résistance à la compression diminue considérablement en raison de la dispersion hétérogène des fibres qui peuvent former des amas. L'augmentation des vides proportionnelle à la quantité de fibres affaiblit le béton en affectant sa compacité.

### 1.11 Synthèse

La synthèse bibliographique a montré que pour réussir une réparation, on doit bien comprendre l'origine et les causes des désordres, réaliser une bonne préparation de la surface et appliquer un produit de réparation qui doit satisfaire les conditions de compatibilité avec le béton existant. Les principaux aspects de la compatibilité incluent la stabilité dimensionnelle, les propriétés chimiques, électrochimiques et de perméabilité du matériau de réparation et du substrat en béton. Le paramètre le plus important est la compatibilité dimensionnelle du matériau de réparation avec le béton du substrat qui dépend de la composition du matériau de réparation utilisé tel que le dosage et le type de liant, le rapport E/L, nature et dosage des fibres, .....etc.

Un autre paramètre qui contrôle la durabilité de système de réparation est l'adhérence mortier de réparation - vieux béton. Ce paramètre est généralement évalué par l'essai de traction par arrachement (Pull-off) et l'essai de cisaillement oblique (Slant-shear).

Cette étude bibliographique a aussi montré les avantages offerts par l'incorporation de fibres dans le mortier de réparation. Les fibres permettent de limiter la propagation de la fissuration, diminuent les probabilités de décollement de la réparation et améliorent l'adhérence avec le substrat. En plus, les fibres végétales offrent d'autres avantages comme leurs grande disponibilité à un coût relativement faible, leurs renouvellement et leurs faible empreinte de carbone.

Les fibres végétales ont été utilisées en mortier de ciment et leurs performances mécaniques et durabilité étudiées mais peu d'études ont été rapportées sur l'effet de ces fibres sur la performance des mortiers de réparation.

## **CHAPITRE 2**

### **MATERIAUX ET TECHNIQUES EXPERIMENTALES**

## MATERIAUX ET TECHNIQUES EXPERIMENTALES

### 2.1 Introduction

Etant donné que les caractéristiques physico-mécaniques des mortiers sont étroitement liées à celles des différentes matières premières qui les composent, il est indispensable d'étudier les caractéristiques des différents matériaux utilisés afin de pouvoir convenablement interpréter les résultats obtenus. La première partie est consacrée aux méthodes de caractérisation des matières premières puis on abordera les méthodes de caractérisation physico-mécaniques des matériaux élaborés. Les matériaux étudiés sont des mortiers à base des sables dunaire et calcaire renforcés par des fibres d'Alfa. Ils sont destinés à être utilisés comme des matériaux de réparation.

Avant d'aborder la formulation, l'étude de la compatibilité et la durabilité des mortiers de réparation; objectif du présent travail, nous allons consacrer ce chapitre à une caractérisation générale des matières premières utilisées, puis à la formulation du béton substrat et enfin à une brève présentation des principales techniques expérimentales utilisées.

### 2.2 Les matières premières

Les matériaux utilisés pour la formulation des mortiers et de béton substrat sont un ciment composé CEMII/B-L 42.5 N de la cimenterie Lafarge de Msila, un sable calcaire, un sable de dune, un sable alluvionnaire et des graviers calcaires.

#### 2.2.1 Granulats

Les granulats utilisés pour la formulation des mortiers sont :

- Sable de dune (SD) de granulométrie 0/0,63 provenant de la région Nord de la ville de Laghouat (Oasis Nord).
- Sable calcaire (SC) de granulométrie 0/3 provenant des déchets de concassage des roches calcaires dolomitiques du turonien, la source de ce sable est la carrière Ouazzane située à la limite septentrionale du djebel Makrane au voisinage du pont de Oued M'zi dans la commune de Laghouat.

Les granulats utilisés pour la formulation du béton substrat sont :

- Sable alluvionnaire (SA) de granulométrie 0/5 provenant de la rivière de Oued M'zi de Laghouat.
- Gravier concassé de granulométries 3/8 et 8/15 provenant de la station de concassage Ouazzane à Laghouat.

La figure 2.1 présente une illustration des différents granulats utilisés.



Figure 2.1 : Illustration des différents granulats utilisés.

L'essai de l'analyse granulométrique réalisé selon la norme BS EN 933-1[101] permet de déterminer la grosseur et les pourcentages pondéraux respectifs des différentes familles de grains constituant l'échantillon. Les résultats de l'analyse granulométrique des différents granulats utilisés sont présentés dans les figure 2.2 et 2.3.

Les principales caractéristiques physiques des granulats utilisés sont présentées dans le tableau 2.1

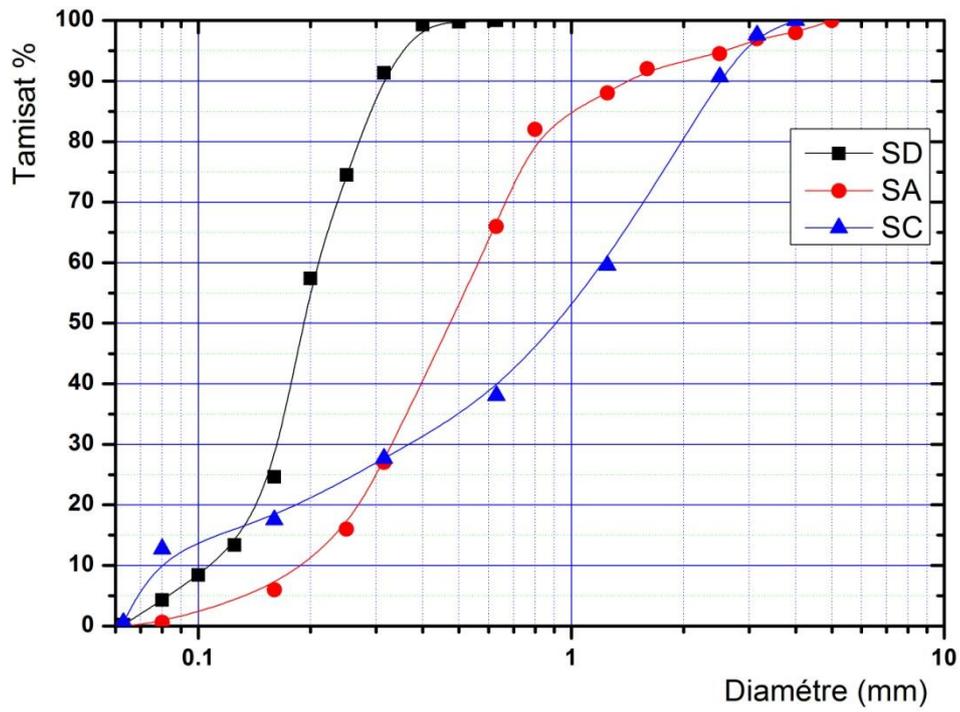


Figure 2.2: Courbe granulométrique de différents types de sable.

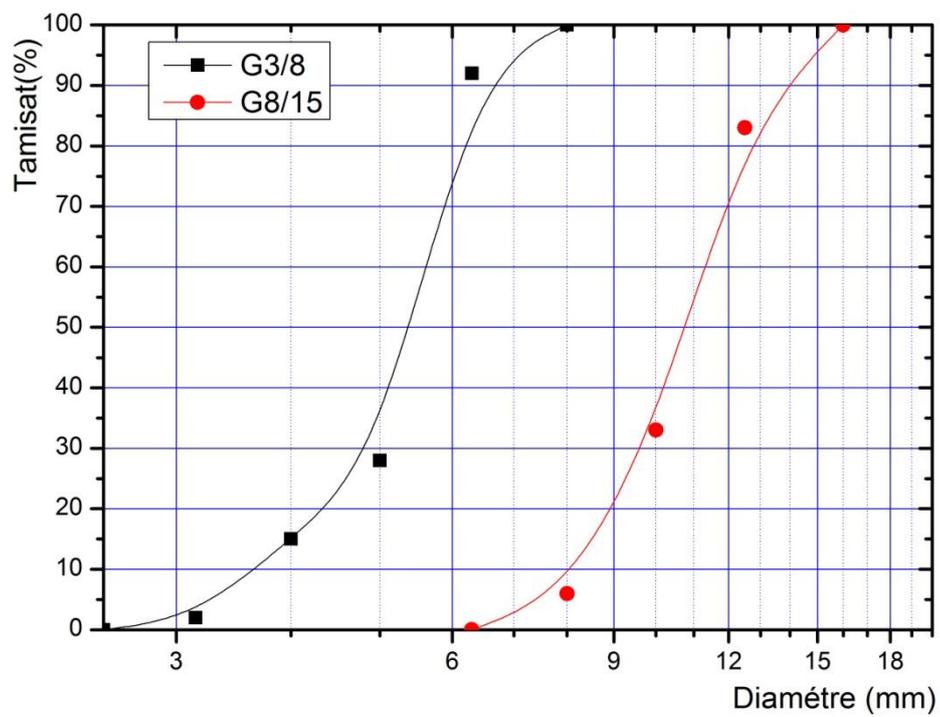


Figure 2.3: Courbe granulométrique des graviers.

Tableau 2.1: Propriétés physiques des granulats utilisés.

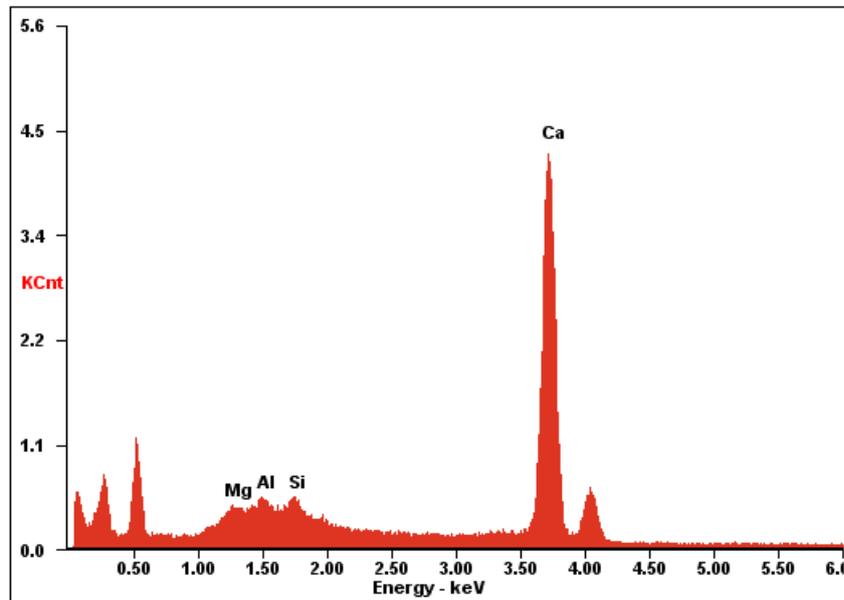
<b>Sable</b>	<b>Sable alluvionnaire SA</b>	<b>Sable calcaire SC</b>	<b>Sable de dune SD</b>	<b>Gravier 3/8</b>	<b>Gravier 8/15</b>
<b>Masse volumique apparente (kg/m<sup>3</sup>)</b>	1648	1538	1521	1319	1255
<b>Masse volumique absolue (kg/m<sup>3</sup>)</b>	2602	2624	2595	2715	2715
<b>Equivalent de sable (%)</b>	83,3	73,1	89,5	/	/
<b>Absorption d'eau %</b>	0,60	5,8	1,9	2,2	2
<b>Compacité %</b>	63,36	58,53	58,61	/	/
<b>Module de finesse %</b>	2,30	2,66	0,84	/	/

D'après les courbes d'analyse granulométrique et le tableau ci-dessus on peut conclure que :

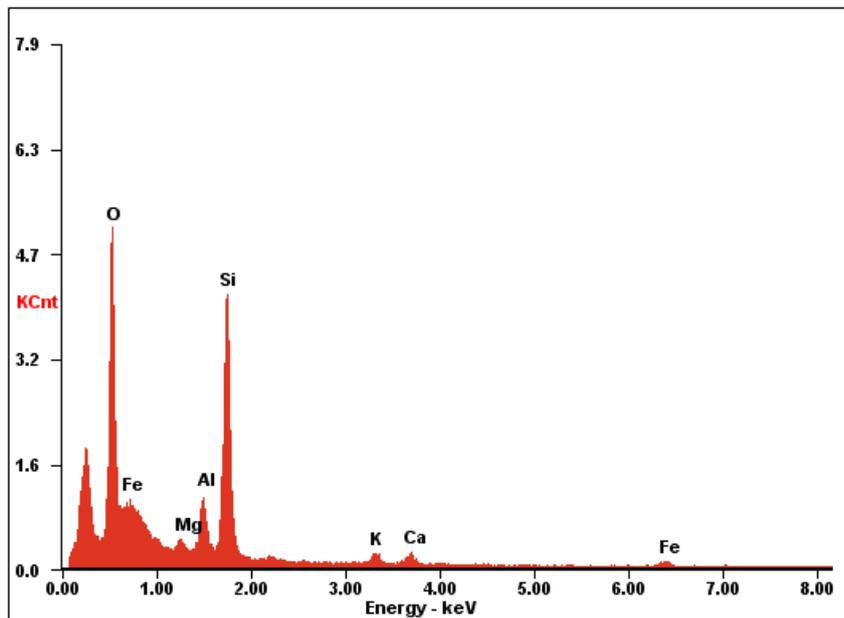
- Le sable de dune présente une granulométrie serrée et uniforme. Il est constitué essentiellement de grains fins et propres.
- Le sable calcaire renferme 12% de filler. Ces fillers auront des impacts sur les caractéristiques physico-mécaniques des matériaux élaborés. Leur quantité reste toujours dans l'intervalle 3-16 % exigé par la norme BS EN 12620 [102].
- Le taux d'absorption du sable calcaire est relativement élevé par rapport au sable siliceux (sable de dune et alluvionnaire), ceci doit être pris en considération dans l'optimisation de la quantité d'eau de gâchage.
- Le sable alluvionnaire est un sable moyen propre de granulométrie étalée.
- Les graviers 3/8 et 8/15 sont des graviers normalisés respectant le d/D et leurs granulométries sont serrées.

La composition minéralogique de sable calcaire et de sable de dune est déterminée par l'analyse de diffraction des rayons X. Le Diffractogramme de deux sables présentés dans les figures 2.4 et 2.5 montre que :

- Le sable calcaire est composé principalement de la dolomite  $\text{CaMg}(\text{CO}_3)_2$  et quelques traces des autres éléments.
- Le sable de dune est un sable exclusivement composé du quartz  $\text{SiO}_2$



Figures 2.4 : Diffractogramme du sable calcaire.



Figures 2.5 : Diffractogramme du sable de dune.

### 2.2.2 Le ciment

Le ciment utilisé est un ciment portland composé type CEM II/B-L 42,5 N selon la norme EN 197-1 [103]. Les caractéristiques physiques, chimiques, minéralogiques et mécaniques du ciment sont présentées dans les tableaux 2.2 à 2.4.

Tableau 2.2 : Caractéristiques chimiques du ciment

Composé	SiO <sub>2</sub>	Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	CaO	MgO	SO <sub>3</sub>	K <sub>2</sub> O	Na <sub>2</sub> O	Cl	CaO (libre)	R.I	P.A.F
<b>Moy</b>	19,70	4,52	3,49	62,15	1,79	2,27	0,49	0,25	0,02	1,00	1,56	5,83
<b>Ecart Type</b>	0,40	0,05	0,05	0,17	0,06	0,06	0,03	0,15	0,00	0,29	0,25	0,60

Le clinker est obtenu par la cuisson des matières premières constituées principalement de calcaire et d'argile, il est composé essentiellement par les quatre phases cristallines qui sont donnée dans le tableau ci-dessous.

Tableau 2.3: Analyse minéralogique du clinker

Composé	C <sub>3</sub> S	C <sub>2</sub> S	C <sub>3</sub> A	C <sub>4</sub> AF
<b>Moy</b>	60,31	17,41	6,13	11,97
<b>Ecart type</b>	1,94	1,79	0,14	0,08

Tableau 2.4: Caractéristiques physico-mécaniques du ciment

Caractéristiques physiques	Caractéristiques mécaniques
Masse volumique absolue (g/cm <sup>3</sup> )	3,04
Masse volumique apparente (g/cm <sup>3</sup> )	1,40
Finesse suivant la méthode Blaine (cm <sup>2</sup> /g)	4010
	Résistance à 28 jours :
	A la compression : 47,08 ± 1,12 MPa
	A la flexion : 8,09 ± 0,35 MPa

### 2.2.3 Fibres d'Alfa

Les fibres utilisées dans cette étude sont des fibres végétales d'Alfa (*stipa tenassicima*) provenant de la région de Laghouat. La figure (2.6.a) présente la plante d'Alfa (état brute).

Les tiges d'Alfa sont découpées manuellement de 3 à 5 mm de longueur (Figure 2.6.b). Elles sont ensuite saturées dans l'eau pendant 24 heures (Figure 2.6.c) afin de minimiser le problème de l'absorption d'eau par les fibres pendant le malaxage.



a) Plante d'Alfa (état brute)



b) Fibres d'Alfa



c) Fibres d'Alfa saturée

Figure 2.6 : Illustration de la fibre d'Alfa.

L'analyse physico-chimique des fibres à été réalisée au Unité de Recherche Matériaux - Procédés et Environnement UR-MPE Boumerdès ; dont les résultats sont représentés dans le tableau suivant :

Tableau 2.5 : Propriétés physico-mécanique et chimique des fibres d'Alfa

Propriétés	Valeur
Masse volumique absolue $\text{kg/m}^3$	920 ÷ 1100
Teneur en eau %	4,9÷5,2
Taux d'absorption d'eau à l'état saturée %	180÷220
Résistance à la traction MPa	103,6 ÷ 258,4
Module d'élasticité GPa	13,2 ÷ 17,7
Déformation à la rupture %	1,4÷ 2,7
Hémicellulose %	25
Cellulose%	43,4÷47,6
Lignin%	17,7÷24,3
Extractions et autres %	7

L'observation de la morphologie des fibres d'Alfa a été réalisée par microscopie électronique à balayage MEB au Centre de Développement de Technologies Avancées (CDTA). Le résultat de cette analyse est représenté sur la figure ci-dessous.

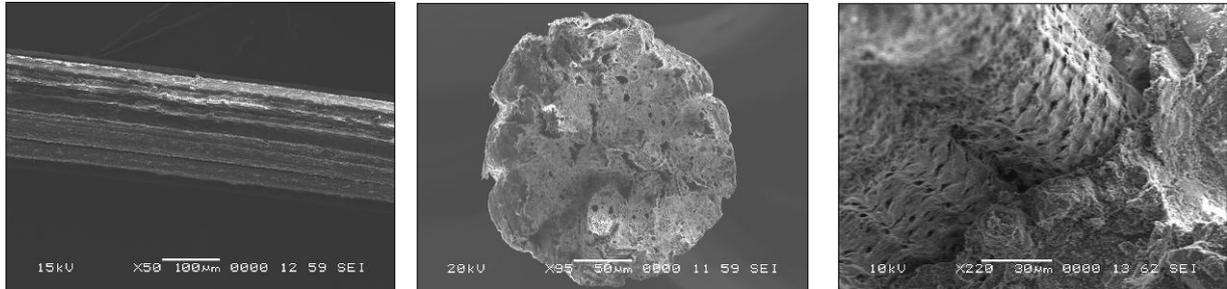


Figure 2.7 : Photos MEB de la fibre d'Alfa.

Les photos de la figure 2.7 montrent que la surface externe des fibres d'Alfa est très rugueuse ; structure qui peut contribuer à une bonne adhérence entre la fibre et la matrice.

#### 2.2.4 Adjuvant

L'adjuvant utilisé est un superplastifiant haut réducteur d'eau MEDAPLAST SP40, produit par « Granitex Algérie ». Sa plage normale d'utilisation est fixée par la fiche technique de 0,6 % à 2,5 % du poids de ciment.

Ses caractéristiques sont :

Aspect .....	Liquide
Couleur .....	Marron
PH .....	8,2
Densité .....	1,20 ±0.01
Teneur en chlore .....	<1g/l
Extrait sec .....	40%

#### 2.2.5 L'eau de gâchage

L'eau utilisée dans cette partie expérimentale est l'eau de robinet de laboratoire de recherche de Génie civil de Laghouat.

### 2.3 Techniques expérimentales

Dans cette partie du chapitre, nous allons décrire les principales techniques expérimentales utilisées pour l'identification des différentes caractéristiques des composites étudiés.

Les mortiers ont été confectionnés conformément à la norme ASTM C 305 [104], avec un malaxeur de 5 litres de capacité. L'ouvrabilité des mortiers a été étudiée en utilisant un moule tronconique ( $D=100\text{ mm}$ ,  $d=70\text{ mm}$ ,  $h=50\text{ mm}$ ) et une table de secousse (Figure 2.8).



Figure 2.8 : Essai d'étalement de table à secousse.

Le cône est placé au centre de la Table ; il est rempli de mortier en deux couches, chacune étant compactée avec 25 coups de bâton en pilon. Le moule tronconique est soulevé et la table à secousses est actionnée par 25 coups en 15 secondes. Puis l'étalement de l'échantillon est mesuré à 4 endroits diamétralement opposés pour ainsi déterminer la consistance selon la norme ASTM 1437[105].

L'étalement  $E$  en % est donné par la formule :

$$E = \frac{100A}{D} = \frac{100(D_{moy} - D)}{D} \quad (2.1)$$

$A$  : moyenne de quatre lectures en millimètres, moins le diamètre intérieur du moule  $D$

$D$  : diamètre intérieur du moule en millimètres.

#### 2.3.1 Confection et cure des éprouvettes

Les mortiers ont été coulés dans des moules prismatiques ( $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ ), et compactées mécaniquement à l'aide d'une table à chocs électrique (Figure 2.9) conforme aux spécifications de la norme EN 196-1 [106]. Les moules contenant les spécimens ont été couverts de film plastiques et stockés dans l'environnement du laboratoire. Après 24 heures

de confection, les échantillons ont été démoulés soigneusement et conservés jusqu'à l'âge de l'essai dans l'environnement suivant :

- A une température de  $(21 \pm 2) ^\circ \text{C}$  et  $(60 \pm 10)\% \text{HR}$  pour l'essai de retrait.
- A l'eau saturée en chaux pour les autres essais (flexion et compression, module d'élasticité dynamique et statique, absorption d'eau).



Figure 2.9 : Table à chocs électrique.

### 2.3.2 Caractérisation physico-mécanique des mortiers élaborés

#### 2.3.2.1 Variations dimensionnelles (retrait)

L'essai est réalisé selon la norme EN12617-4 [107] sur des éprouvettes prismatiques  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ . La mesure du retrait est effectuée à l'aide d'un rétractomètre muni d'un comparateur digital de division  $10^{-3}$  (Figure 2.10). Après démoulage, on initialise le comparateur à la valeur zéro à l'aide d'une tige étalant, et ensuite les éprouvettes munies de plots à leurs extrémités sont placées en position verticale sur le rétractomètre et la lecture  $L_0$  est prise. Après cela, les lectures sont effectuées au cours du temps. Les dernières lectures sont prises à l'âge de 28 jours.

Le changement de longueur doit être calculé par rapport à la lecture initiale ( $L_0$ ) effectuée après 24 h. La déformation de déplacement doit être exprimée comme la variation de longueur ( $\Delta L$ ) sur la longueur initiale ( $L_0$ ), exprimée en  $\text{mm} / \text{m}$ , avec une précision de mesure exprimée en  $0,001 \text{ mm} / \text{m}$  près.



Figure 2.10 : Appareillage pour la mesure du retrait.

La variation relative de longueur est généralement désignée par  $\varepsilon$  et a pour expression :

$$\varepsilon_{rt} = \frac{\Delta l}{L_0} = \frac{L(t) - L_0}{L_0} \quad (2.2)$$

### 2.3.2.2 Résistances mécaniques

Les résistances mécanique à la traction par flexion et à la compression sont déterminées selon la norme EN 196-1[106].

La résistance à la rupture en traction par flexion est obtenue à partir des essais de flexion trois points effectués sur trois éprouvettes prismatiques  $4 \times 4 \times 16 \text{ cm}^3$ . La machine utilisée est une presse hydraulique de charge maximale 100 kN. L'acquisition et le pilotage sont gérés par un ordinateur muni d'un logiciel de commande qui traite tous les résultats. (Figure 2.11).

La vitesse de chargement a été réglée à 50 N/seconde jusqu'à la rupture. La charge à la rupture  $F_f$  est lue sur le cadran de la presse et la résistance à la traction par flexion est calculée par relation :

$$R_f = \frac{1,5F_f L}{b^3} \quad (2.3)$$

Avec :

$R_f$  est la résistance à la flexion, en MPa;

$b$  est le côté de la section droite du prisme, en mm

$F_f$  est la charge appliquée au milieu du prisme à la rupture, en Newtons;  $L$  est la distance entre les appuis, en millimètres.

Chaque valeur de résistance est la moyenne de trois essais de traction par flexion par échéance et par matériau.

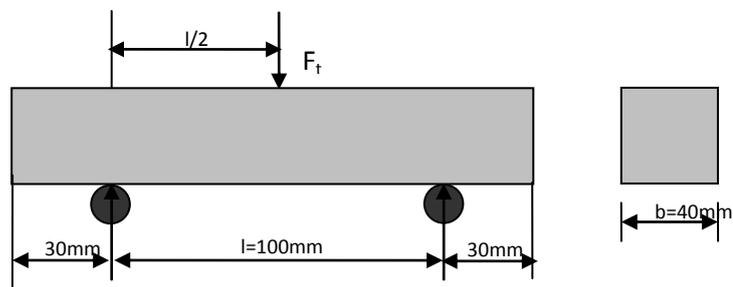


Figure 2.11: Schémas de l'essai de flexion

La résistance à la rupture en compression est déterminée à partir des essais de compression uniaxiale effectués sur six demi-prismes issus des essais précédents (Figure 2.12). La vitesse de chargement a été réglée à  $2400\text{ N/s}$  jusqu'à la rupture.

La section de l'éprouvette étant introduite, l'appareil affiche automatiquement la charge de rupture  $F_C$  (N).

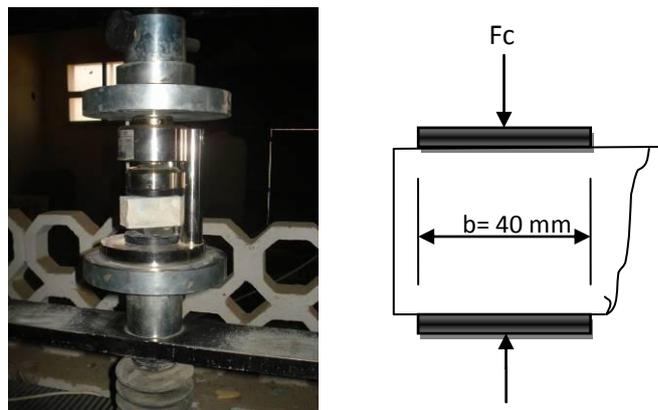


Figure 2.12 : Dispositif de l'essai de compression

Chaque valeur de résistance est la moyenne de six essais de compression par échéance et par matériau.

La résistance à la compression est calculée par relation :

$$R_c = \frac{F_c}{1600} \quad (2.4)$$

Avec :

$R_c$  est la résistance à la compression, en MPa;

$F_c$  est la charge maximale à la rupture, en N;

1600 est la surface des plaques (40 mm × 40 mm), en mm<sup>2</sup>.

### 2.3.2.3 Module d'élasticité

Le module d'élasticité  $E$  des mortiers est mesuré sur trois éprouvettes prismatiques 4x4x16 cm<sup>3</sup> selon la norme EN 13412 [108]. Des essais de compression simple sont réalisés avec une vitesse de chargement de 1000 N/s à l'aide d'un bâti de flexion-compression équipée d'une console du type Automax Smart.

Le module d'élasticité est obtenu à partir des déformations mesurées par des jauges de déformations de 60 mm de longueur collées à la surface d'éprouvettes dans le sens longitudinal soumises à une compression uniaxiale. Les jauges de déformation sont reliées directement à un pont d'extensomètre type Geodatalog série 6000 qui mesure directement la variation de déformations. Les résultats de l'essai; contrainte et déformation sont enregistrées par un système d'acquisition de données à raison d'un point par seconde.

Le module d'élasticité a été calculé à partir des courbes de contrainte-déformation des matériaux. Les valeurs du module d'élasticité est la tangente de la partie linéaire de la courbe (contrainte- déformation), c'est-à-dire entre 0 et 40% de la contrainte maximale. La figure 2.13 présente le dispositif utilisé pour déterminer le module d'élasticité.



Figure 2.13: Dispositif de mesure du module d'élasticité.

### 2.3.3 Durabilité des mortiers élaborés

#### 2.3.3.1 Absorption d'eau par capillarité (sorptivité)

L'essai d'absorption d'eau par capillarité permet de caractériser la capacité de transfert d'eau d'un mortier à absorber et transmettre l'eau par capillarité. Dans cette étude, l'essai est effectué sur des échantillons prismatiques de  $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$  selon la norme EN 1015-18[109] préalablement séchés dans le four à environ  $80^\circ\text{C}$  jusqu'à poids constant. Ils sont ensuite placés dans un bac de sorte que leur surface inférieure jusqu'à 5 mm est en contact avec l'eau.

L'étanchéité latérale est assurée au moyen d'un ruban adhésif pour obtenir un écoulement unidirectionnel (Figure 2.14). Le poids des échantillons est mesuré à différents moments: 6, 18, 30, 60, 120, 180, 720, 1080 et 1440 minutes. La seule précaution à prendre consiste à éliminer la pellicule d'eau retenue sur la face inférieure de l'échantillon avant chaque pesée à l'aide d'un papier absorbant. Les essais sont réalisés dans les conditions de laboratoire ( $T= 20 \pm 2^\circ\text{C}$  et  $\text{HR}= 45 \pm 10 \%$ ). L'essai d'absorption d'eau par capillarité a été effectué après 28 et 180 jours de durcissement. Les six premières heures d'absorption d'eau ont été enregistrées pour déterminer l'absorption initiale connue sous le nom de «sorptivité» du béton [109]. La masse cumulée d'eau absorbée par unité de surface d'entrée (section transversale) à chaque intervalle de temps a été évaluée et la sorptivité  $C_c$  déterminée à partir de la pente de la fonction de l'eau absorbée en fonction de la racine carrée du temps par l'équation suivante :

$$C_c = \frac{M}{S\sqrt{t}} \quad (2.5)$$

**M** : la quantité d'eau absorbée en (g)

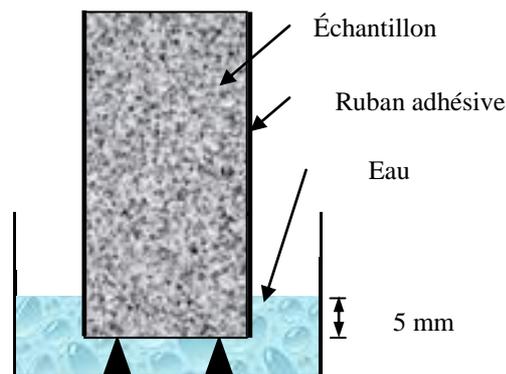
**S** : la surface d'éprouvette en contact avec l'eau en (cm<sup>2</sup>)

**t** : temps d'absorption en (min)

**C<sub>c</sub>** : le coefficient de capillarité en (g.cm<sup>-2</sup>.min<sup>-1/2</sup>)



a) Dispositif expérimental de l'essai d'absorption capillaire.



b) Configuration de l'essai d'absorption d'eau par capillarité

Figure 2.14 : Essai d'absorption d'eau par capillarité.

### 2.3.3.2 Perméabilité au gaz

La perméabilité au gaz d'un mortier ou d'un béton a été mesurée à l'aide d'un perméamètre à charge constante de type CEMBREAU selon la norme XP P 18-463 [111].

Des éprouvettes cylindriques 15x30 cm en béton et en mortier ont été mûris dans un bac rempli d'eau saturée en chaux. Après 21 jours de mûrissement, les échantillons sont sciés parallèlement à la surface d'arasement en excluant au minimum les 10 mm extrêmes ; de manière à obtenir au maximum 3 corps d'épreuve cylindrique d'épaisseur (50 ± 1) mm dans chaque échantillon (Figure 2.15). Après sciage, les corps d'épreuve sont placés en ambiance humide conformément à la norme NF EN 12390-2 [111] jusqu'à la réalisation de l'essai,

lequel interviendra au minimum après 28 jours. Les corps d'épreuve avant enrobage avec aluminium autocollant de la face latérale sont séchés à  $(105 \pm 5) \text{ C}^\circ$  jusqu'à masse constante.



Figure 2.15 : Corps d'épreuve de l'essai de la perméabilité avec enrobage de la face latérale.

L'essai a été réalisé sur trois éprouvettes cylindriques  $(15 \times 5) \text{ cm}^2$  de chaque composition de béton ou de mortier à 28 jours. L'ensemble de montage nécessaire à la réalisation de cet essai est présenté par la figure 2.16.

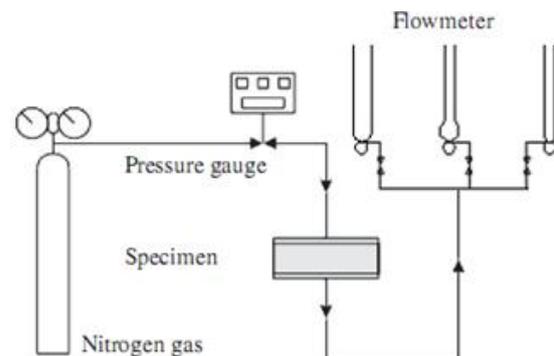


Figure 2.16 : Montage de l'essai de la perméabilité au gaz.

L'essai consiste à soumettre le corps d'épreuve à une pression relative d'entrée constante de gaz (l'oxygène ou l'azote). La perméabilité "apparente"  $K_{app}$  (en  $\text{m}^2$ ) est alors déterminée à partir de la mesure du débit volumique de gaz  $Q$  ( $\text{m}^3/\text{s}$ ) sortant de l'éprouvette en régime permanent. Le gaz utilisé lors des essais présentés est l'Azote ( $\text{N}_2$ ). Alors, la perméabilité apparente  $K_{app}$  a été mesurée sous des gradients de pression relative ( $P_0 - P_1$ ) compris entre 1 et 3 bars par palier de 0,5 bar en régime permanent d'écoulement du gaz et calculée pour chaque palier à l'aide de la relation suivante :

$$K_{app} = \frac{2P_1QL\mu}{A(P_0^2 - P_1^2)} \quad (2.6)$$

Avec :

L: épaisseur du corps d'épreuve (m);

A: Section du corps d'épreuve (m<sup>2</sup>) ;

Q : débit volumique du gaz (m<sup>3</sup>.s<sup>-1</sup>) ;

μ : viscosité dynamique de l'azote (17,510<sup>-6</sup> Pa.s) ;

P<sub>0</sub> : Pression absolue d'entrée (Pa) ;

P<sub>1</sub>: Pression atmosphérique (Pa) ;

### 2.3.3.3 Porosité accessible à l'eau

L'essai est réalisé selon la norme NF EN 18-459 [113] sur des éprouvettes 4x4x4 cm<sup>3</sup> issues du sciage des éprouvettes 4x4x16 cm<sup>3</sup>.

La porosité accessible à l'eau est calculée en pesant la masse d'un corps d'épreuve de mortier après immersion dans l'eau sous vide (pesée hydrostatique), la masse dans l'air libre du même corps d'épreuve imbibé, et enfin la masse du corps après séchage. A partir de ces valeurs, nous définissons, par le calcul, la masse volumique apparente et la porosité totale. Les valeurs obtenues correspondent à la moyenne de trois essais.

La détermination de la masse volumique apparente et de la porosité accessible à l'eau de chaque échantillon se fera par les formules suivantes :

$$\rho_a = \frac{M_{sec}}{M_{air} - M_{eau}} \rho_{eau} \quad (2.7)$$

$$P = \frac{M_{air} - M_{sec}}{M_{air} - M_{eau}} \cdot 100 \quad (2.8)$$

Avec :

M<sub>air</sub> : Masse de l'échantillon saturée d'eau pesée dans l'air (g) ;

M<sub>sec</sub> : Masse de l'échantillon sèche (g) ;

M<sub>eau</sub> : Masse de l'échantillon saturé d'eau pesée sous l'eau (pesée hydrostatique) (g) ;

ρ<sub>eau</sub> : Masse volumique de l'eau (kg/m<sup>3</sup>).

### 2.3.4 Adhérence des mortiers élaborés

#### 2.3.4.1 Essai de cisaillement oblique (Slant shear)

L'essai de cisaillement oblique ou cisaillement avec compression « Slant-shear » est l'une des méthodes les plus couramment utilisées pour évaluer la contrainte d'adhérence entre les mortiers de réparation et l'ancien béton (substrat) selon la norme ASTM C882 [112]. Dans cet essai, le matériau de réparation est collé à un échantillon de béton de substrat sur un plan elliptique incliné d'un angle de 30 ° par rapport à l'axe de chargement pour former un cylindre composite de 100 x 200 mm comme le montre la figure 2.17

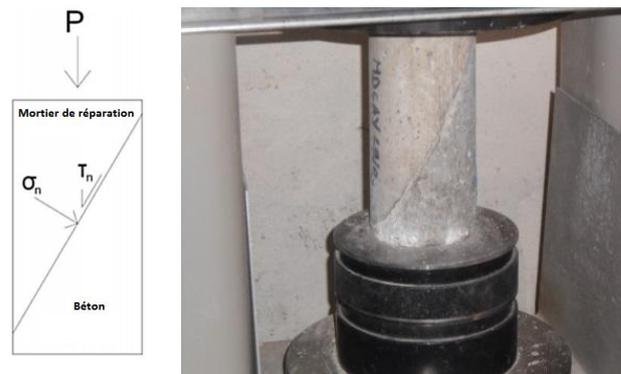


Figure 2.17: Forme de composite béton-mortier de l'essai de cisaillement oblique.

La partie substrat de l'échantillon a été confectionnée dans des moules métalliques placés à un angle d'inclinaison de 30°. Après 24 heures de confection, les échantillons ont été démoulés et conservés dans l'eau saturée en chaux ; jusqu'à l'âge de l'application de mortier de réparation. La surface inclinée des substrats a été traitée par polissage, brossage et jet d'eau à haute pression avant l'application de mortier. Les mortiers de réparation ont été coulés au-dessus de la surface traitée du spécimen de béton du substrat. Après 24 heures de conservation dans une chambre de conservation, et après démoulage, les échantillons cylindriques composites ont été conservés dans l'eau saturée en chaux, une seconde fois (Figure 2.18). Les éprouvettes cylindriques ont été testées en compression selon la norme ASTM C39 [113] à l'âge de 28 jours. La contrainte d'adhérence par cisaillement oblique est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{aco} = \frac{4F_{rc}}{\pi D^2} \sin 30 \quad (2.9)$$

où;

$\sigma_{aco}$  : Contrainte d'adhérence par cisaillement oblique (MPa) ;

$F_{rc}$  : Force de rupture (kN) ;

$D$  : Diamètre du cylindre (mm).



Figure 2.18 : Préparation des échantillons pour l'essai de cisaillement oblique (Slant-shear).

#### 2.3.4.2 Essai d'arrachement (Pull-off)

Dans le domaine de la réparation, l'essai d'adhérence-traction (pull-off test) est le plus largement répandu. L'essai pull-off comme décrit dans la norme EN 1542 [114], permet de déterminer la contrainte d'adhérence en traction des réparations, et d'identifier le mode de rupture. L'évaluation de la force de rupture et l'observation de la surface de rupture vont apporter des informations fondamentales sur la qualité et le comportement de la couche rapportée sur son support.

L'évaluation de l'adhérence d'une couche d'apport est mesurée en appliquant ce revêtement sur un béton support, dont la composition et les caractéristiques seront présentées à la fin de ce chapitre. Afin de réaliser l'essai d'arrachement pour les différents types de mortiers élaborés, six dalles de béton de référence (substrats) de  $(30 \times 30 \times 10) \text{ cm}^3$  ont été confectionnés.

Les substrats ont été recouverts d'un film de polyéthylène pendant 24 h après  $(20 \pm 2) \text{ C}$ , démoulés et conservés dans l'eau de chaux saturée à  $20 \pm 2 \text{ }^\circ \text{ C}$ . Après 28 jours, la surface du substrat en béton a subi le même traitement que l'essai du cisaillement oblique, et le mortier de réparation était par la suite appliqué. Après 28 jours, des carottages sont effectués perpendiculaire sur l'ensemble mortier - substrat. Des disques métalliques circulaires sont collés par la suite sur le mortier avec une résine époxy appropriée. Lorsque la résine a atteint une résistance suffisante, une force est appliquée sur le disque au moyen d'un dispositif qui, à son tour, réagit contre le disque. La figure 2.19 illustre les étapes à suivre pour cet essai.

L'essai est exécuté en appliquant l'effort de traction sans choc, d'une manière continue et uniforme, à une vitesse permettant une augmentation régulière de la contrainte de  $35 \pm 15 \text{ kPa/s}$  jusqu'à la rupture. On en déduit habituellement :

- la force de rupture;
- le mode de rupture.

La contrainte d'adhérence par arrachement est calculée par la formule suivante :

$$\sigma_{aco} = \frac{4F_{ra}}{\pi D^2} \quad (2.10)$$

où;

$\sigma_{aar}$  : Contrainte d'adhérence par arrachement (MPa)

$F_{ra}$  : Force d'arrachement de rupture (kN)

D : Diamètre de la pastille métallique (mm)



Figure 2.19 : Préparation des échantillons pour l'essai d'arrachement (Pull-off).

#### 2.4 Formulation du béton de référence (substrat)

De nombreuses méthodes sont proposées pour formuler un béton et qui sont la méthode de Bolomey , de Faury , de Vallette , de Dreux-Gorisse , .....etc . Dans notre étude, la méthode expérimentale choisie pour la formulation de béton est la méthode de Dreux-Gorisse.

La méthode de formulation de Dreux-Gorisse permet de déterminer les quantités optimales de matériaux (eau E, ciment C, sable S, gravier) nécessaires à la confection d'un mètre cube de béton conformément au cahier des charges.

Plusieurs étapes de calcul successives sont nécessaires à l'obtention de la formulation théorique de béton sur la base des deux critères de résistance et de maniabilité :

- Détermination du rapport C/E
- Détermination de C et E
- Détermination du mélange optimal à minimum de vides
- Détermination de la compacité du béton
- Détermination des masses de granulats

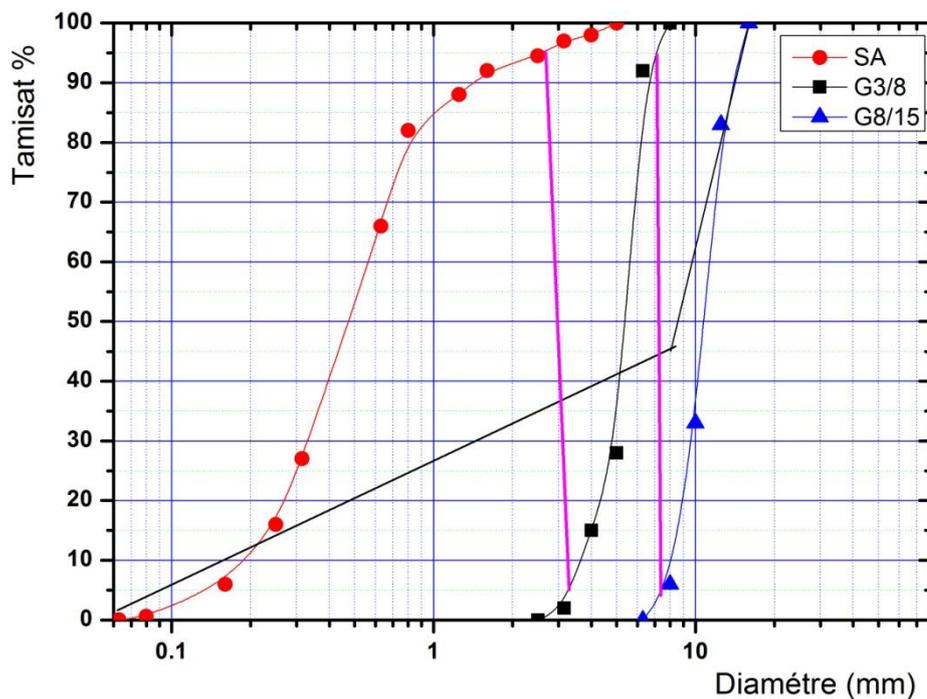
Pour déterminer la maniabilité de notre béton, on a procédé à l'essai d'affaissement au cône d'Abrams selon la norme EN 12350-2 [117]. On remplit le cône en trois couches

piquées chacune de 25 coups avec une tige métallique de 16 mm de diamètre, la surface de béton sera arasée, enfin le moule sera soulevé avec délicatesse et l'on mesure aussitôt après l'affaissement.

Un ciment Portland composé CEMII/B-L 42.5 N; deux classes de gravier calcaire 3/8, 8/15 et un sable alluvionnaire 0/5 ont été utilisés pour la formulation du béton de référence. Ces caractéristiques sont présentées antérieurement dans le tableau 2.1.

L'obtention des caractéristiques requises pour le béton, passe impérativement par la mise au point de compositions qui consiste à définir le mélange optimal des différents constituants.

La synthèse des résultats de la méthode de Dreux-Gorisse nous a permis d'établir la courbe (Figure 2.20) du mélange qui nous sert par la suite de déterminer les proportions des différents constituants.



Les résultats de la formulation sont regroupés dans le tableau suivant :

Tableau 2.6: Composition du béton de référence / m<sup>3</sup>

Matériaux	Masse [kg]
Ciment	350
Sable 0/5	726
Gravier 3/8	150
Gravier 8/15	916
Eau totale	213,5

Pour le gâchage des bétons, les constituants (granulats, sable) sont préalablement lavés et séchés à l'étuve à une température de  $110 \pm 5^\circ \text{C}$  pendant 24 heures puis refroidis à l'air ambiant.

Pour la mise en œuvre des bétons, on confectionne des éprouvettes cylindriques (16 x 32) cm<sup>2</sup> pour la détermination de la résistance à la compression afin de valider la formulation théorique.

D'autres échantillons prismatiques ont été confectionnés pour déterminer la résistance à la traction par flexion. Les résultats des essais sur le béton à l'état frais et à l'état durci sont :

- Affaissement : 70 mm
- Résistance à la compression à 28 jours :  $f_{c28} = 30 \pm 2 \text{ MPa}$
- Résistance à la traction par flexion à 28 jours :  $R_f = 6,5 \pm 0,5 \text{ MPa}$

## 2.5 Synthèse

Ce chapitre a permis de présenter les caractéristiques des matériaux utilisés pour l'élaboration des différents mortiers et du béton substrat à savoir les granulats (gravier, sable alluvionnaire, sable calcaire et sable de dune) provenant de la région la ville de Laghouat, le ciment Matine CEMII/B-L 42.5 N de la cimenterie Lafarge de Msila, le superplastifiant Medaplast SP40 produit par « Granitex Algérie », et les fibres végétale d'Alfa de la région de laghouat. Après avoir caractérisé les matières premières, nous avons présenté les techniques expérimentales utilisées.

## **CHAPITRE 3**

### **FORMULATION DES MORTIERS DE REPARATION**

## **FORMULATION DES MORTIERS DE REPARATION**

### **3.1 Introduction**

La réparation et la réhabilitation des structures en béton armé ne peuvent réussir que si le nouveau matériau (matériau de réparation) est compatible avec le vieux béton (substrat). Des problèmes peuvent survenir lorsqu'un mortier de réparation dimensionnellement instable est appliqué sur l'ancien béton [118]. Donc un matériau de réparation ayant une bonne capacité déformationnelle sera un matériau qui sera soumis à peu de déformations empêchées.

De plus, la compatibilité entre le mortier de réparation et le substrat est principalement influencée par plusieurs facteurs comprenant des propriétés mécaniques (résistance à la compression et à la flexion, module d'élasticité, etc.) et des caractéristiques de durabilité (retrait par séchage et absorption capillaire). Par conséquent, la compatibilité est le critère principal considéré dans le choix du matériau de réparation [119].

De nombreuses études sur des mortiers à base de sable dunaire ont été réalisées. Les résultats de la recherche montrent que le mortier de sable dune a une résistance à la compression relativement basse et un retrait important. L'addition de fibres de toutes natures au mortier, la correction du sable de dune par un autre sable et l'ajout d'un superplastifiant peuvent conduire à la diminution du retrait, l'augmentation des résistances à la compression et à la traction, et permettent aussi d'améliorer certaines caractéristiques comme la porosité, le module d'élasticité dynamique. Tout ceci nous a fait penser à l'élaboration d'un composite à base de sable dunaire-calcaire renforcé par des fibres d'Alfa favorable pour une réparation structurelle.

Dans ce chapitre, nous allons présenter l'effet de l'ajout des fibres végétale d'alfa, de superplastifiant SP40, et la correction granulométrique du sable de dunes par un sable calcaire, sur l'amélioration des caractéristiques physico-mécaniques et rhéologiques des mortiers élaborés. Dans ce cadre six types de mortier ont été réalisés :

- Un mortier à base de sable dunaire dénoté MD
- Un mortier à base de sable dunaire adjuvanté dénoté MDA
- Un mortier à base de sable dunaire adjuvanté et fibré dénoté MDAV
- Un mortier à base de sable dunaire-calcaire dénoté MDC
- Un mortier à base de sable dunaire-calcaire adjuvanté dénoté MDCA
- Un mortier à base de sable dunaire-calcaire adjuvanté et fibré dénoté MDCAV

Le mortier à formuler est un mortier de réparation qui doit satisfaire les deux critères suivants, recommandés par plusieurs chercheurs :

- Résistances mécaniques (compression, flexion)
- Compatibilité dimensionnelle (retrait, module d'élasticité)

Les deux critères dépendent directement de la formulation et en vue de les atteindre, nous avons suivi la démarche résumée dans l'organigramme présenté dans la figure 3.1

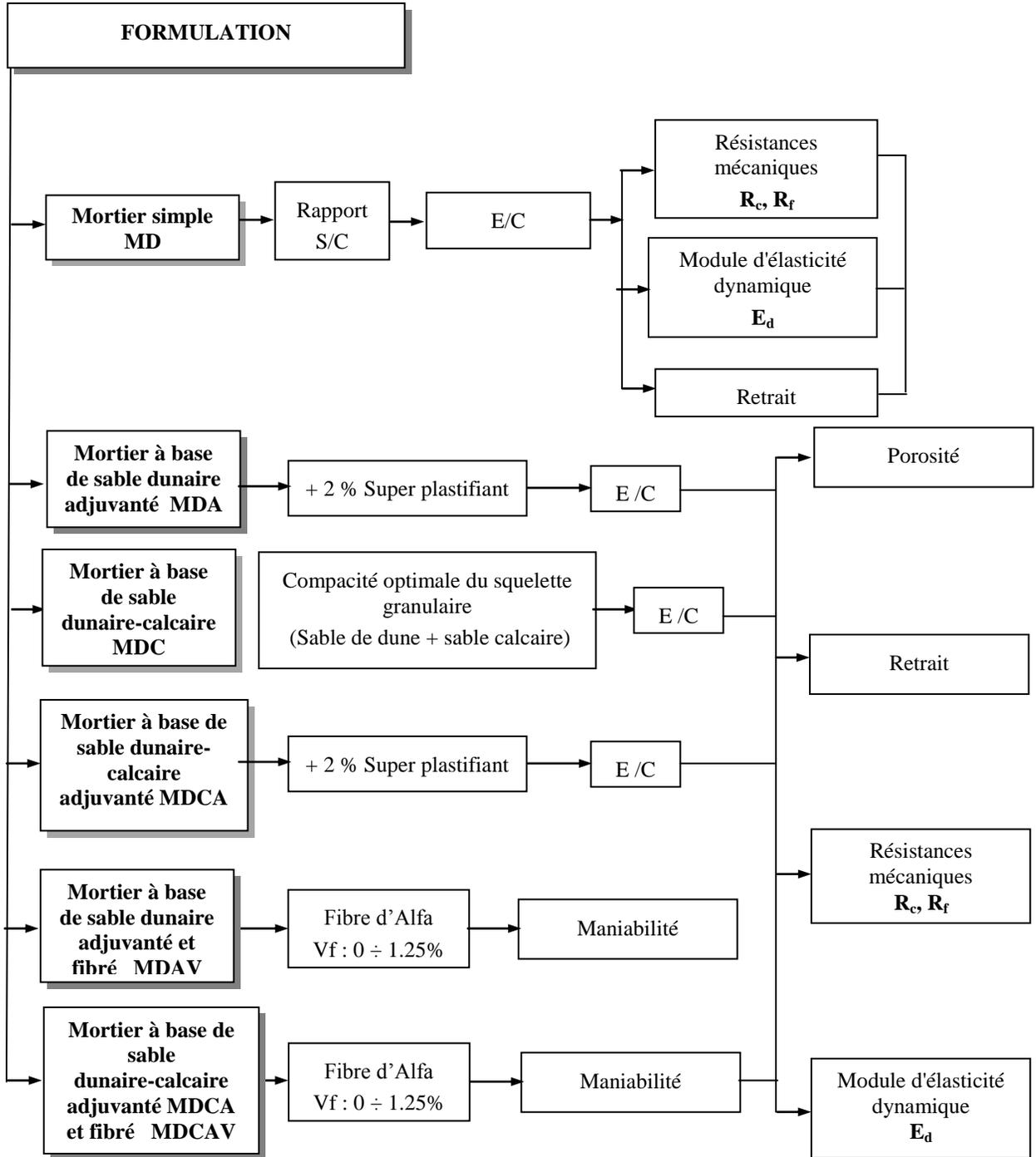


Figure 3.1 : Organigramme de formulation des différents types de mortiers

### 3.2 Mortier simple (de base) : (MD)

Dans la formulation de ce mortier, nous avons utilisé seulement un sable dunaire, un ciment et l'eau de gâchage.

L'optimisation du rapport sable/ciment consiste à développer les meilleures caractéristiques du mortier à l'état frais et durci pour assurer une meilleure performance du mortier. Le principe de la méthode consiste à rechercher la composition optimale pour les rapports Sable/ciment de 2 à 4,5 avec un étalement fixe de  $(110 \pm 5)$  % pour toutes les compositions tout en faisant varier le rapport E/C.

#### 3.2.1 Détermination du rapport E/C en fonction du rapport S/C

Afin d'obtenir un mortier à maniabilité plastique nous recherchons les valeurs des rapports E/C correspondant à chaque valeur du rapport S/C. Nous constatons que le rapport E/C diminue alors que la masse volumique augmente avec la diminution du rapport S/C (Tableau 3.1 et Figures 3.2 et 3.3).

Tableau 3.1 : Variation du rapport E/C en fonction du rapport S/C

<b>Rapport S/C</b>	4,50	4,00	3,50	3,00	2,50	2,00
<b>Rapport E/C</b>	1,05	0,93	0,81	0,70	0,61	0,5
<b>Masse volumique <math>\rho_a</math> (état durci) (kg/m<sup>3</sup>)</b>	1776	1849	1895	1946	1972	2014

Les résultats trouvés peuvent être expliqués par le fait que la substitution d'un volume de sable par un volume égal de ciment a pour effet de diminuer le rapport E/C nécessaire pour une maniabilité plastique suite au rôle lubrifiant joué par les petites particules du ciment. La diminution de la masse volumique avec l'accroissement du rapport S/C est une conséquence du remplacement d'une quantité de ciment par une quantité de sable présentant une densité plus faible.

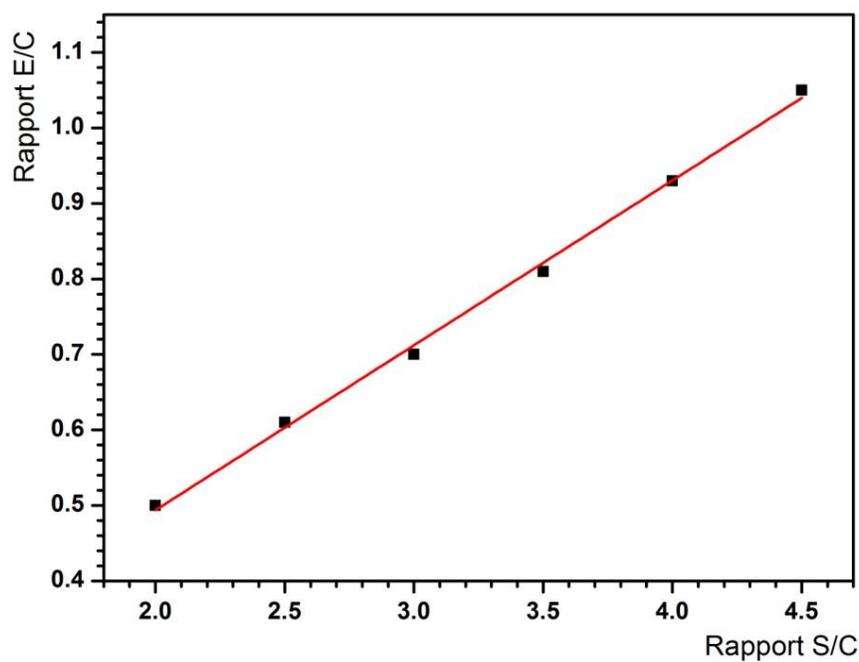


Figure 3.2 : Relation du rapport E/C avec le rapport S/C pour une maniabilité plastique.

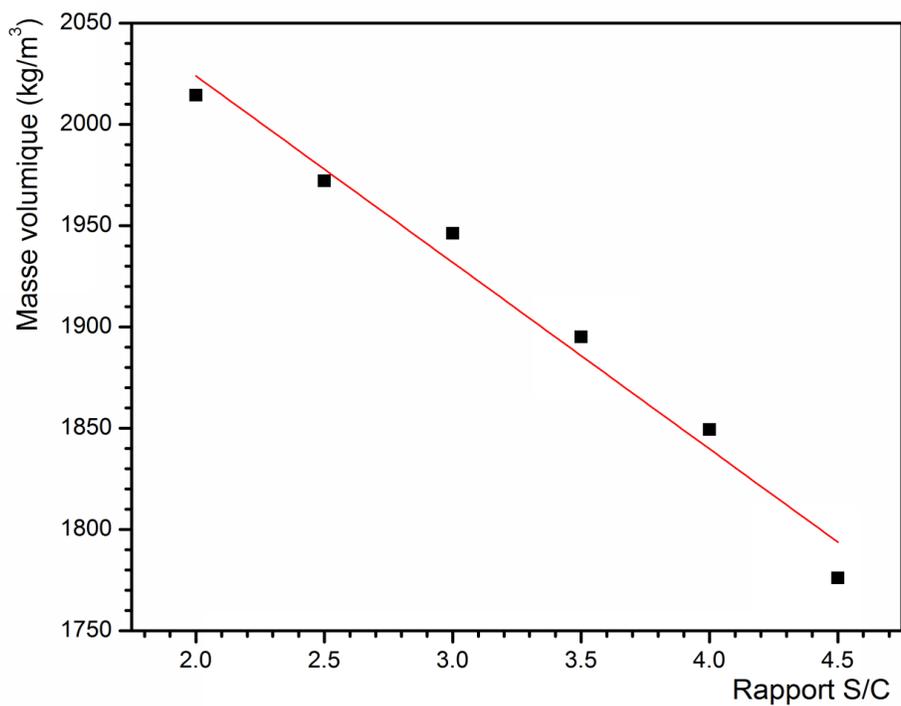


Figure 3.3 : Effet du rapport S/C sur la masse volumique à l'état durci à 28 jours.

### 3.2.2 Effet du rapport S/C sur les résistances mécaniques

A 28 jours, les résistances mécaniques en flexion trois points des mortiers obtenus sur trois éprouvettes prismatiques  $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$ , et en compression obtenues sur six demi prismes issues des essais précédents, sont regroupés dans le tableau 3.2. Les figures 3.4 et 3.5 montrent que les résistances en compression et en flexion augmentent lorsque le rapport S/C diminue. Cette augmentation de la résistance est logique parce que la diminution du rapport S/C conduit à une diminution du rapport E/C (Figure 3.4) qui est le paramètre de base de contrôle de la résistance.

Tableau 3.2 : Résistances mécaniques des mortiers à 28 jours

S/C	Résultats expérimentaux (MPa)			Résultats analytique équations (3.1) et (3.2) (MPa)
	Résistances	Moy.	C.V(%)	
4,50	$R_{c28}$	17,93	3,99	18,58
	$R_{f28}$	2,32	4,17	2,51
4,00	$R_{c28}$	20,30	3,03	19,40
	$R_{f28}$	3,05	9,32	2,96
3,50	$R_{c28}$	21,80	4,87	21,04
	$R_{f28}$	3,45	2,85	3,40
3,00	$R_{c28}$	22,37	4,91	24,26
	$R_{f28}$	4,09	8,56	3,85
2,50	$R_{c28}$	31,70	3,47	30,62
	$R_{f28}$	4,25	3,41	4,29
2,00	$R_{c28}$	43,00	3,25	43,19
	$R_{f28}$	4,59	2,85	4,74

L'évolution des résistances mécaniques en compression et en flexion des mortiers en fonction du rapport S/C peut être décrite par les deux relations de régression suivantes :

➤ Compression :  $R_{c28} = 17,73 + 387,3 \text{ Exp } -1,361 \left( \frac{S}{C} \right)$  (3.1)

$$R^2 = 0,976$$

➤ Flexion :  $R_{f28} = 6,52 - 0,8909 \left( \frac{S}{C} \right)$  (3.2)

$$R^2 = 0,955$$

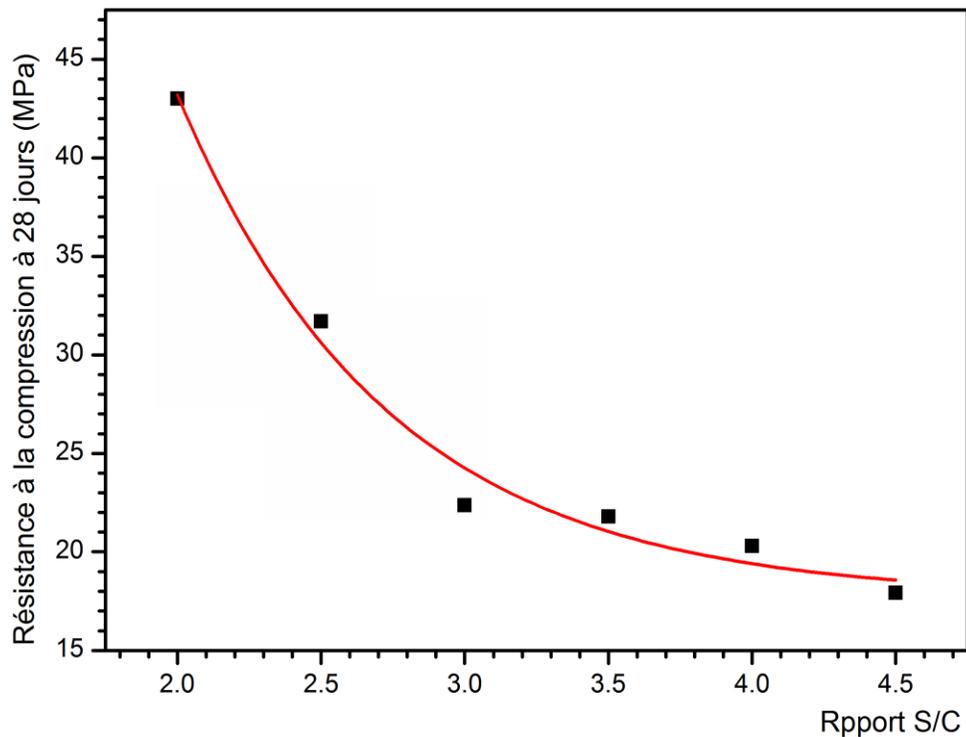


Figure 3.4 : Effet du rapport S/C sur la résistance à la compression.

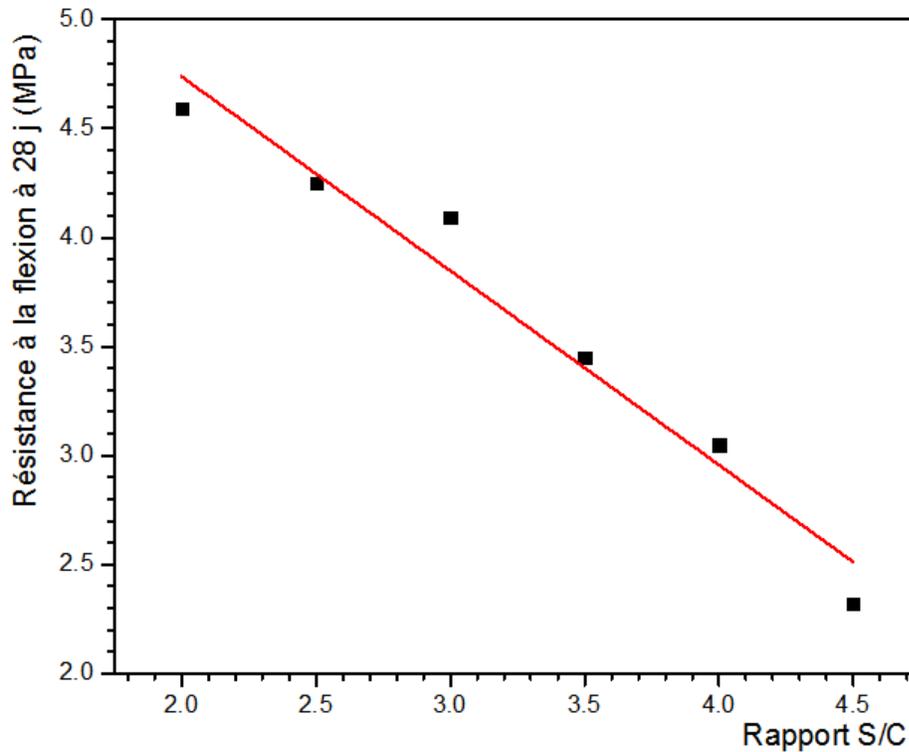


Figure 3.5 : Effet du rapport S/C sur la résistance à la flexion.

### 3.2.3 Effet du rapport S/C sur le retrait

Le retrait du béton est souvent à l'origine de la fissuration, d'une redistribution des contraintes, et même, plus rarement, de la ruine de l'ouvrage. Cette variation dimensionnelle dépend de plusieurs paramètres tels que la composition de mortier, la qualité de ses constituants, la taille des éléments ainsi que les conditions extérieures de conservation [120].

La variation du retrait des mortiers en fonction du temps représentée dans la figure 3.6 confirme la tendance trouvée dans la plupart des matériaux cimentaires. En effet, la majorité du retrait ( $\cong 70\%$ ) des mortiers confectionnés s'effectue à jeune âge (les deux premières semaines). En outre, l'évolution du retrait en fonction de l'âge semble montrer la même allure pour tous les mortiers confectionnés.

La figure 3.7, donnant la variation du retrait à 28 jours en fonction du rapport S/C, met en évidence de façon assez claire l'influence de la quantité de sable sur le retrait. La diminution du retrait est liée à l'augmentation de la quantité du sable dans la matrice

consécutives à l'accroissement du rapport S/C. Ceci est expliqué probablement d'une part par la réduction de la quantité de ciment (fines), et d'autre part, par l'augmentation de sable qui empêche la variation dimensionnelle due au retrait. Ce résultat est en accord avec ceux données par la littérature [121, 122].

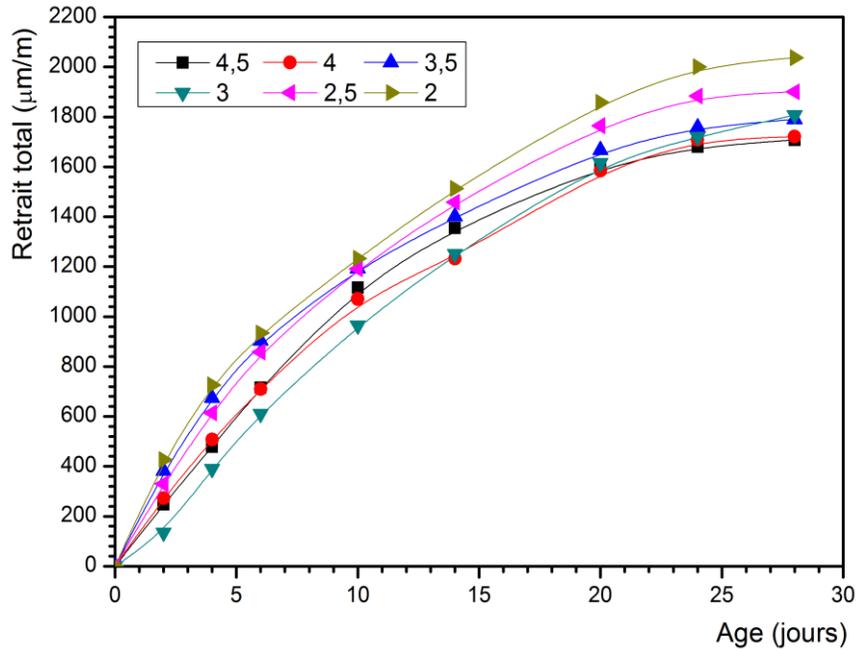


Figure 3.6 : Evolution du retrait en fonction de l'âge pour différents rapports de S/C.

Les courbes illustrées à la figure 3.7 montrent l'effet de rapport S/C sur le retrait à 28 jours. La figure montre que le retrait est inversement proportionnel avec le rapport S/C, c.-à-d. lorsque le volume de sable augmente le retrait diminue. Ceci est expliqué par l'empêchement de retrait par les particules du sable. L'amplitude de diminution de retrait dépend des propriétés élastiques de la pâte de ciment et des agrégats. Les résultats s'accordent bien avec la théorie de l'élasticité; si la courbe est convexe ou concave dépend des valeurs relatives du module d'élasticité de la pâte de ciment et des agrégats [82, 123].

Une très bonne corrélation de la loi d'évolution du retrait des mortiers confectionnés en fonction du rapport S/C semble être obtenue en utilisant les deux équations des modèles représentés dans les figures 3.6 et 3.7 :

$$\text{Modèle 1 : } \varepsilon_{r28} = 1567,61 + 1621,54e^{-0,624(S/C)} \quad (3.3)$$

$$R^2 = 0,975$$

$$\text{Modèle 2 : } \varepsilon_{r28} = -14,7(S/C)^3 + 185,6(S/C)^2 - 866,68(S/C) + 3142,45 \quad (3.4)$$

$$R^2 = 0,962$$

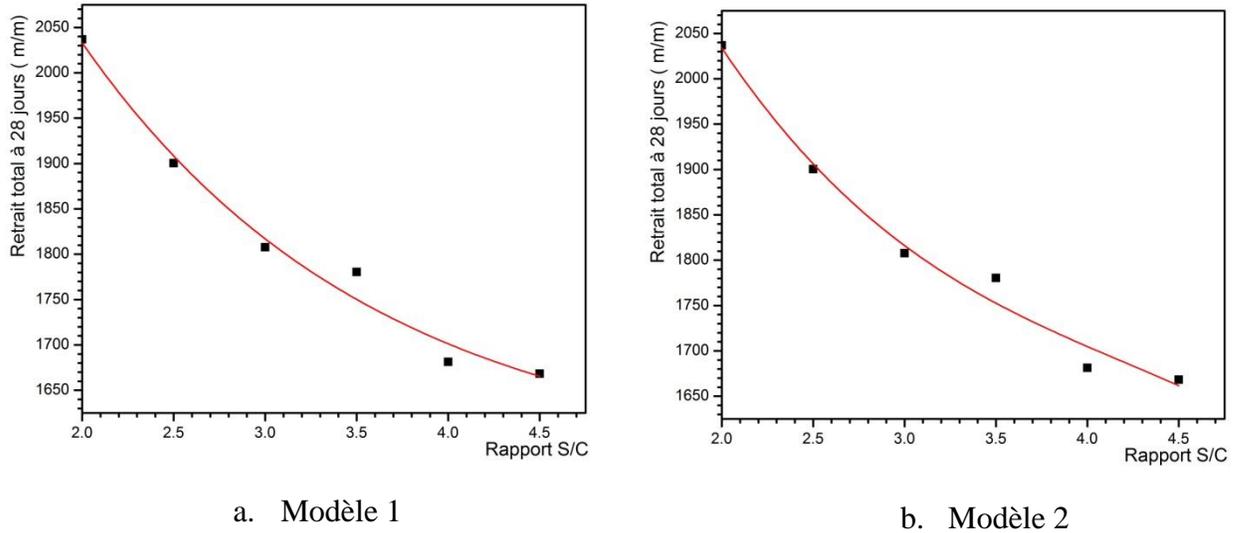


Figure 3.7 : Effet de rapport S/C sur le retrait à 28 jours

La forme non linéaire représentée (hyperbolique ou exponentielle) par la figure 3.6 est similaire à celle proposés par Kiyoshi Eguchi [122], Zhu et al. [125], et Benoît Bissonnette [81].

Les coefficients du modèle ont été calculés en traitant les résultats expérimentaux du présent travail avec une analyse de régression non linéaire à l'aide d'un logiciel Origin Pro 8.0.

Les prédictions de ces modèles sont très proches des résultats réels. Les coefficients de corrélation entre les valeurs observées et prédites étaient de 0,975 et 0,962 pour la régression exponentielle et hyperbolique respectivement. Ces modèles s'avèrent être un bon outil pour prédire les déformations de retrait du mortier.

#### 3.2.4 Relation retrait – variation pondérale de la masse

La figure 3.8 montre la relation entre le retrait à 28 jours pour différents rapports S/C et variations pondérales de la masse de l'échantillon. Cette relation montre que la perte en masse

maximale correspond au maximum de S/C sans effet apparent sur le retrait, ce qui nous permet de postuler que le dosage en eau n'est pas un facteur d'influence du premier ordre sur le retrait des mortiers étudiés. Neville [122] a montré que le dosage en eau du béton influence le retrait dans la mesure où il réduit le volume de granulats qui empêchent ce retrait.

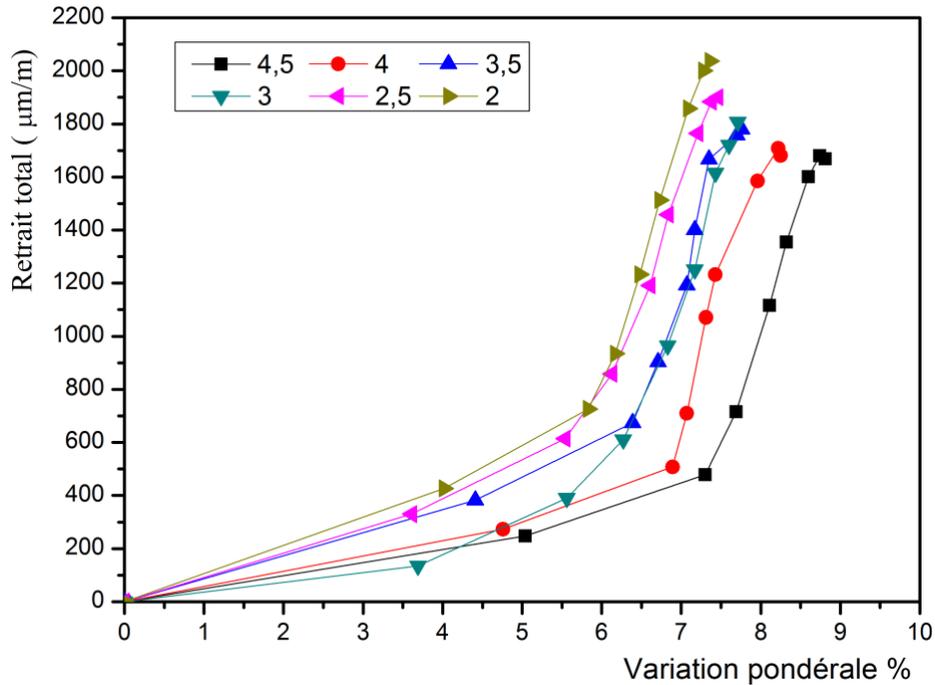


Figure 3.8: Evolution du retrait en fonction de la variation pondérale de masse pour différents rapports S/C.

D'autre part, on peut observer que la perte d'eau libre aux premiers stades de séchage entraîne peu de retrait, alors que cette tendance s'inverse à des stades de séchage plus avancés.

Les mélanges avec un rapport S/C relativement important ont tendance à avoir une quantité d'eau importante (adsorbée et capillaire) pour avoir une maniabilité plastique. Dans ce cas, la disparition de l'eau des capillaires se fait sans provoquer de retrait. Par contre, une fois que l'eau des capillaires disparue, l'eau adsorbée (l'eau contenue dans les pores de gel) se mobilise et cause le retrait [82, 122].

### 3.2.5 Effet du rapport S/C sur la vitesse d'auscultation sonore et module d'élasticité dynamique

L'essai d'auscultation sonore réalisé sur des éprouvettes prismatiques permet de calculer la vitesse d'auscultation sonore et d'estimer le module d'élasticité dynamique des

mortiers avec différents rapports S/C. Les résultats regroupés dans le tableau 3.4 montrent que la vitesse d'auscultation sonore et le module d'élasticité dynamique augmentent linéairement avec la diminution du rapport S/C (Figures 3.9 et 3.10). Comme la vitesse d'auscultation sonore dans les vides est inférieure à celle dans les matières solides, plus le rapport S/C est grand, plus le volume des pores est grand et plus la vitesse des auscultations propagées dans le mortier est petite. Cette diminution est probablement due à la porosité qui est inversement proportionnelle au rapport S/C.

Des corrélations linéaires données par les équations 3.5 et 3.6 permettent de représenter l'évolution de la vitesse d'auscultation sonore et du module d'élasticité dynamique en fonction du rapport S/C :

$$E_{d28} = 28250,5 - 3126,9 \left( \frac{S}{C} \right) \quad (3.5)$$

$$R^2 = 0,986$$

$$V_{as28} = 3900,53 - 205,49 \left( \frac{S}{C} \right) \quad (3.6)$$

$$R^2 = 0,970$$

Tableau 3.3 : Vitesse d'auscultation sonore et module d'élasticité dynamique des mortiers à 28 jours

S/C	Vitesse d'auscultation sonore $V_{as28}$			Module d'élasticité dynamique $E_{d28}$		
	Résultats expérimentaux		Résultats analytiques (m/s)	Résultats expérimentaux		Résultats analytiques (MPa)
	Moyenne (m/s)	C.V (%)		Moyenne (MPa)	C.V (%)	
4,50	2938,3	0,74	2975,8	13800	1,48	14180
4,00	3116,8	0,79	3078,6	16170	1,58	15743
3,50	3207,9	1,01	3181,3	17552	2,01	17306
3,00	3256,5	0,31	3284,1	18575	0,62	18870
2,50	3396,7	1,48	3386,8	20479	2,96	20433
2,00	3479,9	0,87	3489,6	21954	1,74	21997

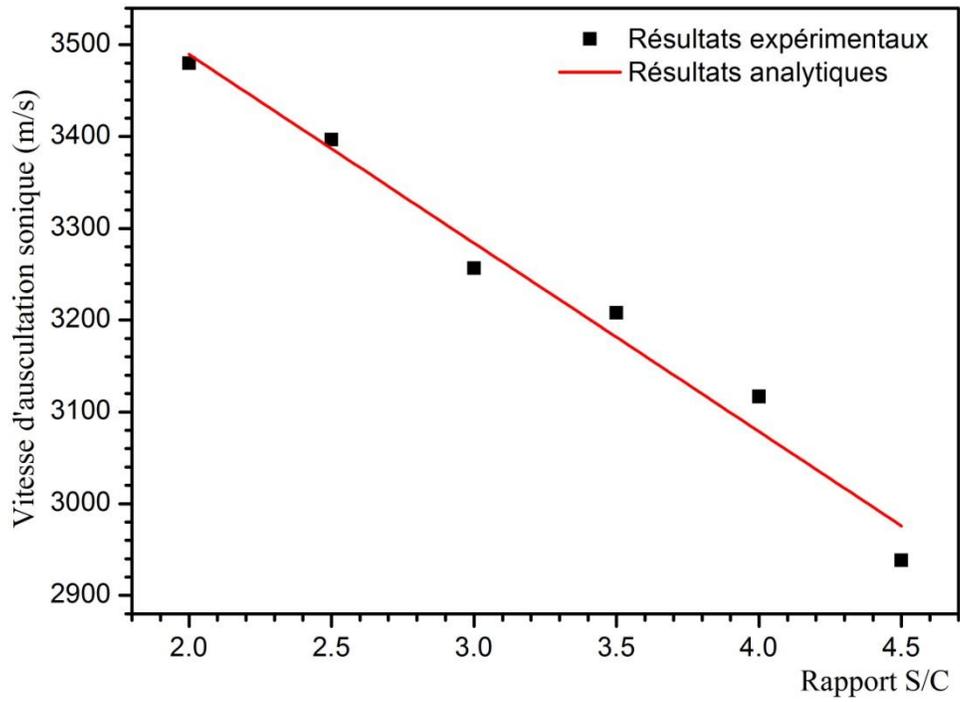


Figure 3.9 : Evolution de la vitesse d'auscultation sonore  $V_{asd28}$  en fonction du rapport S/C

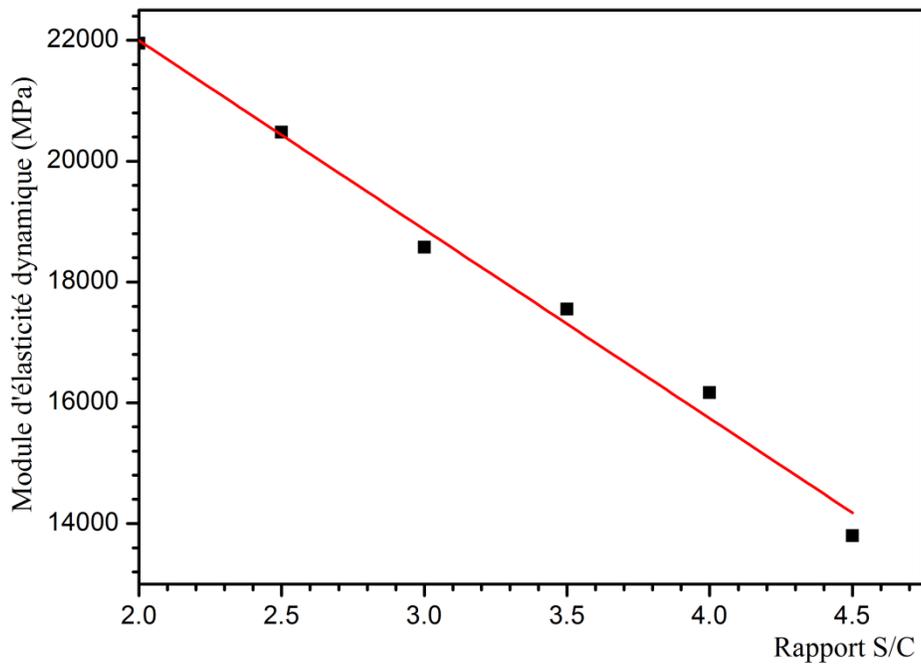


Figure 3.10 : Evolution du module d'élasticité dynamique  $E_{d28}$  en fonction du rapport S/C

### 3.2.6 Corrélation entre la résistance à la compression et la vitesse d'auscultation sonore

Plusieurs modèles théoriques ont été développés pour la prédiction des relations entre la vitesse de l'impulsion et les propriétés physico-mécaniques, telles que le module d'élasticité, la résistance à la compression, la densité, la porosité et la perméabilité. Ils s'intéressent également à la corrélation entre les vitesses d'impulsion et les caractéristiques du ciment, telles que le rapport eau / ciment, la granulométrie, le processus d'hydratation et les effets de la cure [126]. Le module d'élasticité dynamique ( $E_d$ ) est l'un des facteurs essentiels pour évaluer la qualité et la performance structurelle du béton [127–130].

Plusieurs relations entre la vitesse d'auscultation sonore et la résistance à la compression du béton ont été proposées par différents chercheurs. Sturup et al. [131], Seonguk et Seunghun [132] ont proposé une relation logarithmique entre la vitesse d'auscultation sonore et la résistance à la compression, tandis que Price et Haynes [131], Phoon et al., [134] et Ben-Zeitun [133], Chien-Chih et al. [136], Mahure et al. [137], Moghadam et al. [138] ont suggéré des relations linéaires, mais les relations exponentielles sont les plus couramment utilisées [122, 126, 139–148]. En outre, Breysse [149] a constaté que la résistance à la compression du béton peut être évaluée par la vitesse d'auscultation sonore et que le modèle prédit peut être développé par une fonction de loi linéaire, exponentielle et de puissance. Les différentes relations proposées dans la littérature montrent l'influence de la composition du béton, le type d'agrégat, le type de ciment, l'âge du béton, la teneur en humidité et autres facteurs sur la résistance à la compression et la vitesse d'auscultation sonore [146, 150, 151].

La relation exponentielle entre la résistance à la compression et la vitesse de propagation prend la forme exprimée par l'équation suivante :

$$R_c = a e^{bV_{as}} \quad (3.7)$$

Avec :

$R_c$  : Résistance à la compression du béton (MPa)

$V_{as}$  : vitesse d'auscultation sonore (m/s)

$a$  et  $b$  = constantes empiriques dépendant de la résistance, la composition, volume des vides, ainsi que la cure du béton [142].

Par conséquent, dans cette étude, nous avons exploré la relation entre la vitesse d'auscultation sonique et la résistance à la compression. La figure 3.11 illustre la relation entre la résistance à la compression et la valeur la vitesse d'auscultation sonique pour différents rapport S/C. L'expression proposée à cette corrélation est une relation de forme exponentielle présentée par l'équation (3.9) avec un coefficient de corrélation de 0,872. L'analyse de régression montre une bonne corrélation entre les valeurs de résistance à la compression et de vitesse d'auscultation sonique.

$$R_{c28} = 0,0446e^{0,001957V_{as28}} \quad (3.8)$$

$$R^2 = 0,872$$

La variation de la résistance à 28 jours des différents mortiers avec le module d'élasticité dynamique est montrée dans les figures 3.12, elle suit une loi exponentielle donnée par l'équation suivante :

$$R_{c28} = 2,465e^{0,000127E_{d28}} \quad (3.9)$$

$$R^2 = 0,887$$

Cette relation suggère que, l'augmentation du module d'élasticité dynamique conduit à l'accroissement de la résistance à la compression.

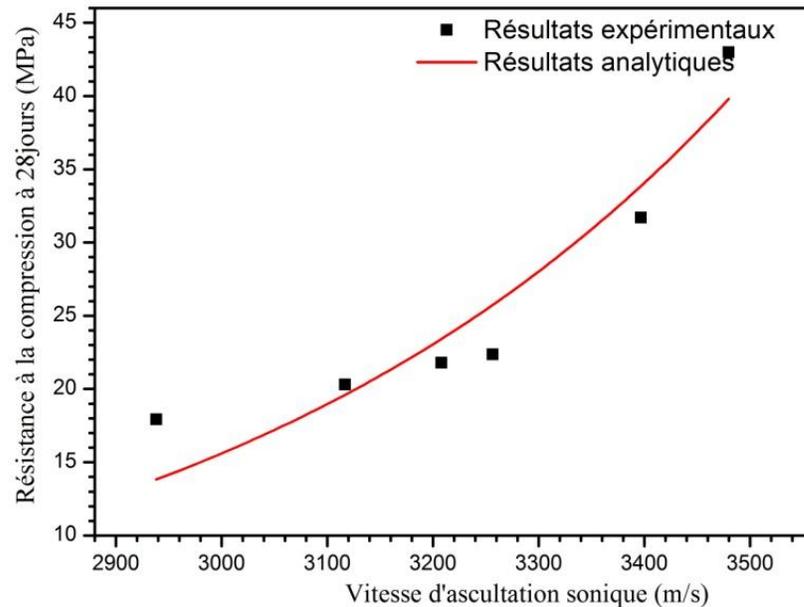


Figure 3.11 : Evolution de la résistance à la compression  $R_{c28}$  en fonction de la vitesse d'auscultation sonique  $V_{as28}$

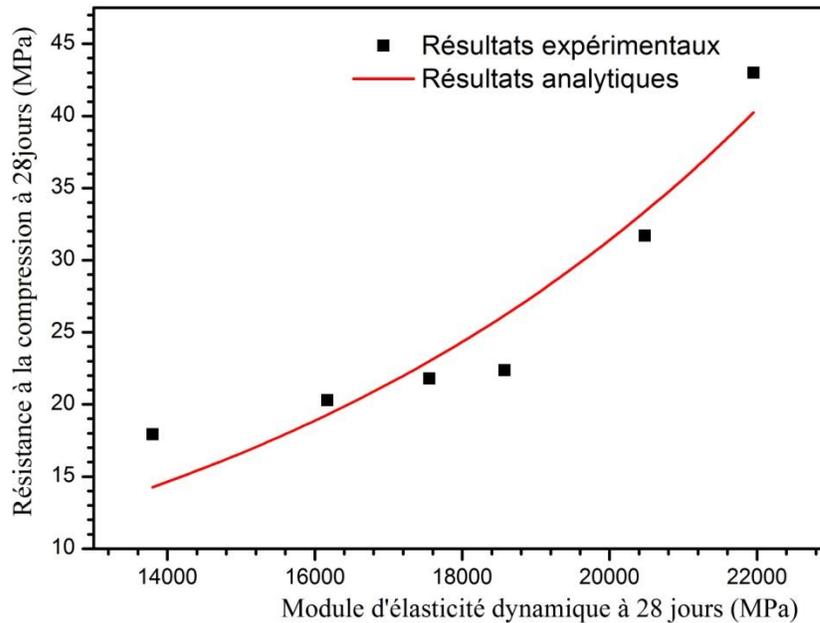


Figure 3.12 : Evolution de la résistance à la compression  $R_{c28}$  en fonction du module d'élasticité dynamique  $E_{d28}$

Une relation exponentielle entre la résistance à la compression et module d'élasticité dynamique d'un béton normale a été proposées par Kumar et al. [152] avec un coefficient de corrélation  $R^2$  de 0,839.

### 3.2.7 Composition optimale de mortier simple

L'étude qui vient d'être exposée nous a permis d'effectuer une prospection systématique qui s'est traduite par la mise en évidence de deux paramètres de contrôle du comportement du mortier à savoir les rapports S/C et E/C. Nous rappelons que les recommandations de plusieurs chercheurs [20, 22, 82, 153–157] et de la norme EN 1504-3 [63] mettent l'accent sur l'importance des qualités de durabilité, de résistance et de compatibilité à satisfaire impérativement par tout mortier de réparation. Notre étude nous a permis de nous rendre compte qu'en fait ces critères ne sont pas forcément compatibles car la condition de retrait minimal (compatibilité dimensionnelle) ne correspond pas à la condition de résistance comme le montre le tableau 3.4. Donc, Il semble difficile d'être en mesure de satisfaire à chacun d'eux.

Tableau 3.4 : Récapitulatif des principaux résultats obtenus à ce stade

<b>S/C</b>	4,50	4,00	3,50	3,00	2,50	2,00
<b>E/C</b>	1,06	0,93	0,81	0,70	0,59	0,47
<b><math>\rho_a</math> (kg/m<sup>3</sup>)</b>	1776,0	1849,4	1895,1	1946,2	1972,2	2014,4
<b>R<sub>c28</sub> (MPa)</b>	17,90	20,30	21,80	22,37	31,70	43,00
<b>R<sub>f28</sub>(MPa)</b>	2,30	3,10	3,50	4,10	4,10	4,60
<b><math>\epsilon_{r28}</math> (µm/m)</b>	1668,3	1681,2	1780,3	1807,8	1900,5	2037,0
<b>E<sub>d28</sub> (MPa)</b>	13800	16170	17552	18575	20479	21954

Par voie de conséquence, la solution recherchée, se présentera sous forme d'un mortier présentant un compromis entre le critère de résistance et celui du retrait. La composition adoptée à cette fin correspond à un rapport S/C = 3.

Il est à indiquer que le rapport S/C = 3 du mortier choisi correspond à la valeur optimale en terme de résistance pendant que la valeur relativement élevée du rapport E/C = 0,70 est imposée pour raisons liées à la maniabilité. Il est donc nécessaire d'utiliser plus d'eau qu'il en faut pour hydrater toutes les particules de ciment. Cette eau additionnelle qui ne sera jamais liée à des particules de ciment dans la pâte durcie crée une porosité à l'intérieur de la pâte durcie ce qui affaiblit les propriétés mécaniques du béton et diminue considérablement sa durabilité.

Plus le rapport E/C est faible, plus, initialement, les grains de ciment sont rapprochés les uns des autres. Les espaces à combler entre les grains de ciment sont moins grands et il y a moins de chance d'avoir un grand vide ne pouvant pas être complètement rempli par les hydrates. Aussi, l'utilisation d'une très grande quantité d'eau par rapport à la masse de ciment (E/C élevé), a pour conséquence l'éloignement des grains de ciment les uns des autres et, après leur hydratation complète, il restera un surplus d'eau important, donc, une porosité capillaire très importante [156]. Afin de réduire le rapport E/C, l'utilisation d'un superplastifiant est indispensable pour limiter la quantité d'eau libre et par conséquent améliorer la résistance et diminuer le retrait.

### 3.3. Mortier adjuvanté (MDA)

L'utilisation du superplastifiant dans la composition du béton est devenu une pratique courante car elle confère au béton des performances plus améliorées tant à l'état frais que durci [118]. Le superplastifiant (SP) est utilisé pour augmenter la maniabilité sans changer le rapport eau / ciment. Ou bien, il peut être utilisé pour augmenter la résistance ultime du béton en réduisant la teneur en eau tout en maintenant une ouvrabilité adéquate [118]. Les superplastifiants ont été largement utilisés pour disperser les particules de ciment et améliorer l'ouvrabilité du béton. En effet, lorsque les molécules des superplastifiants sont introduites dans une suspension d'un matériau cimentaire, une grande partie vient s'adsorber sur les surfaces chargées des grains de ciment, provoquant la défloculation de ces grains, soit par la répulsion électrostatique en neutralisant les charges électriques présents à la surface des grains, ou bien par répulsion stérique en écartant les grains les uns des autres, grâce à des chaînes moléculaires très longues [159].

#### 3.3.1 Dosage en superplastifiant

Afin d'améliorer le comportement du mortier à base de sable dunaire à l'état frais et durci, un adjuvant super plastifiant MEDAPLAST SP 40 de type Polynaphtalène sulfonate (PNS) produit par la société de Granitex (Alger) à été utilisé. C'est un haut réducteur d'eau conforme à la norme EN 934-2 [160]. La plage d'utilisation recommandée par le fabricant varie de 0,6 à 2,5 % du poids du liant selon la fiche technique.

Les superplastifiants sont des polymères organiques solubles dans l'eau qui permettent de réduire le rapport E/C d'un béton, mortier ou coulis de ciment pour une même maniabilité. Le rapport E/C diminue avec l'augmentation du dosage en superplastifiant jusqu'à atteindre une valeur minimale optimale. Il existe donc un dosage critique en superplastifiant au-delà duquel toute addition de superplastifiant n'a plus d'effet sur les propriétés rhéologiques de la pâte de ciment. Ce dosage particulier est appelé dosage au point de saturation. Dans notre cas pratique, il a été déterminé par la mesure de temps d'écoulement au cône de Marsh.

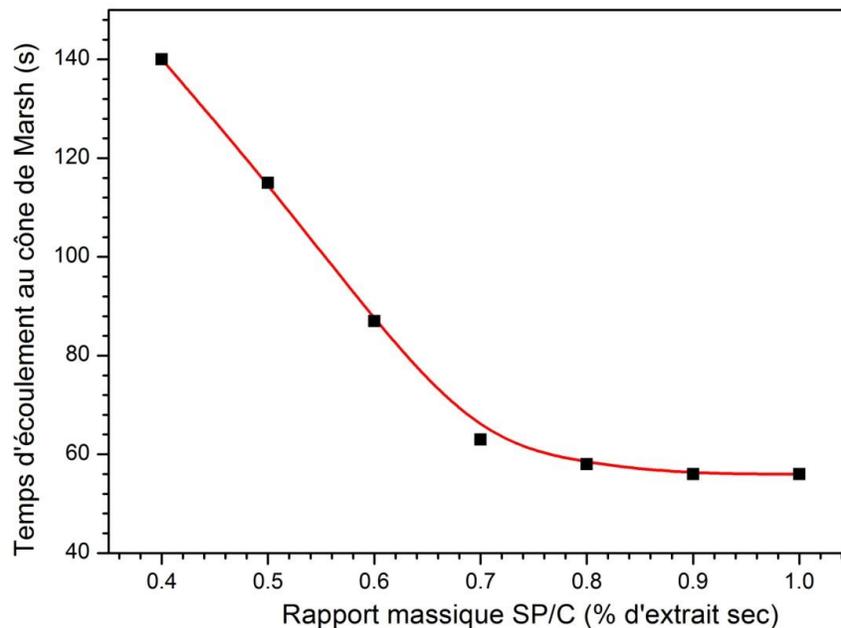


Figure 3.13 : Temps d'écoulement en fonction du rapport massique SP/C.

Les résultats issus des essais d'écoulement au cône de Marsh présentés dans la figure 3.13 montrent que le temps d'écoulement diminue en fonction du dosage en extrait sec de superplastifiant, et commence à se stabiliser à partir de dosage de 0,8 %, représentant le dosage de saturation du ciment.

Pour optimiser la composition de mortier adjuvanté, nous avons fixé le dosage en superplastifiant à la saturation puis de ne faire varier que le dosage en eau pour obtenir la maniabilité voulue. Cette maniabilité est caractérisée par un étalement relatif de  $(110 \pm 5)\%$ .

### 3.3.2 Effet de l'adjonction de superplastifiant sur les caractéristiques physico-mécaniques

L'ajout d'un superplastifiant à 2 % comme indiqué dans le tableau 3.5 a permis de :

- Réduire la valeur du rapport E/C de 0,70 à 0,60;
- Réduire le retrait de 7% par rapport au mortier simple;
- Augmenter respectivement les résistances à la compression et à la flexion par 15,15% et 29,83% par rapport au mortier simple;
- Réduire la porosité de 16,15 % par rapport au mortier simple;

Tableau 3.5 : Récapitulatif des caractéristiques physico-mécanique des mortiers simples et adjuvanté

	<b>R<sub>c28</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>R<sub>f28</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>ε<sub>r28</sub></b> <b>(µm/m)</b>	<b>E<sub>d28</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>ρ<sub>a</sub></b> <b>(kg/ m<sup>3</sup>)</b>	<b>Porosité</b> <b>(%)</b>
<b>MD</b>	22,37	4,09	1807,8	18575	1946,2	19,44
<b>MDA</b>	26,52	5,31	1681,3	20594	1994,0	16,30
<b>Variation (%)</b>	+15,15	+29,83	-7,00	+10,87	+2,46	-16,15

Ces résultats permettent de conclure que l'ajout de superplastifiant a un effet bénéfique sur les propriétés physico-mécaniques du mortier. Ainsi, une matrice cimentaire plus dense et plus imperméable est obtenue, laquelle présente des propriétés mécaniques nettement améliorées. Ceci peut être attribué à la diminution de la porosité capillaire avec la diminution du rapport eau/ciment. Le module d'élasticité augmentera également avec la diminution du rapport eau/ciment du fait de la dépendance de ce module de la porosité capillaire [161].

Al-Saidey [118] a montré que dans le cas du béton durci, l'utilisation d'un superplastifiant augmentera la résistance à la compression en améliorant l'efficacité du compactage pour produire un béton plus dense.

D'autre part la diminution de la quantité d'eau libre dans la matrice nous a permis aussi de minimiser la quantité d'eau évaporée au cours du durcissement du mortier ce qui a conduit à une diminution de 7% du retrait qui est proportionnelle au rapport E/C.

Khatib et Mangat [162] ont montré que l'ajout de 1,2 % de superplastifiant type Polynaphtalène sulfonate (PNS) dans la pâte de ciment conduit à une réduction du volume total des pores et à un raffinement des structures des pores. Le taux de cette réduction varie entre 8,5% et 26% en fonction de la condition de cure.

Odman [163] a montré que pour une même teneur en granulats, le retrait augmente avec le rapport E/C. La cinétique et l'amplitude du retrait sont plus importantes avec la diminution de la teneur en granulats.

### 3.4. Mortier à base de mélange sable de dune-calcaire (MDC)

Le sable est un squelette granulaire qui a le plus d'impact sur les qualités du béton et du mortier. L'objectif de la correction du sable, c'est la recherche d'un bon sable à béton, qui est caractérisé par un module de finesse intégré dans le fuseau préférentielle. La bonne granularité du sable assure une faible porosité du squelette granulaire, ce qui se traduit éventuellement par une bonne performance du béton ou du mortier, et exige peu de ciment pour combler tous les vides entre les grains du sable.

La compacité d'un mélange granulaire est une étape primordiale pour la formulation du mortier. Pour un squelette granulaire composé de deux sables de grains solides de tailles différentes, il existe un mélange optimum qui permet d'obtenir la compacité maximale du mélange, c'est-à-dire le pourcentage minimum de vides entre les grains solides. Il est clair que la compacité du sable affecte les propriétés rhéologiques et mécaniques du béton de sable. Une valeur de compacité plus élevée impliquerait une valeur de porosité plus petite [162]. La compacité du mélange de sable est définie comme le rapport de la densité apparente à la densité absolue.

Nous avons effectué l'étude de la compacité sur des mélanges binaires obtenus par une combinaison de sable dunaire-calcaire, 11 mélanges ont été préparés moyennant une substitution partielle, de 10% à 90% avec un pas de 10% en masse, du sable dunaire par le sable calcaire. Les résultats obtenus sont présentés dans la figure 3.14.

La courbe obtenue se présente sous forme de cloche et les résultats montrent bien que l'optimum de la compacité se trouve à un taux de substitution de sable calcaire égale à 40%.

Le mélange qui nous a donné la compacité maximale est celui de (60% de sable dunaire et 40% de sable calcaire) avec un optimum de compacité égale à 61,53%. Ces résultats sont en accord avec Maza et al. [165] qui ont montré que l'ajout de 40% à 50% de sable concassé a donné lieu à une augmentation de la résistance mécanique du mortier et du béton.

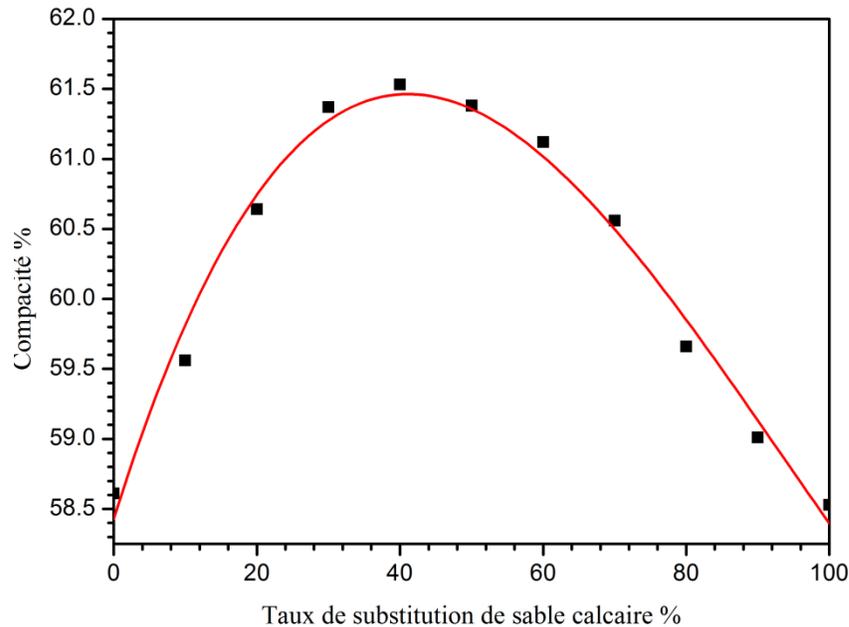


Figure 3.14 : Evolution de la compacité de mélange en fonction du taux de substitution de sable calcaire.

La substitution de sable calcaire à 40 % comme montré dans le tableau 3,16 a permis de :

- Réduire la valeur du rapport E/C de 0,70 à 0,60 ;
- Réduire le retrait de 9,63 % par rapport au mortier simple;
- Augmenter respectivement les résistances à la compression et à la flexion par 53,32% et 53,68% par rapport au mortier simple ;
- Réduire la porosité de 15,90 % par rapport au mortier simple ;
- Augmenter le module d'élasticité dynamique de 47,5 % par rapport au mortier simple;

Tableau 3.6 : Récapitulatif des caractéristiques physico-mécanique des mortiers simples MD et à base de sable dunaire-calcaire MDC

	<b>R<sub>c28</sub></b> (MPa)	<b>R<sub>f28</sub></b> (MPa)	<b>ε<sub>r28</sub></b> (μm/m)	<b>E<sub>d28</sub></b> (MPa)	<b>ρ<sub>a</sub></b> (kg/ m <sup>3</sup> )	<b>P</b> (%)
<b>MD</b>	22,37	4,09	1807,8	18575	1946,2	19,44
<b>MDC</b>	34,30	6,49	1633,8	27398	2018,4	16,35
<b>Variation%</b>	53,32	58,68	-9,6	47,5	3,7	-15,90

Le tableau 3.6 montre clairement que la correction de la granulométrie de sable de dune par le sable calcaire augmente considérablement les résistances des mortiers car elle permet d'avoir une structure plus dense et plus compacte en diminuant le volume des vides par l'incorporation du sable calcaire.

D'autre part, les fines contenues dans le sable calcaire, qui sont de l'ordre de 12%, permettent de diminuer le frottement inter-particules, combler les vides entre les grains, assurer une meilleure compacité du mortier et, par voie de conséquence, libère une partie de l'eau de gâchage.

### 3.5. Mortier composite adjuvanté à base de sable dunaire et des microfibrilles végétale MDAV

Huit rapports volumiques de microfibrilles par volume de mortier de : 0,10 ; 0,20 ; 0,30 ; 0,40 ; 0,50 ; 0,75 ; 1,00 et 1,25%, ont été utilisés pour préparer les mélanges MV1 à MV8 avec les rapports suivants :  $S/C = 3$ ,  $E/C = 0,60$  et  $SP/C = 2\%$ . L'effet de l'incorporation des microfibrilles sur la maniabilité est négligeable car l'étalement reste toujours dans l'intervalle  $(110 \pm 5)\%$ . Ceci peut être expliqué aussi bien par les valeurs assez faibles des dosages et des dimensions des microfibrilles que par le fait que ces microfibrilles sont incorporées à l'état saturé. Ces résultats sont en accord avec ceux de Daniel et al. [166] qui ont montré que plus le rapport longueur des fibres sur leur diamètre et l'apport des fibres est important, plus la perte de l'ouvrabilité du mélange est importante.

#### 3.5.1 Porosité du composite

La porosité totale d'un échantillon de mortier est définie comme le rapport du volume des vides ( $V_v$ ) sur le volume total ( $V_t$ ) de l'échantillon. Cette grandeur est exprimée en pourcentage.

L'évolution de la porosité à 28 jours en fonction du volume des microfibrilles, montrée dans la figure 3.15, indique une augmentation sensiblement linéaire de la porosité avec l'augmentation du taux des microfibrilles. L'augmentation de la porosité totale est peut être attribuée à l'existence des pores dans la structure des fibres végétales

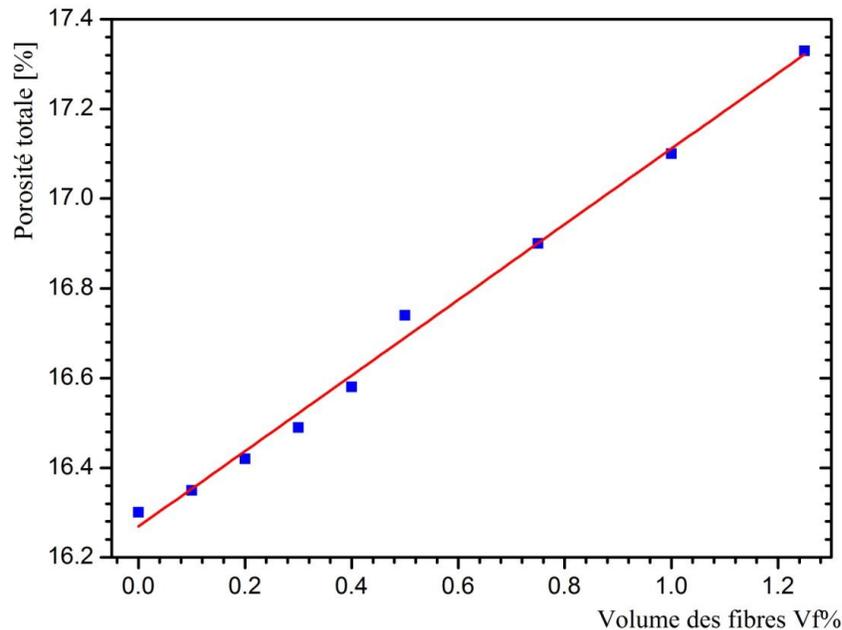


Figure 3.15 : Variation de la porosité en fonction du dosage en microfibrilles végétales.

### 3.5.2 Effet d'ajout des fibres sur les résistances mécaniques des composites

Les résultats des essais de traction par flexion ( $R_f$ ) et de compression ( $R_c$ ), à 28 jours, effectués sur des prismes  $40 \times 40 \times 160 \text{ mm}^3$  et des demi-prismes (issue de l'essai de flexion) sont regroupés dans le tableau 3.7 et présentés dans les figures 3.16 et 3.17. La figure 3.16, montrant la variation de  $R_c$  en fonction de  $V_f$ , confirme l'existence d'une valeur optimale de  $V_f = 0,75 \%$  correspondante à  $R_c$  maximale = 31,63 MPa. L'accroissement dans la résistance suite à l'ajout de la valeur  $V_f$  optimale avoisine 20%. Cette augmentation de la résistance à la compression pour un dosage des fibres inférieur à 0,75% peut être attribuée à la forte liaison fibre - matrice et à l'efficacité de pontage de la fissure par la fibre [167]. Au-delà de la valeur optimale de  $V_f$ , la résistance à la compression diminue avec l'augmentation de  $V_f$ . Ceci peut être attribué à une augmentation de la contiguïté des fibres et à la difficulté d'obtenir une bonne homogénéisation du mortier à l'état frais. De plus, le faible module d'élasticité des fibres et la grande porosité qu'elles apportent pourraient conduire à une diminution de la résistance à la compression des composites [167]. Ceci est conforme aux résultats rapportés par d'autres auteurs [168–170]. Cependant il est à noter que pour les volumes des microfibrilles

utilisés la résistance à la compression obtenue est toujours supérieure à celle enregistrée pour un mortier sans microfibres.

Tableau 3.7 : Résistances mécaniques des mortiers à 28 jours

Vf %	Résultats expérimentaux (MPa)		
	Résistance	Moyenne	C.V (%)
0,00	R <sub>c28</sub>	26,52	4,90
	R <sub>f28</sub>	5,31	5,27
0,10	R <sub>c28</sub>	27,00	6,78
	R <sub>f28</sub>	5,41	4,81
0,20	R <sub>c28</sub>	28,63	4,26
	R <sub>f28</sub>	5,49	2,19
0,30	R <sub>c28</sub>	29,13	3,43
	R <sub>f28</sub>	5,55	2,34
0,40	R <sub>c28</sub>	29,57	3,25
	R <sub>f28</sub>	5,61	2,67
0,50	R <sub>c28</sub>	29,77	5,31
	R <sub>f28</sub>	5,65	3,72
0,75	R <sub>c28</sub>	31,63	6,99
	R <sub>f28</sub>	5,71	4,03
1,00	R <sub>c28</sub>	29,10	6,94
	R <sub>f28</sub>	5,90	1,36
1,25	R <sub>c28</sub>	27,93	7,12
	R <sub>f28</sub>	6,16	2,92

L'incorporation de microfibres dans les mortiers a conduit à une augmentation presque linéaire de la résistance à la traction par flexion, comme le montre la figure 3.17. On peut observer que plus la fraction volumique des fibres est élevée, plus la résistance à la traction par flexion du composite est élevée. L'augmentation de la résistance pourrait être attribuée à l'effet de pontage, les fibres continuant de se déformer et atteindre une capacité de charge supérieure à celle du mortier ordinaire [167].

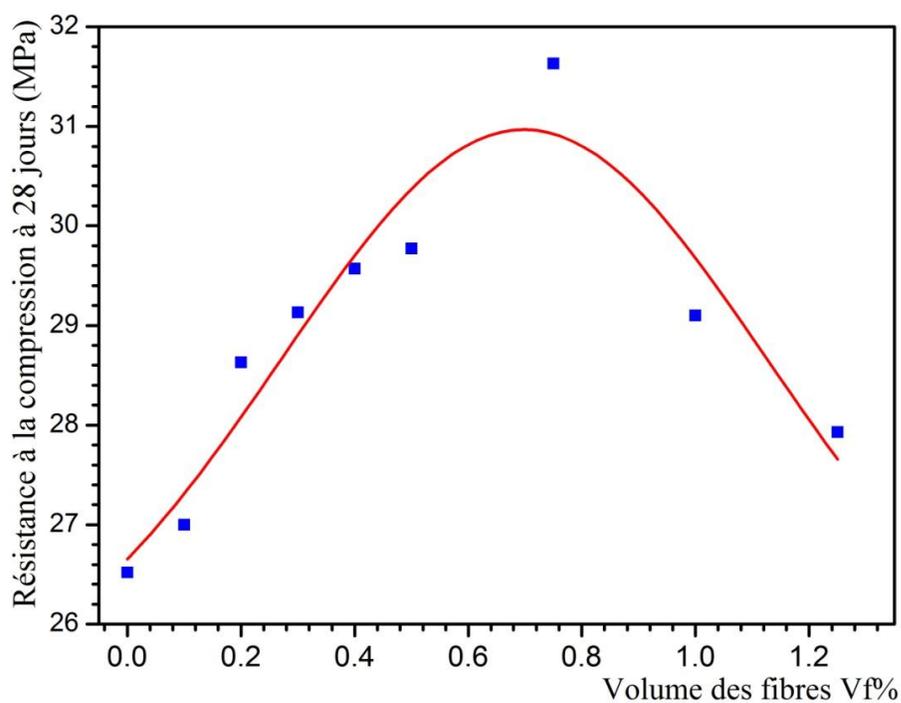


Figure 3.16 : Variation de la résistance à la compression fonction du dosage en microfibrilles végétales.

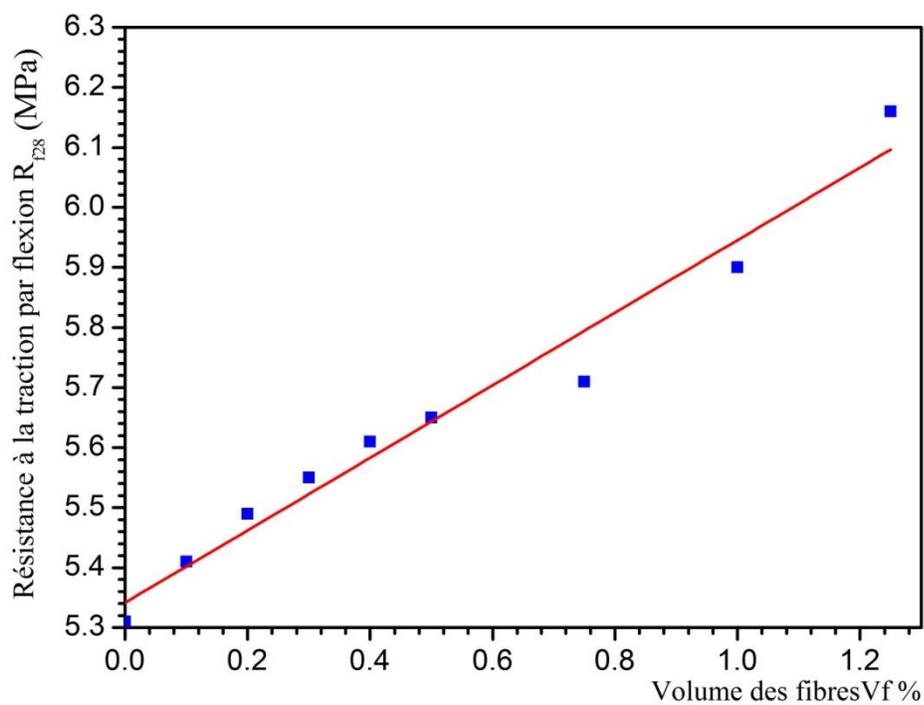


Figure 3.17 : Evolution de la résistance à la traction en fonction du dosage des microfibrilles végétales.

L'amélioration maximale de la résistance à la traction par flexion d'environ 6,2 MPa (16%) a été obtenue pour un rapport volumique des fibres de 1,25%. La section transversale irrégulière de la microfibre utilisée dans cette étude peut être bénéfique pour la force de liaison comme le montre la figure 3.18.

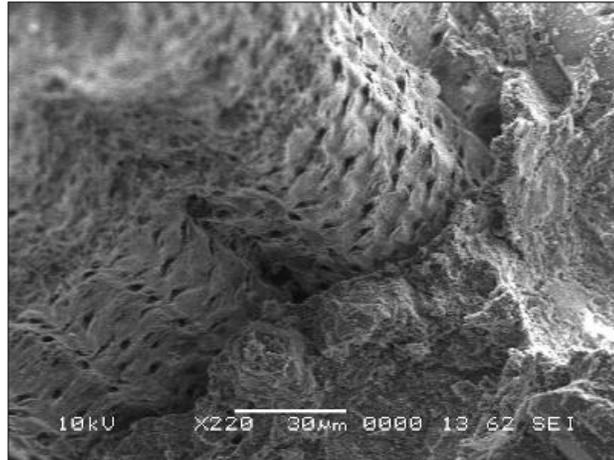


Figure 3.18 : Photos MEB de l'interface fibre d'Alfa – matrice.

On observe que le dosage optimal de volume de fibres pour la résistance à la compression diffère de celui correspondant à la résistance à la traction par flexion. Cela pourrait être attribué à la différence de mécanisme d'essai, car le mécanisme de compression tient davantage compte de la dureté des matériaux et de la répartition des contraintes sur l'ensemble de la matrice, tandis que pour le mécanisme de flexion, la résistance à la rupture des matériaux dépend de la résistance à la traction, du dosage, de la liaison avec la matrice et de l'orientation des fibres qui sont d'une importance capitale pour améliorer le comportement à la flexion du composite. La meilleure orientation des fibres sera parallèle à la direction de la contrainte de traction imposée. Cependant, cela sera hors de contrôle, car la fibre a été incorporée et distribuée de manière aléatoire dans la matrice [68].

Islam et al. [171] ont étudié l'effet d'ajout de 0,3 à 1,5% en volume des fibres naturelles sur la résistance à la compression. Ils ont rapporté que la résistance à la compression était légèrement améliorée avec une faible teneur en fibres (0,50 %). Cependant, si la teneur en fibres dépasse la valeur de 0,50%, la résistance à la compression du composite diminue, ce qui semble également en accord avec d'autres études.

Ramli et Dawood [172] ont étudié l'effet d'ajout de fibres naturelles de palme sur les performances mécaniques d'un béton, ils ont trouvé que la résistance à la compression ainsi que celle de la flexion augmentent respectivement d'environ 13,40% et 16,10% suite à l'ajout de 0,80% des fibres. En général, il a été constaté que les fibres aléatoires discrètes et courtes augmentent la résistance à la compression du béton à 7 et 28 jours.

Karthikeyan et al. [173] ont étudié l'effet d'ajouts des fibres naturelles de coco sur les performances du béton. Les auteurs ont conclu que l'addition 0,50 % des fibres conduit à une amélioration de la résistance à la compression et à la traction par flexion respectivement par 18,62% et 17,64%.

### 3.5.3 Retrait du composite

La variation du retrait en fonction du temps, présentée dans la figure 3.19, suit la même tendance que les mortiers étudiés antérieurement. La majorité du retrait semble s'effectuer au cours des deux premières semaines de cure. Malgré qu'il soit difficile de faire ressortir une idée très claire sur l'évolution du retrait en fonction du temps pour les différents volumes de microfibrilles ajoutées, il semble qu'à jeune âge (moins d'une semaine), les mortiers avec un  $V_f$  maximale subissent relativement le plus faible retrait avant d'augmenter rapidement et subir le plus grand retrait. Ceci peut être expliqué par le fait que les microfibrilles initialement saturées et présentes avec un grand volume favorise l'hydratation du ciment sans relativement une perte d'eau appréciable, puis dès que l'eau apportée par ses microfibrilles est consommée, le retrait augmente rapidement suite à la porosité élevée du mortier.

En outre, il est à remarquer dans la figure 3.19 que le retrait du mortier avec  $V_f = 0,75$  % évolue d'une manière régulière avec le temps et présente le plus faible retrait à 28 jours comme montré dans le tableau 3.8 avec une diminution de 13,40 % par rapport au mortier témoin (sans fibres). Cette diminution du retrait peut être attribuée à la cure interne, car les fibres végétales libèrent leur humidité dans la matrice et réduisent donc le retrait. Ces résultats sont cohérents avec les observations des autres chercheurs [174, 175]. De plus, plusieurs auteurs ont rapporté que les fibres courtes sont plus efficaces pour résoudre le problème de variation dimensionnelle [68].

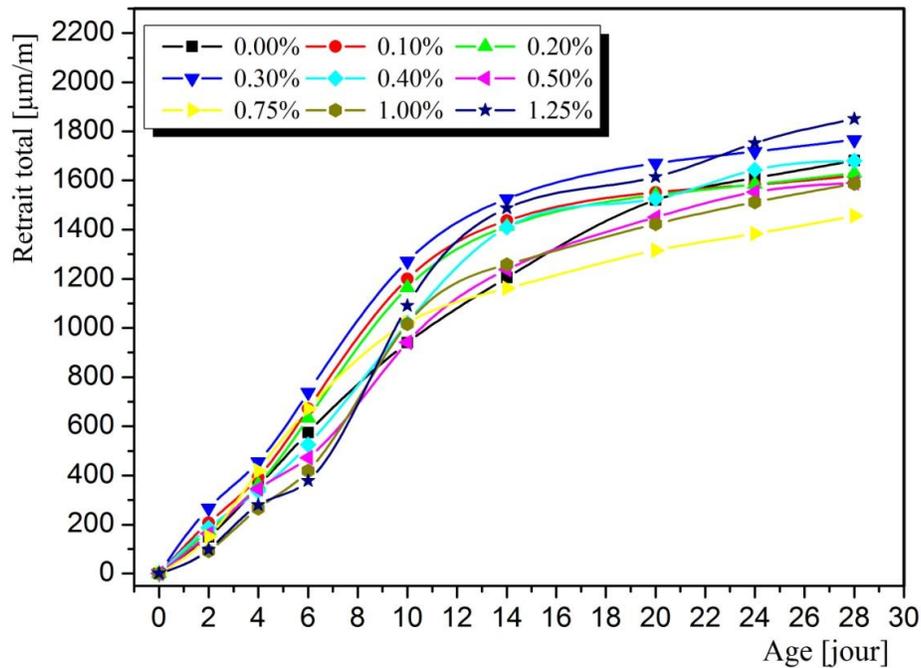


Figure 3.19 : Effet du dosage en microfibres végétales sur la variation du retrait en fonction du temps.

Tableau 3.8 : Valeurs du retrait à 28 jours

Vf%	0,00	0,10	0,20	0,30	0,40	0,50	0,75	1,00	1,25
$\epsilon_{r28}$ ( $\mu\text{m/m}$ )	1681,25	1618,20	1629,17	1765,63	1679,15	1589,58	<b>1456,25</b>	1586,00	1850,63
Variation %	0,00	-3,75	-3,10	+5,02	-0,12	-5,45	<b>-13,40</b>	-5,67	+10,07

Ce constat permet de conclure à priori que le taux de substitution de 0,75% peut être considéré comme un taux optimum. Ce taux d'addition est comparable aux résultats trouvés par d'autres chercheurs [68, 171].

#### 3.5.4 Module d'élasticité dynamique

Les résultats d'essai d'auscultation sonore des composites, regroupés dans le tableau 3.9 et présentés par les figures 3.20, montrent que la vitesse d'auscultation sonore  $V_{as28}$  et le module d'élasticité dynamique  $E_d$  diminuent avec l'augmentation de taux des microfibres.

Une diminution de 10,74 % du module d'élasticité a été observé suite à l'ajout de 0,75% des fibres.

L'augmentation relative de vides dans les composites suite à l'ajout de microfibres entraîne un décroissement presque linéaire de la vitesse d'auscultation sonore (Figure 3.20) et du module d'élasticité dynamique (Figure 3.21) avec  $V_f$ . Les équations suivantes permettent d'estimer cette vitesse d'auscultation sonore ce module d'élasticité à partir du volume de microfibres incorporé.

$$V_{as28} = 3387,50 - 247,6V_f \quad (3.10)$$

$$R^2 = 0,999$$

$$E_{d28} = 20594 - 3194V_f \quad (3.11)$$

$$R^2 = 0,990$$

On outre, on peut estimer aussi le module d'élasticité du composite à partir du module d'élasticité de la matrice, module d'élasticité des fibres et du volume des fibres en utilisant la loi de mélange proposée par Allen [176] :

$$E_{d28} = E_f V_f + E_m (1 - V_f) \quad (3.12)$$

Avec :

$E_f$  : module d'élasticité des fibres en MPa

$E_m$  : module d'élasticité de la matrice en MPa

$E_{d28}$  : module d'élasticité du composite en MPa

$V_f$  : volume des fibres en %

Pour :

$$E_f = 17400 \text{ MPa et } E_m = 20594$$

$$E_{d28} = 17400V_f + 20594(1 - V_f) \quad (3.13)$$

Tableau 3.9 : Vitesse d'auscultation sonore et module d'élasticité dynamique des composites à 28 jours

%Vf	Vitesse d'auscultation sonore $V_{as28}$			Module d'élasticité dynamique $E_{d28}$		
	Résultats expérimentaux		Résultats analytiques (m/s)	Résultats expérimentaux		Résultats analytiques (MPa)
	Moyenne (m/s)	CV (%)		Moyenne (MPa)	CV (%)	
0,00	3387	0,53	3387	20593	1,06	20827
0,10	3373	0,32	3362	20405	0,64	20477
0,20	3344	0,53	3337	20127	1,05	20120
0,30	3330	0,63	3313	20043	1,26	19777
0,40	3308	0,52	3288	19533	1,04	19427
0,50	3272	0,61	3263	19058	1,23	19077
0,75	3226	1,06	3201	18381	2,12	18202
1,00	3123	0,49	3139	17151	0,98	17327
1,25	3061	0,29	3078	16403	0,59	16453

Le module d'élasticité de tous les échantillons est inférieur à celui de l'échantillon de référence sans fibres. De nombreux facteurs ont été identifiés comme étant à l'origine des modifications de cette propriété. Morlier et Khenfer [177] ont montré que le module de Young des ciments renforcés avec des fibres de cellulose dépend de ceux des constituants, de leur volume et de la distribution des fibres dans la matrice. En outre, la longueur des fibres n'a aucune influence sur la valeur de ce module. Al-Rawi et Al-Khafagy [178] ont montré que la vitesse de d'auscultation ultrasonique du béton renforcé avec des fibres végétales de sisal diminuait avec l'augmentation de la teneur en fibres. Les réductions constatées à 28 jours se situaient à : 5,60%, 5,82% et 9% pour des taux de fibres de : 0,5%, 1,0% et 1,5% respectivement. A 90 jours, les réductions constatées étaient de : 4,6%, 4,8% et 4,6% respectivement pour les mêmes taux de fibres. Ceci est dû à la densité plus faible du

composite, qui est causée probablement par un taux croissant de vides d'air piégés suite à l'incorporation de fibres dans mélange.

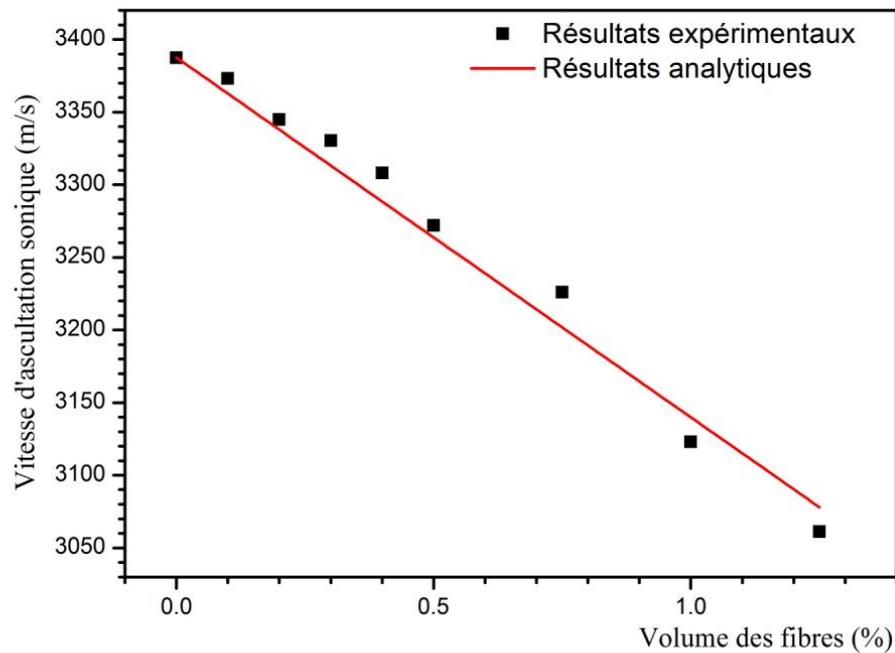


Figure 3.20 : Effet du dosage en microfibrilles végétales sur la vitesse d'auscultation sonore.

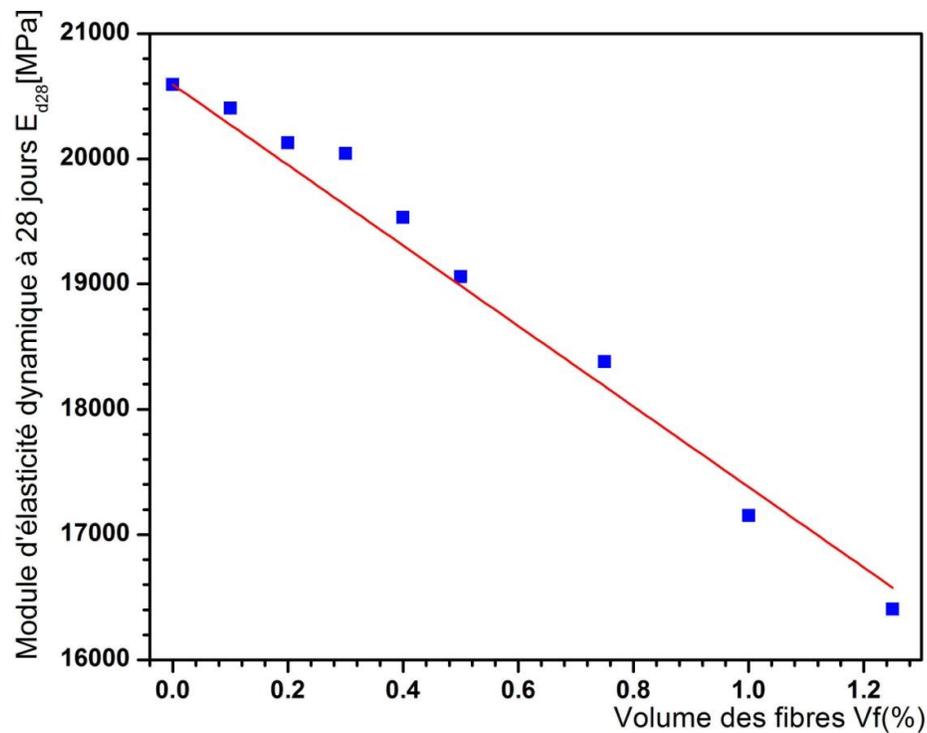


Figure 3.21: Effet du dosage en microfibrilles végétales sur le module d'élasticité dynamique.

### 3.5.5 Relation module d'élasticité – porosité

La figure 3.22 montre la liaison directe qui existe entre le module d'élasticité dynamique et la porosité à 28 jours. En effet, plus le matériau est poreux, plus le module d'élasticité est faible. Ceci est dû au fait que la densification des matériaux conduit systématiquement à la réduction de la porosité, qui à son tour se traduit par une amélioration de module d'élasticité.

Les résultats établis indiquent l'existence d'une relation linéaire entre le module d'élasticité et la porosité comme le montre l'équation (3.14). On observe une très bonne corrélation le module d'élasticité et la porosité avec un coefficient de corrélation  $R^2$  de 0,987.

$$E_{d28} = 88309 - 4148 P \quad (3.14)$$

$$R^2 = 0,987$$

Les résultats qui précédent suggèrent qu'un taux de 0,75 % permet d'améliorer de façon assez nette la résistance à la compression de 19,27% et de diminuer le retrait par 13,38%. Donc ce taux constitue l'optimum recherché.

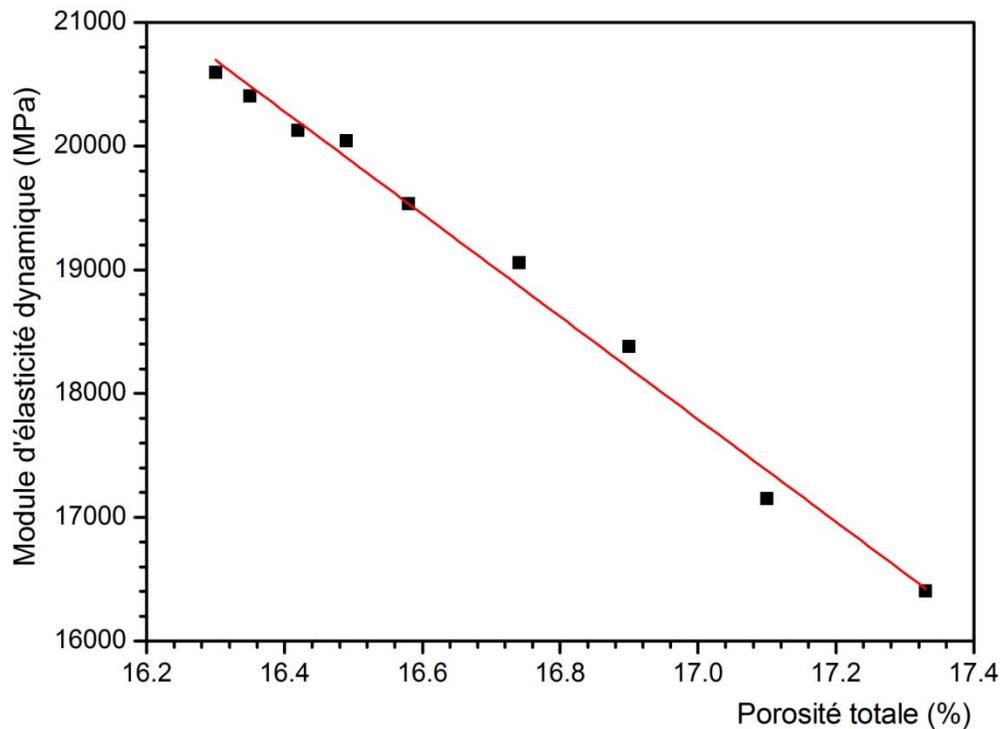


Figure 3.22 : Relation module d'élasticité – porosité.

### 3.6. Mortier adjuvanté à base de mélange sable dunaire-calcaire (MDCA)

L'ajout d'un superplastifiant à 2 % au mortier MDC comme montré dans le tableau 3.10 permet de réduire la valeur du rapport E/C de 0,60 à 0,50 tout en préservant l'étalement à (110±5)%. Ceci conduit également à une diminution de la porosité de 19,8 % et par voie de conséquence la diminution du retrait par 10,3%. En outre, l'adjonction d'un superplastifiant permet d'améliorer d'une manière appréciable les propriétés mécaniques du mortier : résistance à la compression (+13,2%), résistance à la flexion (+8,9 %) et module d'élasticité dynamique (+8,80%).

Tableau 3.10 : Récapitulatif des caractéristiques physico-mécanique des mortiers simples et adjuvanté

	<b>R<sub>c28</sub></b> (MPa)	<b>R<sub>f28</sub></b> (MPa)	<b>ε<sub>r28</sub></b> (µm/m)	<b>E<sub>d28</sub></b> (MPa)	<b>ρ<sub>a</sub></b> (kg/ m <sup>3</sup> )	<b>P</b> (%)
<b>MDC</b>	34,30	6,49	1633,8	27398	2018,4	16,35
<b>MDCA</b>	38,82	7,07	1465,5	29810	2073,8	13,12
<b>Variation (%)</b>	13,2	8,9	-10,3	8,8	2,7	-19,8

### 3.7. Mortier composite à base de sable dunaire-calcaire et des microfibrilles végétale (MDCAV)

Afin d'étudier l'effet d'ajout des fibres sur les caractéristiques physico-mécaniques du mortier adjuvanté à base du sable corrigé, un dosage de 0,75% similaire à celui utilisé pour le mortier MDAV à été incorporé pour pouvoir les comparer.

Les résultats trouvés et montrés dans le tableau 3.11, permettent de conclure que l'ajout de fibres conduit à :

- Une réduction de retrait de l'ordre 11%.
- Une augmentation de 3,5 % et de 8,4% de la résistance à la compression et à la traction par flexion respectivement.
- Une augmentation la porosité de 2,7 %.
- Une réduction de 7,1 % du module d'élasticité dynamique.
- Une légère diminution de la masse volumique de l'ordre de 0,8%

Tableau 3.11 : Récapitulatif des caractéristiques physico-mécanique des mortiers MDCA et MDCAV

	$R_{c28}$ (MPa)	$R_{t28}$ (MPa)	$\epsilon_{r28}$ ( $\mu\text{m/m}$ )	$E_{d28}$ (MPa)	$\rho_a$ ( $\text{kg/m}^3$ )	P(%)
<b>MDCA</b>	38,82	7,07	1465,5	29810	2073,8	13,12
<b>MDCAV</b>	40,18	7,66	1301,5	27701	2056,6	13,5
<b>Variation (%)</b>	3,5	8,4	-11,2	-7,1	-0,8	2,7

### 3.8. Synthèse

L'objectif principal de ce travail expérimental est d'exploiter les matériaux locaux et des ressources naturelles telles que le sable dunaire, le sable calcaire et les fibres végétales d'Alfa pour l'élaboration d'un mortier de réparation qui satisfait les critères de résistances, de compatibilité et de durabilité.

Cette investigation nous a permis d'aboutir des résultats très satisfaisants qui confirment que la correction granulométrique du sable de dune par le sable calcaire issus des stations de concassage, l'ajout des fibres végétales d'alfa, l'utilisation du superplastifiant Medaplast SP40 conduisent à une amélioration assez nette des résistances mécaniques à la compression et à la traction par flexion, et une diminution notable du retrait et de la porosité.

En effet, les résultats trouvés montrent de façon claire que les propriétés physico mécaniques du mortier connaissent une amélioration importante par le biais d'une substitution de 40 % du sable de dune par le sable calcaire (60% sable dunaire + 40 sable calcaire), de l'incorporation d'un taux de 0,75 % en volume des fibres d'Alfa et de l'adjonction de 2% de superplastifiant Medaplast SP40. Tout cela nous permet d'avancer les conclusions suivantes:

- Les résistances en compression et en flexion augmentent lorsque le rapport S/C diminue. Elles peuvent être décrites par une loi exponentielle et une loi linéaire respectivement avec une excellente corrélation.
- Le retrait est inversement proportionnel au rapport S/C. Une très bonne corrélation de la loi d'évolution du retrait des mortiers confectionnés en fonction du rapport S/C peut être présentée par une loi hyperbolique ou exponentielle.
- Le module d'élasticité dynamique augmente linéairement avec la diminution du rapport S/C.

- La composition du mortier simple MD correspond à un rapport S/C = 3 et E/C = 0,70.
- L'ajout d'un superplastifiant à 2 % au mortier simple conduit à une diminution du rapport E/C à 0,60 ce qui permet d'augmenter les résistances mécaniques (compression +15,15% et flexion +29,83%) et de diminuer le retrait par; 7% par rapport au mortier simple.
- La correction granulométrique du sable de dune par 40 % du sable calcaire permet d'obtenir une compacité maximale de 61,53%, conduisant ainsi à une diminution du rapport E/C, une augmentation des résistances mécaniques et du module d'élasticité et une réduction du retrait.
- L'incorporation de microfibrilles végétales d'Alfa dans les mortiers adjuvanté à base du sable dunaire conduit à une augmentation presque linéaire de la résistance à la traction par flexion pour des dosages de 0,10 à 1,25 %, et de la résistance à la compression pour un dosage des fibres inférieur à 0,75%.
- le retrait du mortier avec Vf = 0,75 % évolue d'une manière régulière avec le temps et présente le plus faible retrait à 28 jours.
- Une diminution de 10,74 % du module d'élasticité à été observée suite à l'ajout de 0,75% des fibres au mortier adjuvanté à base du sable dunaire.
- L'ajout d'un superplastifiant à 2 % au mortier à base du sable corrigé MDC permet de réduire la valeur du rapport E/C de 0,60 à 0,50 avec un étalement de (110±5)%. Ce qui a conduit à une diminution de la porosité de 19,8 % et de diminuer par voie de conséquence le retrait par 10,3%. En outre, une amélioration de la résistance à la compression et à la flexion respectivement par 13,2% et 8,9 % par rapport au mortier MDC a été enregistrée.
- L'ajout de 0,75% de fibres au mortier adjuvanté à base du sable corrigé MDCA conduit à une réduction de retrait de l'ordre 11,2 %, une augmentation respective de 3,5 % et 8,4 % de la résistance à la compression et de la résistance à la traction par flexion. Par contre, une réduction de 7,1 % du module d'élasticité dynamique a été constatée.

## **CHAPITRE 4**

# **PERFORMANCES DES MORTIERS DE REPARATION ELABORES**

## **PERFORMANCES DES MORTIERS DE REPARATION ELABORES**

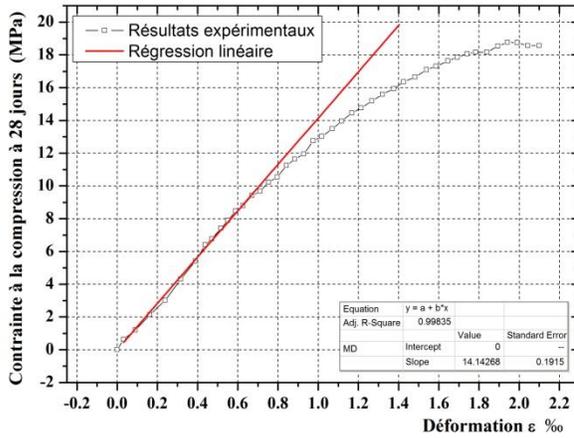
### **4.1. Introduction**

Dans ce chapitre, les résultats obtenus des différents essais entrepris pour appréhender, conformément à la norme EN1504-3, la performance des mortiers de réparation élaborés lors de cette étude sont présentés et discutés. Dans ce cadre, six types de mortier ont été considérés et plusieurs essais ont été utilisés : traction directe par arrachement et cisaillement oblique pour caractériser l'adhérence, absorption capillaire et perméabilité à gaz pour asseoir la durabilité de ces mortiers.

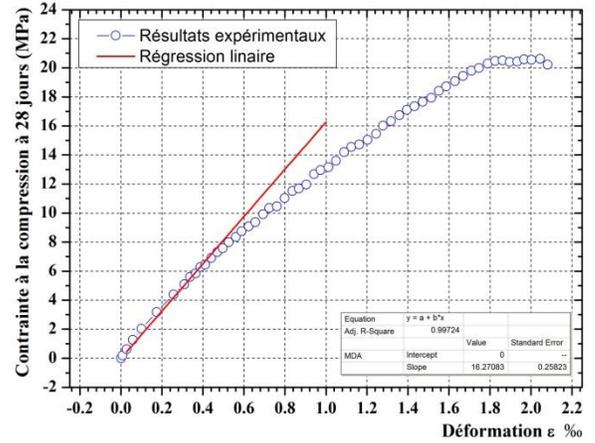
### **4.2. Module d'élasticité**

Le module d'élasticité statique  $E_s$  (Module d'Young) représente l'une des caractéristiques mécaniques les plus importantes des matériaux de réparation (béton, béton armé, mortiers, composites, etc.). Cette propriété intrinsèque est considérée comme l'un des paramètres le plus important de la compatibilité dimensionnelle pour la réparation des éléments des structures en béton armé.

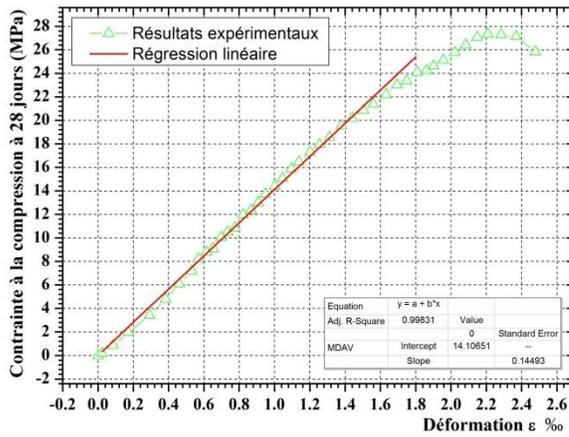
Les valeurs du module d'élasticité ont été déterminées à partir des courbes contraintes déformation. Ces courbes, données dans les figures 4.1 et 4.2, ont été tracées pour chaque type du mortier ainsi que pour le béton substrat.



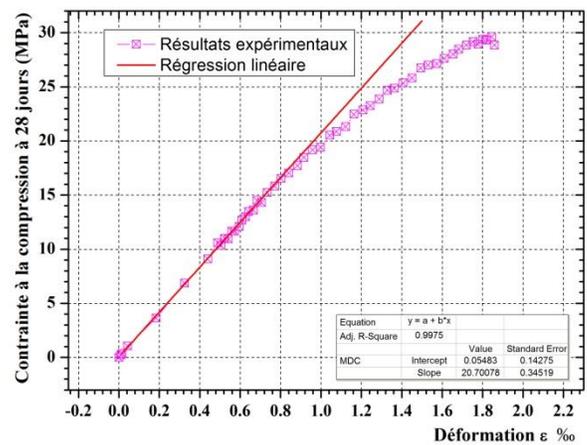
(a) MD



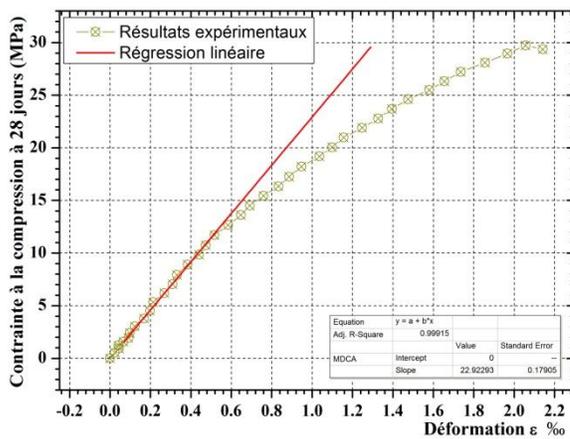
(b) MDA



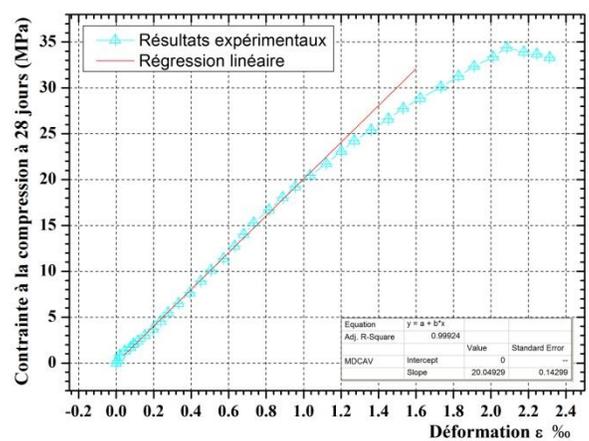
(c) MDAV



(d) MDC



(e) MDCA



(f) MDCAV

Figure 4.1 : Courbes contrainte-déformation à 28 jours pour les différents types de mortiers

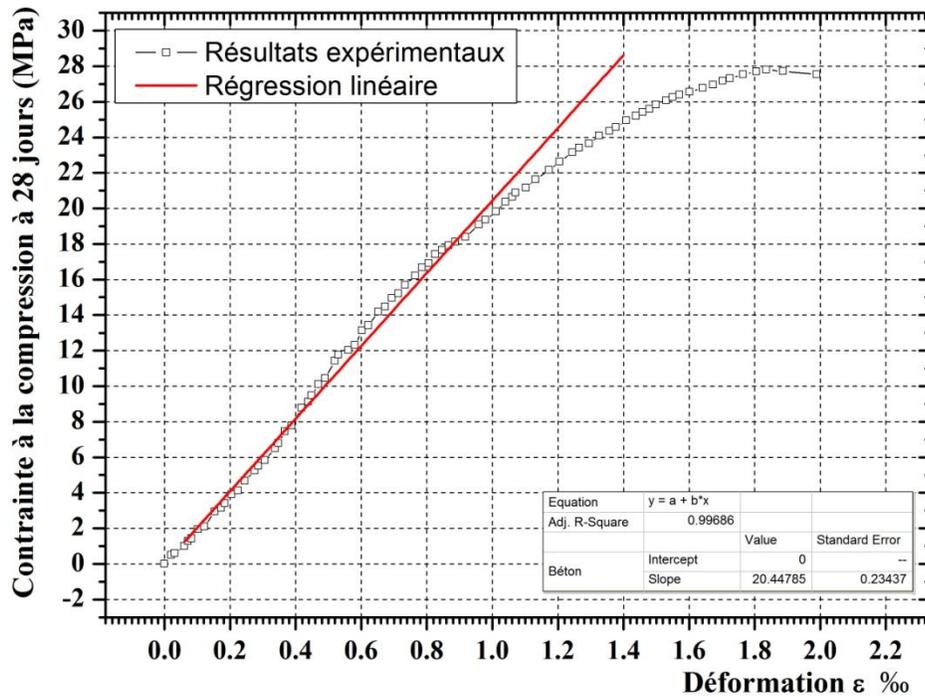


Figure 4.2 : Courbe contrainte-déformation du béton substrat

Le module d'élasticité est calculé à partir d'une régression linéaire (méthode des moindres carrés) entre la moyenne des déformations enregistrées par les trois jauges et la contrainte enregistrée au même instant. Les valeurs de E ont été alors obtenues en déterminant la pente de la tangente de la courbe de la première phase du diagramme en compression ( $\sigma$ ,  $\varepsilon$ ) qui est la partie élastique. Selon la norme EN 13412 ces modules ont été calculés en prenant la pente de la droite située entre 2 points, à 0,5 MPa et à 33% de la contrainte de rupture suivant la formule suivante :

$$E_{s28} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\varepsilon} = \frac{\sigma_{33\%} - \sigma_{0,5}}{\varepsilon_{33\%} - \varepsilon_{0,5}} \quad (4.1)$$

Où

$\sigma_{33\%}$  : 33% de la contrainte de rupture

$\sigma_{0,5}$  : contrainte initiale de 0,5 MPa

$\varepsilon_{33\%}$  : déformation longitudinale mesurée correspondant à 33% de la contrainte de rupture.

$\varepsilon_{0,5}$  : déformation longitudinale mesurée correspondant à une contrainte initiale de 0,5 MPa.

Les résultats du module d'élasticité en compression ( $E_{s28}$ ) des compositions étudiés sont répertoriés dans le Tableau 4-1 et représenté sur la Figure 4-3.

Tableau 4.1 : Module d'élasticité statique des mortiers étudiés et du béton substrat

	Equation de la régression linéaire	Coefficient de corrélacion $R^2$	Module d'élasticité $E_{s28}$ (GPa)
<b>MD</b>	$\sigma = 14,143\varepsilon$	0,998	14,143
<b>MDA</b>	$\sigma = 16,271\varepsilon$	0,997	16,271
<b>MDAV</b>	$\sigma = 14,107\varepsilon$	0,998	14,107
<b>MDC</b>	$\sigma = 20,701\varepsilon$	0,998	20,701
<b>MDCA</b>	$\sigma = 22,923\varepsilon$	0,999	22,923
<b>MDCAV</b>	$\sigma = 20,050\varepsilon$	0,999	20,050
<b>Béton</b>	$\sigma = 20,448\varepsilon$	0,999	20,448

L'analyse des résultats regroupés dans le tableau 4.2 montrent qu'il existe des excellentes corrélations linéaires entre la contrainte et la déformation dans le domaine élastique avec un coefficient de corrélation variant de 0,997 à 0,999.

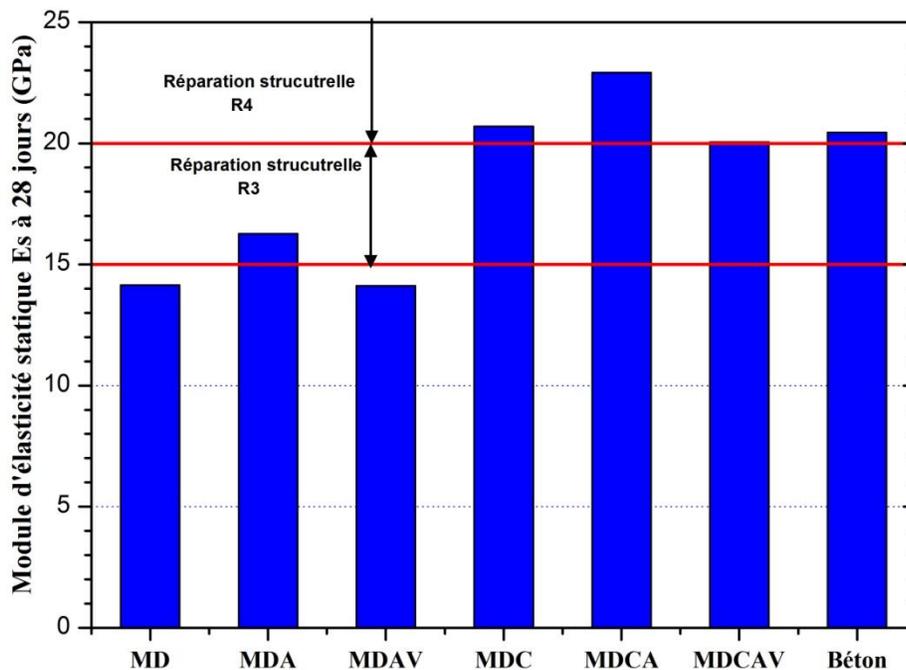


Figure 4.3 : Module d'élasticité statique des mortiers étudiés et du béton substrat.

L'évolution du module d'élasticité statique des différentes compositions à 28 jours est présentée à la figure 4.3. Ces résultats montrent que le mortier témoin MD et le mortier adjuvanté contenant des fibres MDAV, présentent des modules d'élasticité légèrement inférieurs (5,1% et 5,95% respectivement) à la valeur minimale (15 GPa) fixée par la norme EN 1504-3 pour les mortiers de réparation de classe R3. De l'autre côté, nous avons constaté que le module d'élasticité du mortier adjuvanté (MDA) à base de sable dunaire est supérieur par 8,47% à cette valeur minimale.

En outre, les mortiers à base du sable corrigé MDC, MDCA et MDCAV présentent un module d'élasticité supérieur (par 3,51%, 14,62% et 2,24% respectivement) à la limite minimale (20 GPa) requise par la norme EN 1504-3 pour les mortiers de réparation structurelle de classe R4. De plus, les modules d'élasticité des mortiers MDC et MDCAV sont comparables à celui du béton substrat (20,4 GPa).

Le module d'élasticité du mortier est fortement relié à la rigidité et à la proportion volumique des granulats. Lors de la formulation des composites MDAV et MDCAV, un volume de granulat a été substitué par un volume équivalent de fibres d'alfa (volumes à l'état saturé). Le volume de granulat est donc plus faible dans les composites que dans les mortiers sans fibres, ce qui pourrait peut-être par conséquent expliquer la diminution du module d'élasticité des mortiers fibré MDAV et MDCAV par rapport aux mortiers sans fibres. En outre, l'incorporation des fibres entraînent des bulles d'air supplémentaires ce qui conduit à une augmentation de la porosité du matériau.

De manière générale, l'augmentation du taux de fibres entraîne une diminution du module d'élasticité des bétons, ce qui par conséquent augmente sa ductilité. Page [179] a étudié l'effet d'ajout des fibres de lin sur les caractéristiques mécaniques des composites. Il a trouvé que le béton avec 0,3 % de fibres de 12 mm possède le plus faible module d'élasticité, soit une diminution de 12 % par rapport au béton témoin.

Nous constatons aussi que le mortier à base du sable dunaire-calcaire MDC a affiché une augmentation significative de la valeur du module d'élasticité, de l'ordre de 46,37 %, par rapport à celui du mortier témoin MD. Ceci est probablement attribué à la faible porosité du

mortier MDC par rapport au mortier MD, ce qui a conduit à une amélioration de la résistance à la compression et à son tour une augmentation de la rigidité.

#### 4.3. Relation entre la résistance à la compression et le module d'élasticité statique

Dans la pratique, on cherche souvent à trouver la relation entre le module d'élasticité et la résistance à la compression, pour n'avoir à estimer que l'une des deux caractéristiques. En général, on cherche à prédire le module d'élasticité à partir de la résistance à la compression et non le contraire. Il existe des modèles empiriques permettant d'estimer le module d'élasticité en fonction de la résistance à la compression.

Dans le but de prédire un modèle mathématique reliant le module d'élasticité avec la résistance à la compression, la figure 4.4 présente une relation linéaire entre la racine carrée de la résistance à la compression et le module d'élasticité statique à 28 jours des différents types des mortiers avec un coefficient de corrélation  $R^2$  de 0,982. Dans la même figure, cette corrélation est comparée à celles d'autres modèles.

Plusieurs chercheurs ont suggéré diverses relations empiriques liant le module d'élasticité statique à la résistance à la compression du béton normal. D'autre part, le comité ACI 318-08, a établi une expression qui permet d'estimer le module d'élasticité statique en fonction aussi bien de la résistance en compression que de la masse volumique d'un béton normal ou léger, pour des valeurs de masse volumique comprises entre  $1440 \text{ kg/m}^3$  et  $2480 \text{ kg/m}^3$ .

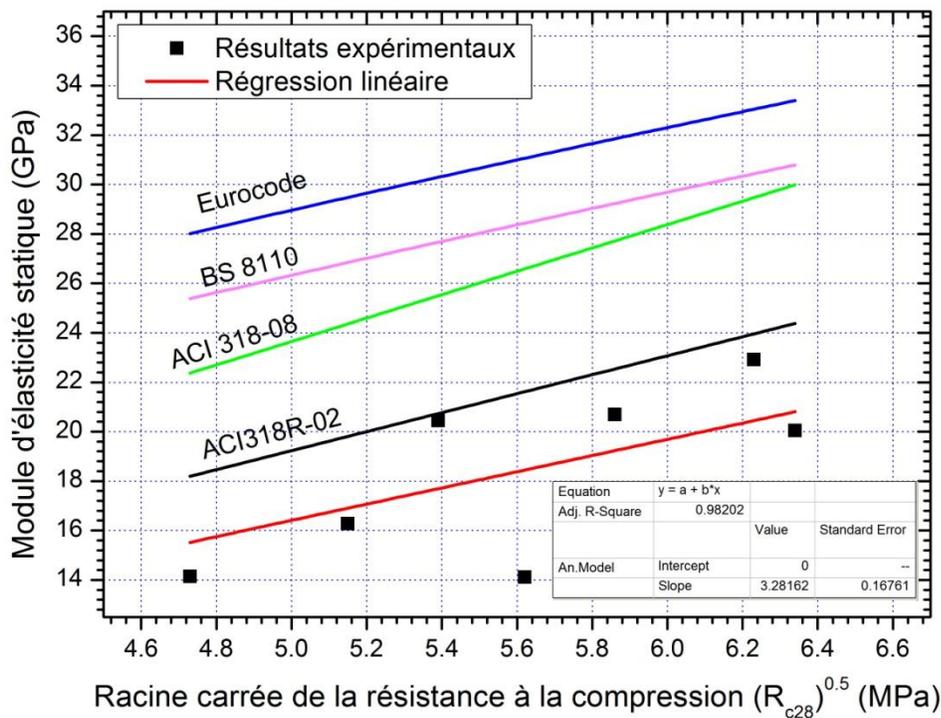


Figure 4.4 : Relations entre le module d'élasticité statique et la résistance à la compression pour différents types de mortier

Les autres modèles tels que l'Eurocode 2, le BS 8110 et l'ACI 318R-02 proposent des relations liant le module d'élasticité d'un béton normal à la racine carrée ou cubique de la résistance à la compression (Tableau 4.2).

Tableau 4.2 : Exemples de quelques modèles de prédiction du module d'élasticité statique

Codes	Equation	Unités
<b>ACI 318-08</b>	$E_s = 0,043\rho^{1.5}(R_c)^{0.5}$	$1480 \text{ kg/m}^3 \leq \rho \leq 2480 \text{ kg/m}^3$ $R_c(\text{MPa}) ; E_s (\text{MPa})$
<b>Eurocode 2</b>	$E_s = 22(R_c/10)^{0.3}$	$R_c(\text{MPa}) ; E_s (\text{MPa})$
<b>BS 8110</b>	$E_s = 9100(R_c)^{0.33}$	$R_c(\text{MPa}) ; E_s (\text{MPa})$
<b>ACI 318R-02</b>	$E_s = 4,73(R_c)^{0.5}$	$R_c(\text{MPa}) ; E_s (\text{MPa})$

Dans les équations du Tableau 4.2, la quantité de pâte (ou le rapport E/C) n'apparaît pas de manière explicite mais utilise plutôt la résistance à la compression comme principal

paramètre d'entrée. Donc, si la résistance à la compression est influencée par le volume de pâte, le volume de pâte pourra avoir un impact sur le module élastique [180].

Les valeurs des résultats expérimentaux obtenues lors de cette étude semblent être décrites par les équations suivantes :

$$E_{s28} = 3,28(R_{c28})^{0,5} \quad (4.2)$$

Cette équation pourrait être modifiée pour inclure le paramètre masse volumique du mortier et devenir comme suit :

$$E_{s28} = 0,037\rho^{1,5}(R_{c28})^{0,5} \quad (4.3)$$

Il convient de rappeler que la valeur de la masse volumique moyenne des mortiers élaborés lors de cette étude oscille autour de 2000 kg/m<sup>3</sup>. La comparaison des valeurs obtenues par l'utilisation des équations données ci-dessus avec celles prédites par les normes citées dans le Tableau 4-2, montre que, pour un niveau de résistance donné, le module d'élasticité estimé par le modèle ici développé est le plus proche des résultats expérimentaux. Les équations proposées par les normes du Tableau 4-1 surestiment tous le module d'élasticité des mortiers. Toutefois, le modèle proposée par l'ACI 318-08 semble être le plus proche aux résultats expérimentaux. De plus, le module d'élasticité calculé en utilisant le modèle d'ACI 318-08 semble être en bonne concordance avec les résultats expérimentaux obtenus pour un béton conventionnel dont la de résistance à la compression varie entre 20 et 50 MPa.

#### 4.4. Relation entre le module d'élasticité statique et le module d'élasticité dynamique

Le module d'élasticité dynamique mesuré est généralement supérieur au module d'élasticité statique. Cet écart peut provenir de la différence d'échelle des contraintes appliquées au matériau, qui sont très faibles pour la détermination du module dynamique, et qui sont importantes pour la détermination du module statique. Néanmoins, il est souvent admis qu'une corrélation existe entre ces deux modules [150].

De façon similaire à la résistance à la compression, il existe des modèles qui corrént le module d'élasticité statique au module d'élasticité dynamique. Les plus courantes sont des relations linéaires comme le montre le tableau ci-dessous. Cependant, dans ces cas, les deux

propriétés évaluées ne sont liées qu'aux caractéristiques élastiques du matériau. Les modèles corrélant les modules élastiques statiques et dynamiques sont également empiriques et ont leurs propres incertitudes et limites, mais le point de départ est une propriété mesurée avec une grande précision, une faible dispersion et de manière non destructive.

Tableau 4.3 : Exemples de quelques modèles reliant le module d'élasticité statique et dynamique

Auteurs	Equation	Unités	Référence
<b>Lydon et al.</b>	$E_s = 0,83E_d$	$E_s(\text{GPa}) ; E_d (\text{GPa})$	[182]
<b>Swamy et al.</b>	$E_s = 1,04E_d - 4,1$	$E_s(\text{GPa}) ; E_d (\text{GPa})$	[183]
<b>Megat et al.</b>	$E_s = 0,88E_d$	$E_s(\text{GPa}) ; E_d (\text{GPa})$	[33]
<b>Popovics</b>	$E_s = 446,09(E_d)^{1,4} \rho^{-1}$	$E_s(\text{GPa}) ; E_d (\text{GPa}) ; \rho[\text{kg/m}^3]$	[184]

Des travaux antérieurs [181] ont montré que le module d'élasticité dynamique est toujours supérieur à celui en statique. L'écart entre ces deux modules diminue avec l'augmentation de la résistance à la compression du béton : 40% pour les bétons à faible résistance, 30% pour les bétons à résistance moyenne et 20% pour les bétons à haute résistance.

La figure 4.5 montre la corrélation linéaire trouvée entre le module d'élasticité statique et celui en dynamique pour les mortiers objet de l'étude. Cette corrélation est traduite par l'équation 4.4 avec un excellent coefficient de corrélation  $R^2$  égale à 0,999.

$$E_{s28} = 0,758 E_{d28} \quad (4.4)$$

Les résultats trouvés indiquent que les valeurs du module dynamique sont, en moyenne, environ 31,50 % plus élevés que le module statique obtenu lors des essais de compression (Tableau 4-4).

La raison derrière un tel résultat peut être que, puisque l'essai par ultrasons est effectué à de faibles niveaux de contrainte, les résultats du test ressemblent plus étroitement à un module tangent initial. Bien que le module d'élasticité dynamique soit plus élevé, il peut être obtenu de manière non destructive, ce qui est le principal avantage de cette méthode [129].

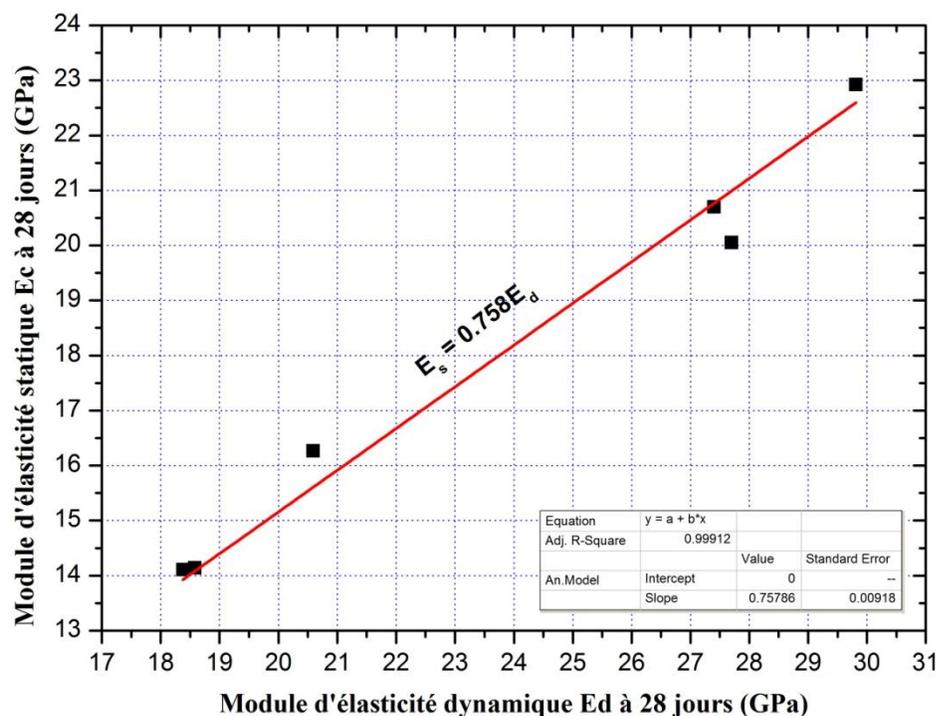


Figure 4.5 : Relations entre le module d'élasticité statique et celui en dynamique pour différents types de mortier.

Tableau 4.4 : Résultats expérimentaux et Résultats analytiques du module d'élasticité statique

Mortier	Résultats expérimentaux		Résultats analytiques
	Module d'élasticité dynamique $E_{d28}$ (GPa)	Module d'élasticité statique $E_{s28}$ (GPa)	$E_{s28}$ (GPa)
<b>MD</b>	18,58	14,14	14,08
<b>MDA</b>	20,59	16,27	15,61
<b>MDAV</b>	18,38	14,11	13,93
<b>MDC</b>	27,4	20,70	20,76
<b>MDCA</b>	29,81	22,92	22,59
<b>MDCAV</b>	27,70	20,05	20,99

#### 4.5. Adhérence mortier de réparation -béton substrat

La force d'adhérence du mortier de réparation au support béton est l'une (sinon la première) des caractéristiques techniques les plus importantes des matériaux de réparation. Une mauvaise adhérence du mortier de réparation au vieux béton peut empêcher un comportement monolithique et provoquer le décollement de la réparation sous des charges mécaniques. Une liaison de bonne qualité entre les deux matériaux est une exigence importante pour évaluer l'efficacité de la réparation.

Afin de s'assurer de la fiabilité des couches de réparation, il est important de bien évaluer la contrainte d'adhérence entre le mortier de réparation et le béton du substrat et de déterminer avec précision le mode de rupture du composite. Des essais de traction directe (Pull-off) et de cisaillement oblique (Slant-shear) ont été entrepris dans l'optique d'évaluer la performance mécanique du composite mortier-béton.

##### 4.5.1 Adhérence par essai d'arrachement (Pull-off)

Cet essai de traction directe permet non seulement de mesurer la force nécessaire à la rupture de la réparation, mais aussi d'observer la localisation de cette rupture : cohésive dans le support ou dans le mortier ; adhésive, c'est-à-dire suivant l'interface ; ou mixte, à la fois cohésive et adhésive.

Les contraintes d'adhérences obtenues lors de cet essai pour les différents mortiers étudiés sont regroupées dans le tableau 4-5 et représentées dans la figure 4.6. Ces contraintes d'adhérence entre le mortier et le support béton varient entre 2,18 et 2,64 MPa. Elles sont plus faibles pour le mortier MD et croissent respectivement par 12,65%, 15,22%, 16,15%, 17,80% et 21,06% pour les mortiers MDA, MDAV, MDC, MDCA et MDCAV. Ce gain de résistance d'adhésion semble être directement lié au taux de fissuration provoqué par le retrait qui est l'un des facteurs affectant l'adhérence entre le mortier et le béton.

Tableau 4.5 : Contraintes d'adhérence  $\sigma_{\text{aar}}$  des différents types de mortiers

	<b>MD</b>	<b>MDA</b>	<b>MDAV</b>	<b>MDC</b>	<b>MDCA</b>	<b>MDCAV</b>
<b>1</b>	2,18	2,52	2,57	2,56	2,61	2,71
<b>2</b>	2,22	2,50	2,52	2,69	2,46	2,65
<b>3</b>	2,15	2,39	2,49	2,45	2,56	2,58
<b>4</b>	2,13	2,41	2,50	2,50	2,57	2,63
<b>5</b>	2,23	2,47	2,49	2,48	2,66	2,63
<b>Moyenne (MPa)</b>	<b>2,18</b>	<b>2,46</b>	<b>2,51</b>	<b>2,53</b>	<b>2,57</b>	<b>2,64</b>
<b>C.V(%)</b>	1,98	2,29	1,34	3,78	2,87	1,84

De plus, quel que soit le type de mortier, la force d'adhérence mesurée est supérieure à la valeur minimale de 2 MPa, requise par la norme EN1504-3 pour une réparation structurale de classe R4, et elle est excellente selon le guide de réparation du béton ACI 546.3R.

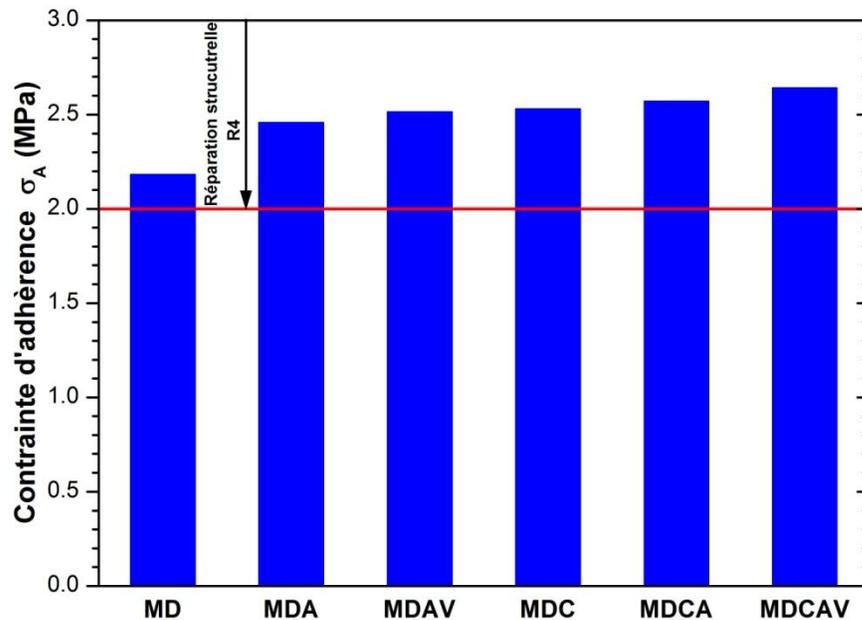


Figure 4.6 : Contraintes d'adhérence par arrachement des différents types de mortiers

Les ruptures cohésives représentent 60% des cas rencontrés pour les mortiers MD, MDA et MDC, et 80% pour les mortiers MDAV, MDCA et MDCAV (Figure 4.7). Par conséquent, on peut conclure que l'adhérence du mortier au support béton est généralement adéquate et que l'interface entre ces deux matériaux ne constitue pas nécessairement le point faible du composite.

Il convient de signaler que l'inconvénient de l'essai pull-off est lié au fait qu'il ne caractérise pas forcément l'interface, puisque la rupture peut être cohésive dans le support ou dans le mortier. De nombreux facteurs tels que la vitesse de mise en charge, la rugosité, le nombre d'essais, la perpendicularité de la traction et la cohésion du support peuvent perturber la mesure de l'adhérence et conduire à une grande dispersion des résultats et, par conséquent, à un nombre important d'essais à réaliser [185].

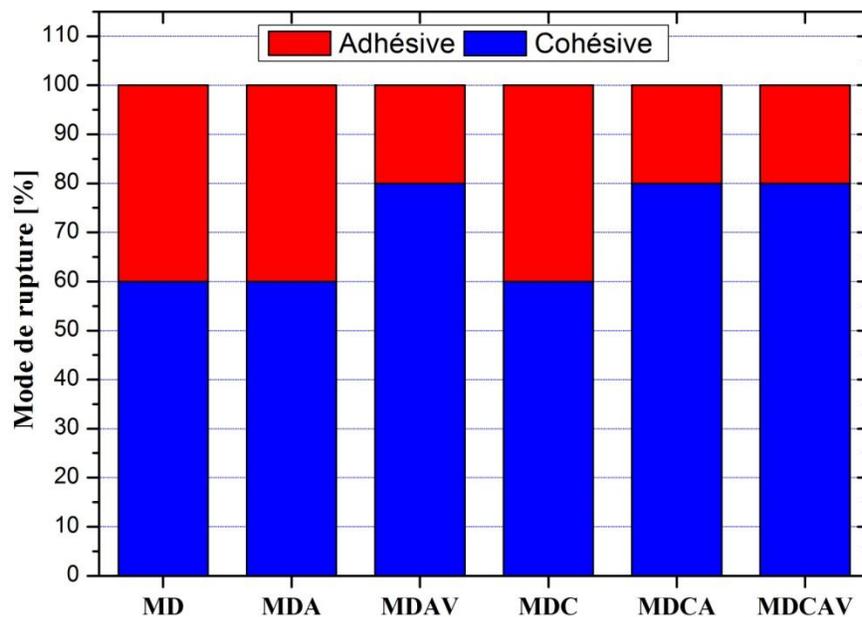


Figure 4.7 : Modes de rupture des différents types de mortiers.

#### 4.5.2 Adhérence par essai du cisaillement oblique (Slant-shear)

Un des essais de cisaillement est l'essai de cisaillement par compression (cisaillement oblique). L'adhérence entre les deux matériaux est déterminée, selon la norme ASTM C 882, par le calcul de la contrainte de rupture obtenue en divisant la charge ultime par la zone elliptique de la surface de liaison.

Les contraintes d'adhérences obtenues par l'essai de cisaillement oblique pour les différents mortiers étudiés sont regroupées dans le tableau 4.6 et représentées dans la figure 4.8. Cette contrainte d'adhérence varie de 11,13 MPa pour le mortier témoin MD à 17,69 MPa pour le mortier à base de sable corrigé renforcé avec des fibres MDCAV.

Tableau 4.6: Contraintes d'adhérence  $\sigma_{aco}$  des différents types de mortiers

	<b>MD</b>	<b>MDA</b>	<b>MDAV</b>	<b>MDC</b>	<b>MDCA</b>	<b>MDCAV</b>
<b>1</b>	11,45	13,73	15,33	14,13	15,31	17,52
<b>2</b>	10,43	13,89	15,48	15,35	17,13	16,53
<b>3</b>	11,52	13,16	14,88	14,69	16,50	19,03
<b>Moyenne (MPa)</b>	<b>11,13</b>	<b>13,59</b>	<b>15,23</b>	<b>14,72</b>	<b>16,31</b>	<b>17,69</b>
<b>C.V(%)</b>	5,48	2,85	2,07	4,13	5,65	7,10

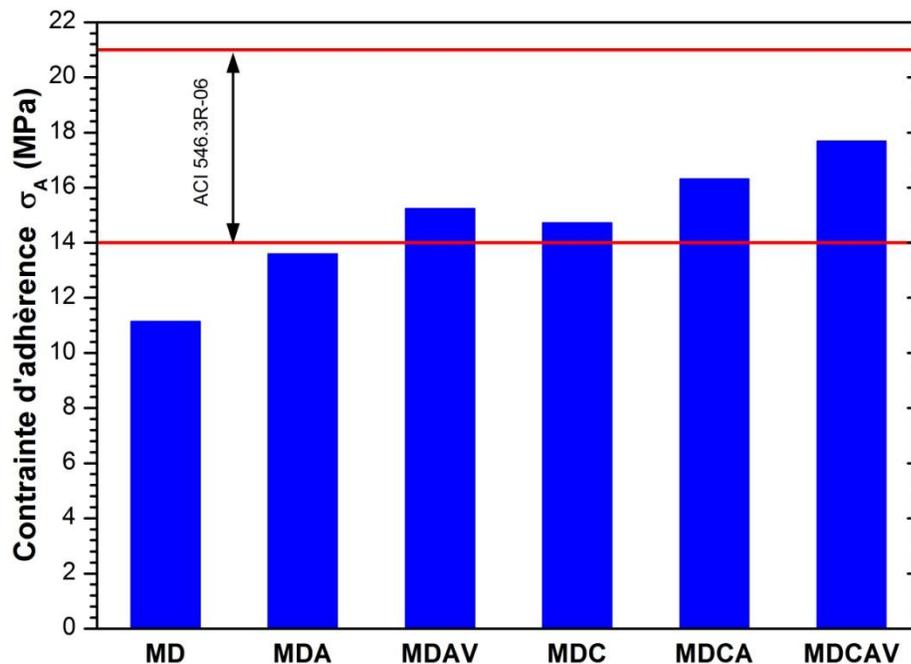


Figure 4.8 : Contraintes d'adhérence par cisaillement oblique des différents types de mortiers.

On constate, à partir de la figure 4.8, que les mortiers MDAV, MDC, MDCA et MDCAV développent des contraintes d'adhérence supérieures à la valeur minimale de 14 MPA requise par l'ACI 546.3R [186], alors que celles développées par les mortiers MD, et MDA sont au-dessous du seuil de la norme suscitée. Ces résultats montrent, aussi, que la correction granulométrique de sable dunaire par du sable calcaire, l'ajout d'un superplastifiant et l'incorporation des fibres sont très bénéfique en termes d'adhérence. En effet, l'augmentation relative de la contrainte d'adhérence de chacun des mortiers MDA, MDAV, MDC, MDCA et MDCAV, par rapport au mortier de référence MD, était respectivement de 22,10% ; 36,83% ; 32,25% ; 46,54% et 58,93%.

#### 4.5.3 Modes de rupture des composites (mortier de réparation –béton substrat)

Le tableau 4.7 présente les différents modes de ruptures trouvés lors de l'essai de cisaillement oblique à 28 jours. On distingue principalement deux modes de rupture : adhésive à l'interface mortier-béton, et cohésive dans le béton, dans le mortier ou dans les deux comme le montre le tableau 4.7. D'autre part, il convient de noter que les ruptures adhésives n'ont été constatées que dans le mortier témoin MD. Les autres mortiers ont connu tous des ruptures cohésives.

L'emplacement de la rupture (mode de rupture) donne des informations précieuses sur la qualité de la liaison entre le matériau de réparation et le béton substrat. En général, si la rupture a eu lieu dans le substrat, on peut affirmer que la force de liaison est au moins aussi élevée que celle du béton substrat. Si la rupture se produit, par contre, à l'interface de liaison, la résistance à la rupture estimée est égale à la résistance de liaison.

Tableau 4.7 : Modes de rupture des composites (mortier de réparation –béton substrat)

		
1	2	3
Rupture adhésive	Rupture adhésive	Rupture adhésive
a. Mortier MD		
		
1	2	3
Rupture cohésive	Rupture cohésive	Rupture cohésive
b. Mortier MDA		
		
1	2	3
Rupture cohésive	Rupture cohésive	Rupture cohésive
c. Mortier MDAV		

		
1	2	3
Rupture cohésive	Rupture cohésive	Rupture cohésive
a. Mortier MDC		
		
1	2	3
Rupture cohésive	Rupture cohésive	Rupture cohésive
b. Mortier MDCA		
		
1	2	3
Rupture cohésive	Rupture cohésive	Rupture cohésive
c. Mortier MDCAV		

#### 4.5.4 Relation entre la contrainte d'adhérence au cisaillement oblique et la résistance à la compression des mortiers

Les résultats obtenus à partir de l'essai de cisaillement oblique indiquent qu'une relation étroite existe entre la contrainte d'adhérence au cisaillement et la résistance à la compression du mortier de réparation. La contrainte d'adhérence au cisaillement oblique augmente avec l'augmentation de la résistance à la compression du mortier de réparation. La figure 4.9 présente la relation entre cette contrainte d'adhérence et le ratio de la résistance à la compression (mortier/béton substrat). L'expression proposée à cette corrélation est une relation de forme linéaire présentée par l'équation 4.5 avec un très bon coefficient de corrélation de 0,898.

$$\sigma_{aco} = 4,62 + 9,45 \frac{R_{cm}}{R_{cb}} \quad (4.5)$$

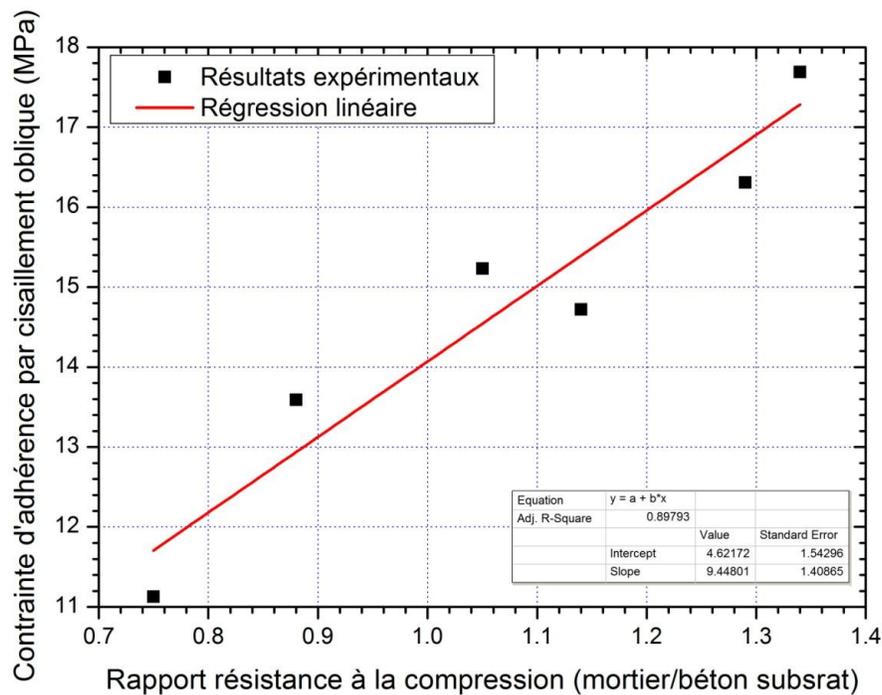


Figure 4.9 : Corrélation entre la contrainte d'adhérence au cisaillement oblique et le rapport des résistances à la compression (mortier/béton).

Sur la base de ces résultats, on peut conclure que la force de liaison mesurée par la méthode d'essai de cisaillement oblique dépend de la résistance à la compression des matériaux mis en jeu (réparation et substrat).

Benyahia [187] a montré que l'adhérence par cisaillement oblique des mortiers de réparation est liée à la résistance en compression par une loi de puissance ( $f_a = 2,54f_c^{0,44}$ ), avec un excellent coefficient de régression de  $R^2 = 0,977$ .

Diab et al. [62] ont rapporté que l'évolution de la contrainte d'adhérence au cisaillement oblique entre le vieux béton et le nouveau béton autoplaçant est linéairement proportionnelle au rapport entre la résistance à la compression du béton de réparation et du béton substrat jusqu'à une valeur de 1,4. Au-delà de cette valeur, la variation de la contrainte d'adhérence au cisaillement oblique est négligeable.

#### 4.5.5 Relation entre la contrainte d'adhérence par arrachement et par cisaillement oblique

Les résultats des essais d'adhérences trouvées précédemment montrent que la contrainte de liaison enregistrée par cisaillement oblique est supérieure à celle enregistrée par arrachement ; cela est dû à l'influence de la force de compression sur la force de liaison de l'interface. La présence d'une force de compression dans cette méthode (cisaillement oblique) conduit à une résistance de liaison plus élevée par rapport à celle trouvée par arrachement au en raison de l'augmentation du frottement.

Les résultats obtenus indiquent l'existence d'une relation linéaire entre la contrainte d'adhérence par arrachement avec celle de l'essai de cisaillement oblique comme montré dans la figure 4.10. Cette relation est donnée par l'équation 4.6 avec un coefficient de corrélation  $R^2$  de 0,991.

$$\sigma_{aar} = 0,166 \sigma_{aco} \quad (4.6)$$

Julio et al [60] ont étudié l'adhérence entre vieux béton et un béton de réparation, ils ont rapporté qu'il existe une corrélation linéaire entre la contrainte d'adhérence par cisaillement oblique et par arrachement donnée par l'équation (4.7) avec un coefficient de corrélation  $R^2 = 0,948$ .

$$\sigma_{aar} = 0,1855 \sigma_{aco} \quad (4.7)$$

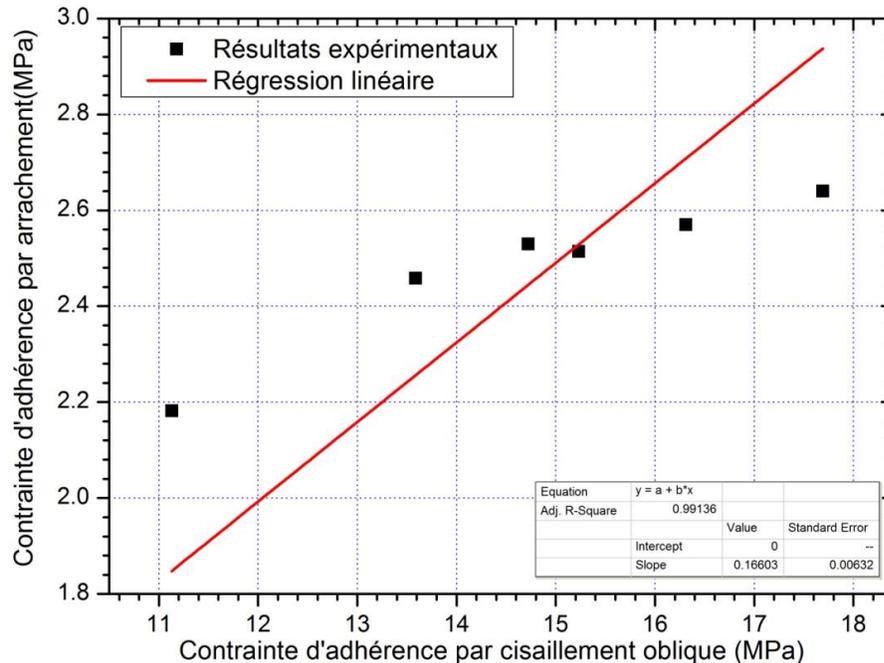


Figure 4.10 : Relation entre les contraintes d'adhérence par arrachement et par cisaillement oblique.

#### 4.6. Durabilité des mortiers de réparation élaborés

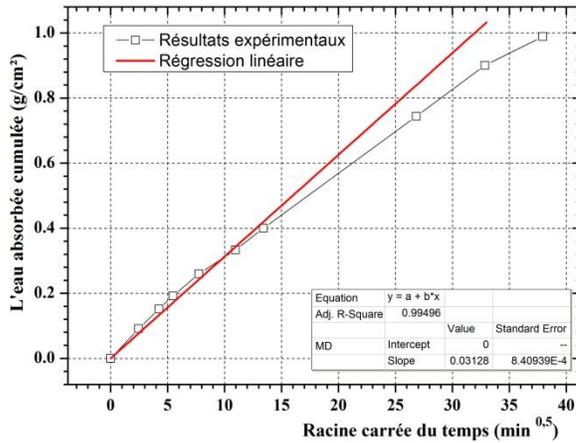
Plusieurs travaux de recherche [188–190] ont mis en évidence que la valeur de la résistance en compression, indicateur traditionnel de la performance des bétons, n'est désormais plus suffisante pour évaluer la durabilité potentielle des bétons et pour sélectionner une formule devant satisfaire des critères relatifs à la durabilité.

Les indicateurs de durabilité sont des paramètres qui apparaissent comme fondamentaux dans l'évaluation et la prédiction de la durabilité du matériau et de la structure vis-à-vis du processus de dégradation considéré. Ces paramètres doivent être aisément quantifiables à partir d'essais de laboratoire pratiqués sur des éprouvettes ou sur des prélèvements, de façon reproductible et selon des modes opératoires bien définis. La perméabilité aux gaz et l'absorption d'eau par capillarité sont des essais qui nous ont permis de déterminer le coefficient de perméabilité et le coefficient d'absorption d'eau par capillarité. Ces indicateurs de durabilité sont très importants pour appréhender le comportement des mortiers vis à vis de leur performance dans la protection des armatures du béton armé de la corrosion [191, 192].

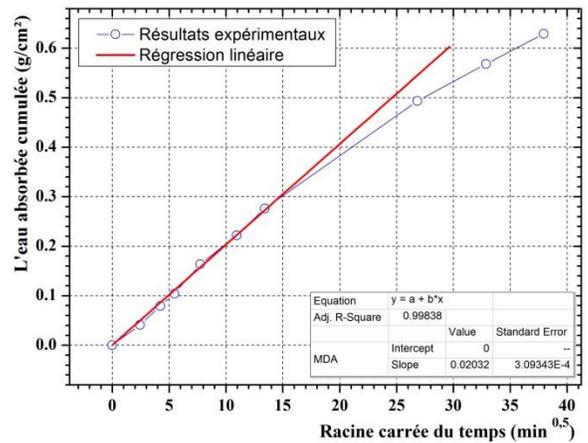
#### 4.6.1 Absorption d'eau par capillarité

L'absorption capillaire caractérise l'aptitude d'un matériau poreux à absorber l'eau lorsqu'il est exposé à une source d'eau. Les figures 4.11 et 4.12 illustrent la cinétique d'absorption d'eau cumulée par unité de surface  $C_c$  ( $\text{g}/\text{cm}^2 \cdot \text{min}^{0.5}$ ), en fonction de la racine carrée du temps à 28 jours et à 180 jours de cure respectivement. Les figures montrent que la quantité cumulée de l'eau absorbée par unité de surface augmente avec la racine carrée du temps pour les différents types de mortiers de réparation. Des tendances similaires ont été observées pour tous les types de mortiers.

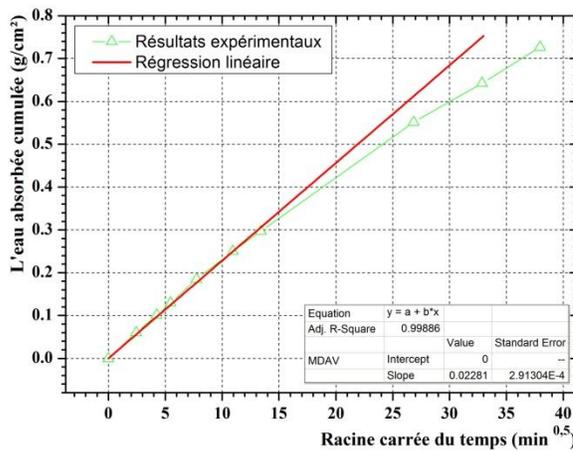
Le tableau 4.8 et la figure 4.13 présentent les valeurs de sorptivité  $C_c$  obtenues à partir des graphes des figures 4.11 et 4.12. Les résultats montrent que les coefficients d'absorption du mortier MD à 28 et à 180 jours sont nettement supérieurs par rapport aux autres formulations. Le mortier MDCA offre un coefficient d'absorption plus faible que les autres mortiers à 28 et 180 jours. Le mortier MDCA a une valeur de  $C_c$  de 0,0164 et 0,0154 à 28 et 180 jours respectivement, ce qui est environ 47% inférieur à celui du mortier MD. Cela peut être due à la correction granulométrique du sable qui conduit à une amélioration la compacité de la matrice et par conséquent à une diminution la porosité. De plus, on constate que les mortiers MDAV et MDCAV ont des coefficients de sorptivité supérieurs, par environ 12% et 3%, à respectivement ceux enregistrés pour les mortiers MDA et MDCA. Cela peut être attribué à l'augmentation du volume des pores par l'ajout de fibres.



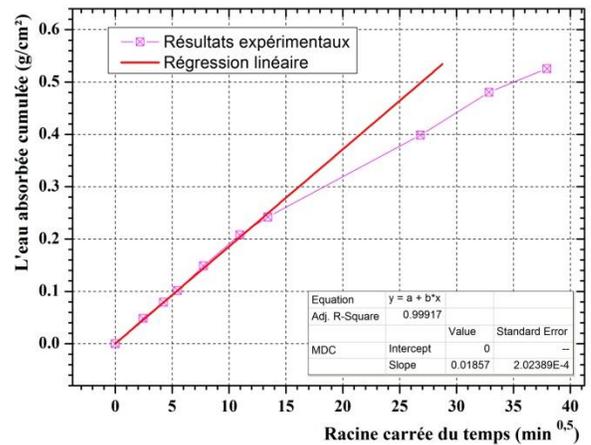
(a) MD



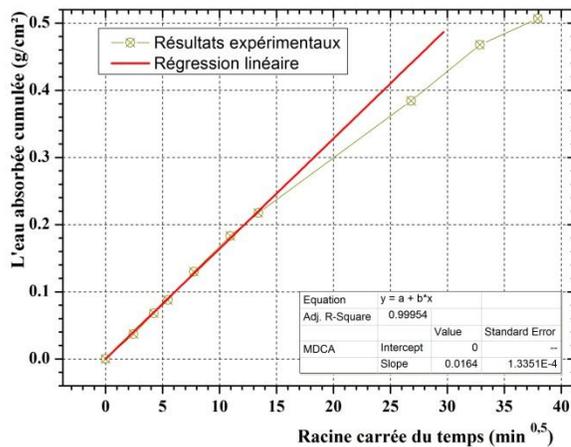
(b) MDA



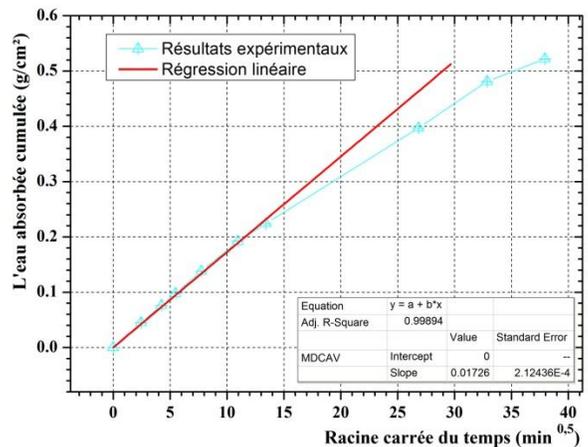
(c) MDAV



(d) MDC

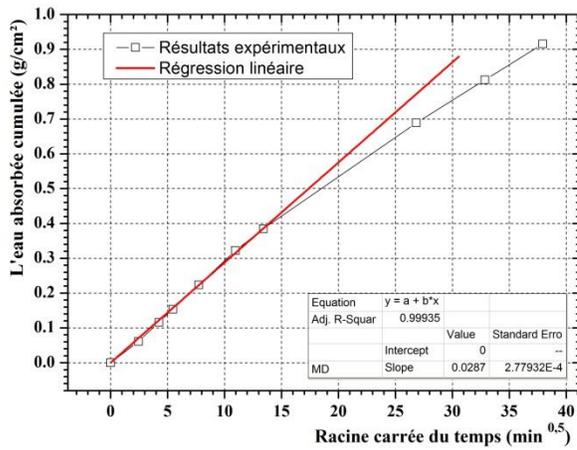


(e) MDCA

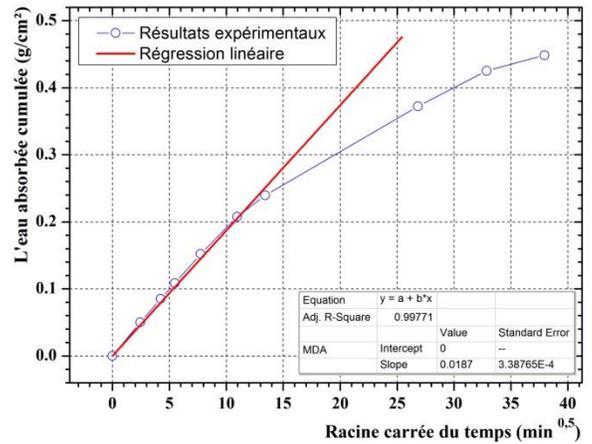


(f) MDCAV

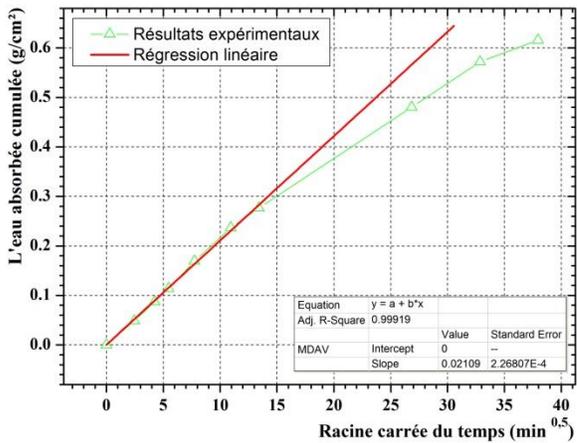
Figure 4.11 : Absorption d'eau par capillarité en fonction du temps à 28 jours pour les différents types de mortiers



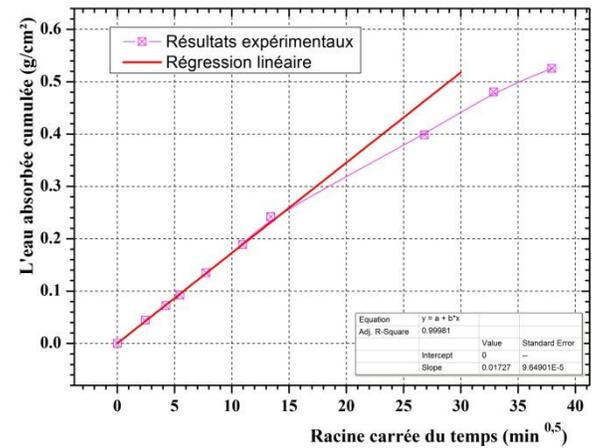
(a) MD



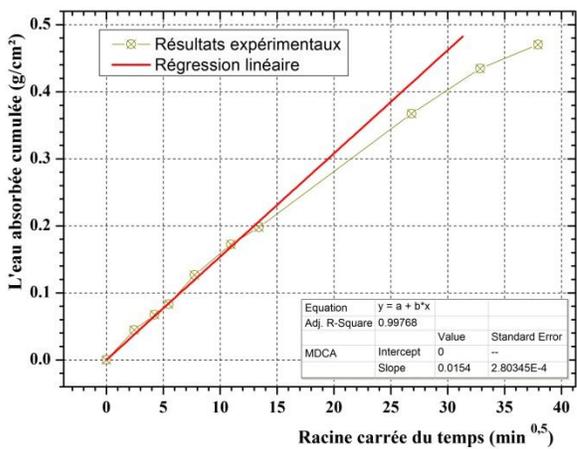
(b) MDA



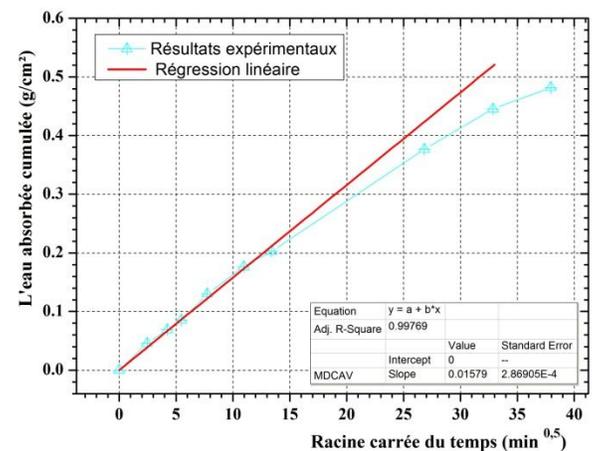
(c) MDAV



(d) MDC



(e) MDCA



(f) MDCAV

Figure 4.12 : Absorption d'eau par capillarité en fonction du temps à 180 jours pour les différents types de mortiers

Tableau 4.8 : Coefficients d'absorption d'eau par capillarité des différents types de mortiers

	Age (jours)	Equation de la régression linéaire	Coefficient de corrélation R <sup>2</sup>	Sorptivité (g/cm <sup>2</sup> .min <sup>0,5</sup> )
MD	28	$A_{ab} = 3,128.10^{-2}\sqrt{t}$	0,995	$3,128.10^{-2}$
	180	$A_{ab} = 2,876.10^{-2}\sqrt{t}$	0,999	$2,876.10^{-2}$
MDA	28	$A_{ab} = 2,032.10^{-2}\sqrt{t}$	0,998	$2,032.10^{-2}$
	180	$A_{ab} = 1,870.10^{-2}\sqrt{t}$	0,998	$1,870.10^{-2}$
MDAV	28	$A_{ab} = 2,281.10^{-2}\sqrt{t}$	0,999	$2,281.10^{-2}$
	180	$A_{ab} = 2,109.10^{-2}\sqrt{t}$	0,999	$2,109.10^{-2}$
MDC	28	$A_{ab} = 1,857.10^{-2}\sqrt{t}$	0,999	$1,857.10^{-2}$
	180	$A_{ab} = 1,727.10^{-2}\sqrt{t}$	0,999	$1,727.10^{-2}$
MDCA	28	$A_{ab} = 1,640.10^{-2}\sqrt{t}$	0,999	$1,640.10^{-2}$
	180	$A_{ab} = 1,540.10^{-2}\sqrt{t}$	0,998	$1,540.10^{-2}$
MDCAV	28	$A_{ab} = 1,726.10^{-2}\sqrt{t}$	0,999	$1,726.10^{-2}$
	180	$A_{ab} = 1,579.10^{-2}\sqrt{t}$	0,998	$1,579.10^{-2}$

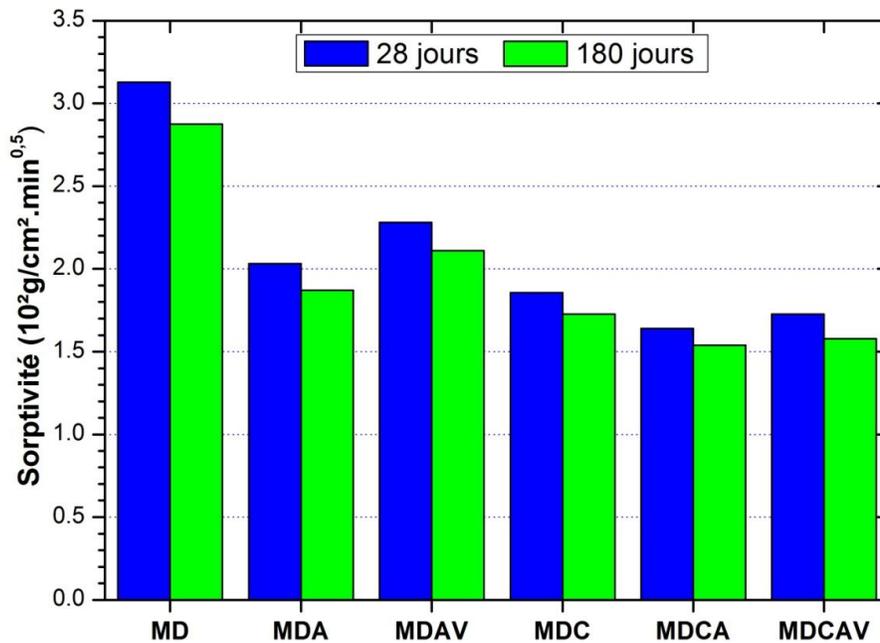


Figure 4.13 : Sorptivité des différents types de mortiers à 28 et à 180 jours.

#### 4.6.2 Perméabilité aux gaz

La perméabilité du béton est un autre paramètre fondamental contrôlant la durabilité. La perméabilité des matériaux de réparation est l'une des principales propriétés importantes pour atteindre la compatibilité et la durabilité dans les projets de réparation.

Les résultats de la perméabilité apparente ( $K_{app}$ ) obtenue par application de l'équation 2.4 (Chapitre 2) à partir de la moyenne calculée sur les valeurs de trois échantillons pour chaque formulation, à 28 jours et à 180 jours pour les différents types de mortiers et du béton substrat sont présentés sur les figures 4.14, 4.15, 4.16 et 4.17 en fonction de l'inverse de la pression moyenne  $P_m$  (moyenne entre la pression atmosphérique et la pression d'entrée absolue du gaz), respectivement.

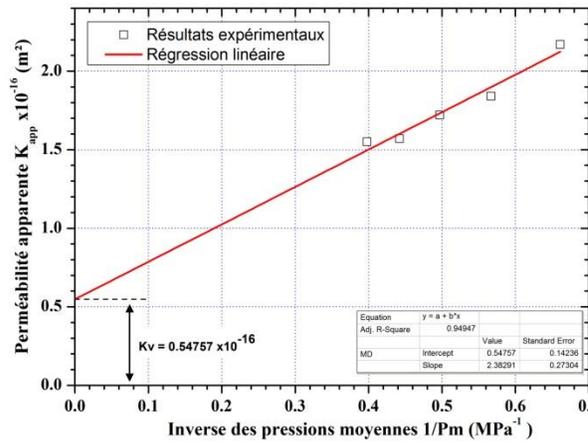
Les figures 4.14, 4.15, 4.16 et 4.17 montrent que le coefficient de la perméabilité apparente dépend du gradient de pression imposé à l'échantillon, c.-à-d. elle diminue lorsque que la pression d'entrée  $P$  augmente.

La perméabilité apparente  $K_{app}$  dépend des propriétés et de la pression du gaz, alors que l'objectif est d'évaluer la perméabilité intrinsèque  $K_{int}$  du matériau, qui dépend uniquement de la structure de pores de ce dernier. Cette dépendance à la pression a conduit Klinkenberg [193] à développer une approche pour estimer la perméabilité intrinsèque à partir d'une régression linéaire des différentes mesures de perméabilité apparentes effectuées pour différentes pressions d'injection en fonction de l'inverse de la pression moyenne (moyenne entre la pression atmosphérique  $P_1$  et la pression absolue d'entrée du gaz  $P_0$ ). Cette relation est donnée par l'équation (4.8):

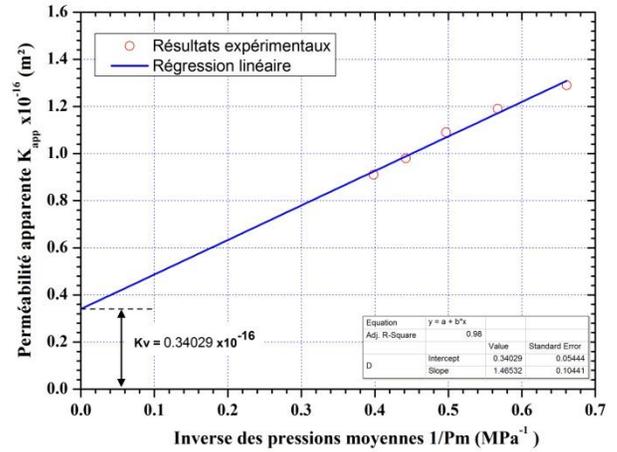
$$K_{app} = K_{int} \left( 1 + \frac{\beta}{P_m} \right) \quad (4.8)$$

$$P_m = \frac{P_0 + P_1}{2} \quad (4.9)$$

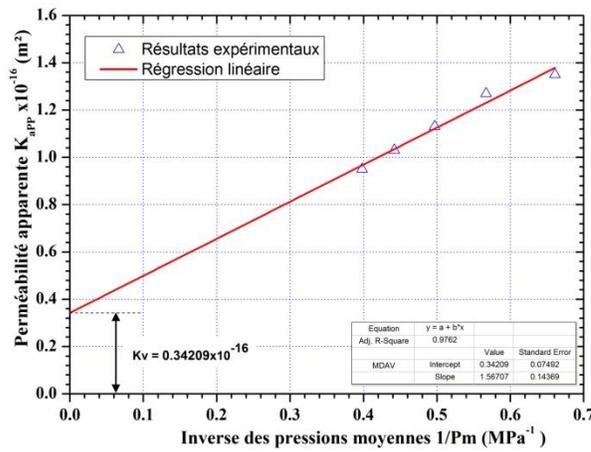
$\beta$  est un coefficient empirique déterminé expérimentalement à partir de la courbe  $K_{app} = f(1/P_m)$



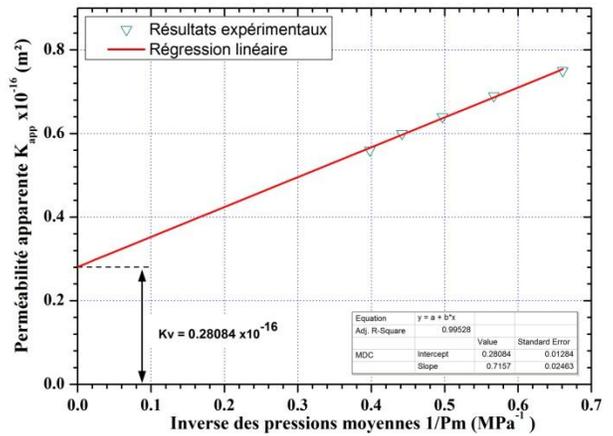
(a) MD



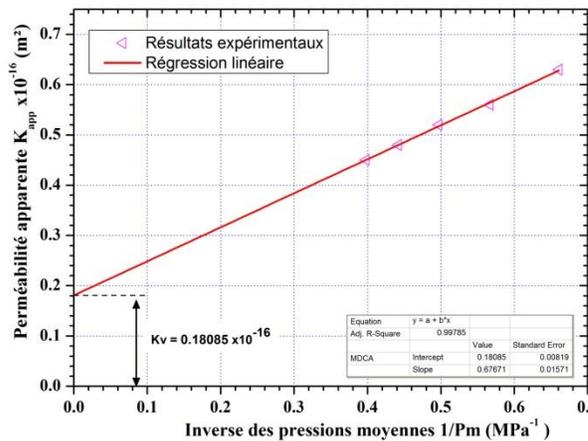
(b) MDA



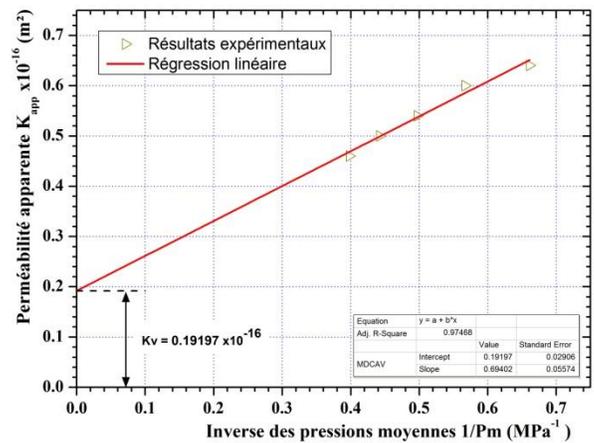
(c) MDAV



(d) MDC

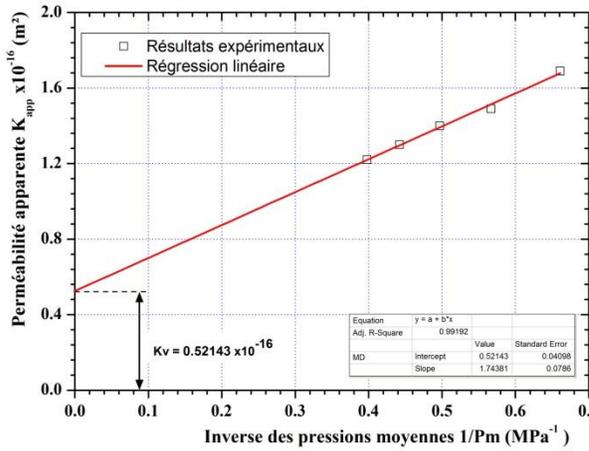


(e) MDCA

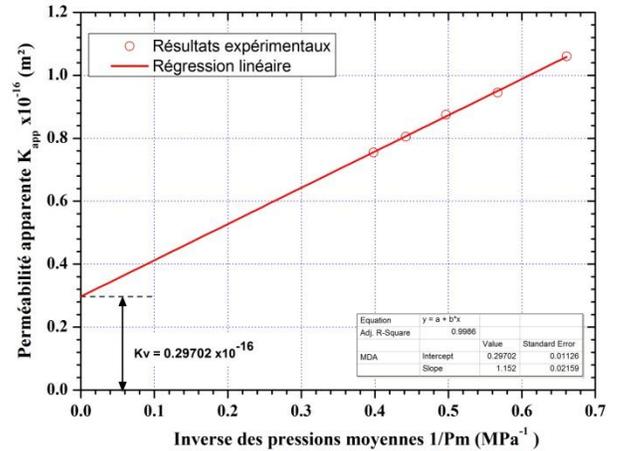


(f) MDCAV

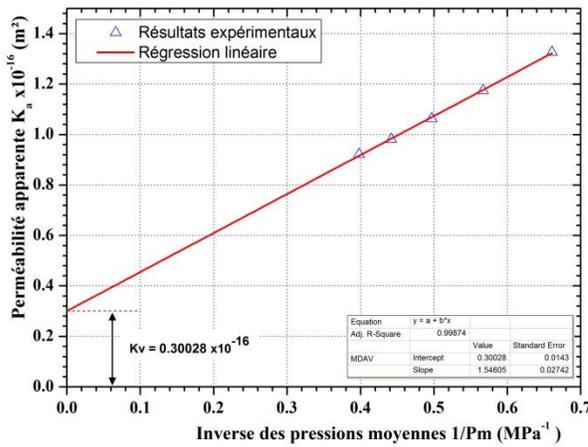
Figure 4.14 : Relation entre la perméabilité apparente et l'inverse de la pression moyenne à 28 jours pour les différents types de mortiers



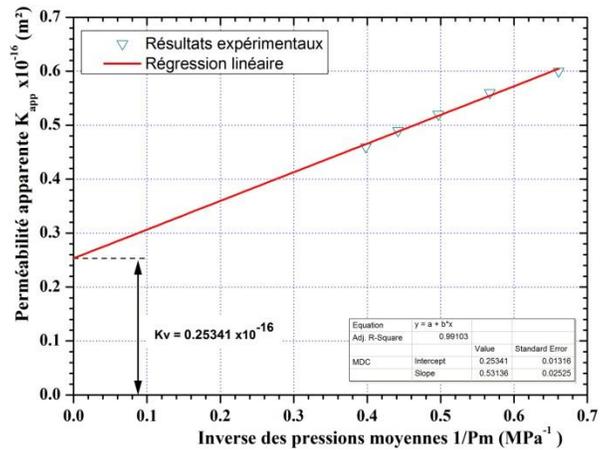
(a) MD



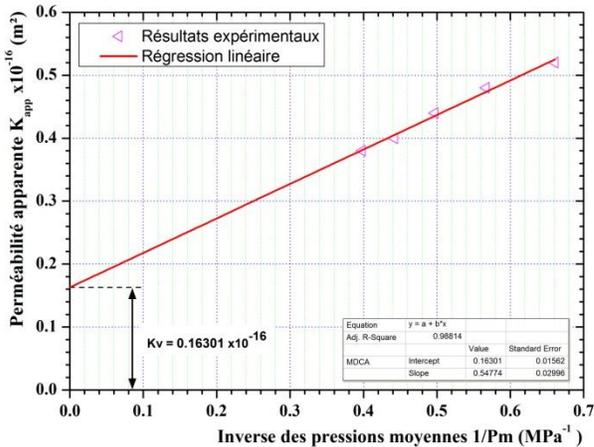
(b) MDA



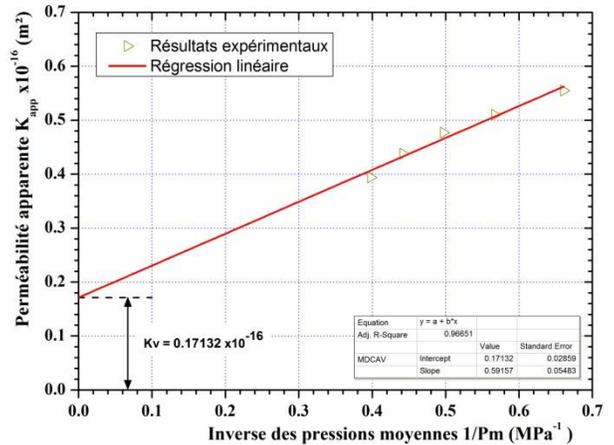
(c) MDAV



(d) MDC



(e) MDCA



(f) MDCAV

Figure 4.15 : Relation entre la perméabilité apparente et l'inverse de la pression moyenne à 180 jours pour les différents types de mortiers

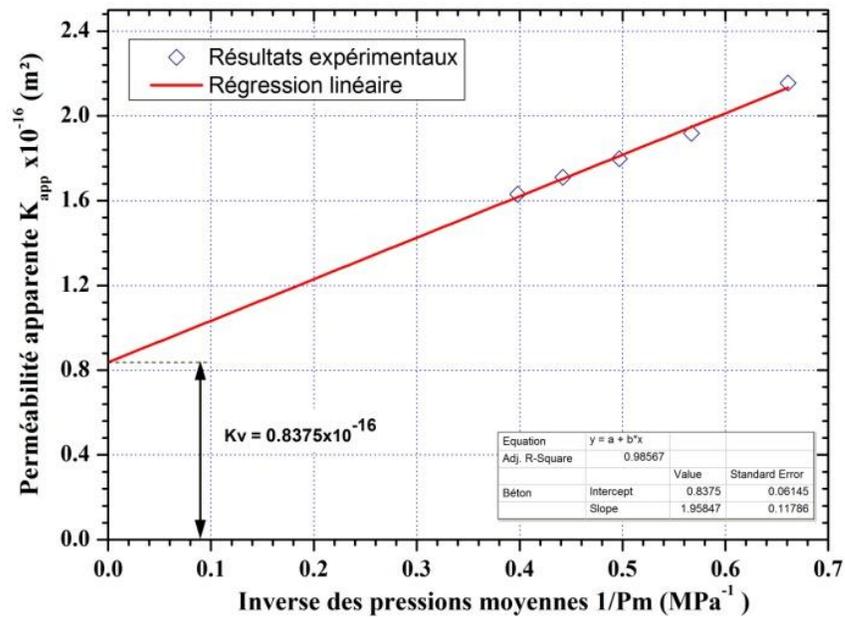


Figure 4.16 : Relation entre la perméabilité apparente et l'inverse de la pression moyenne du béton substrat à 28 jours

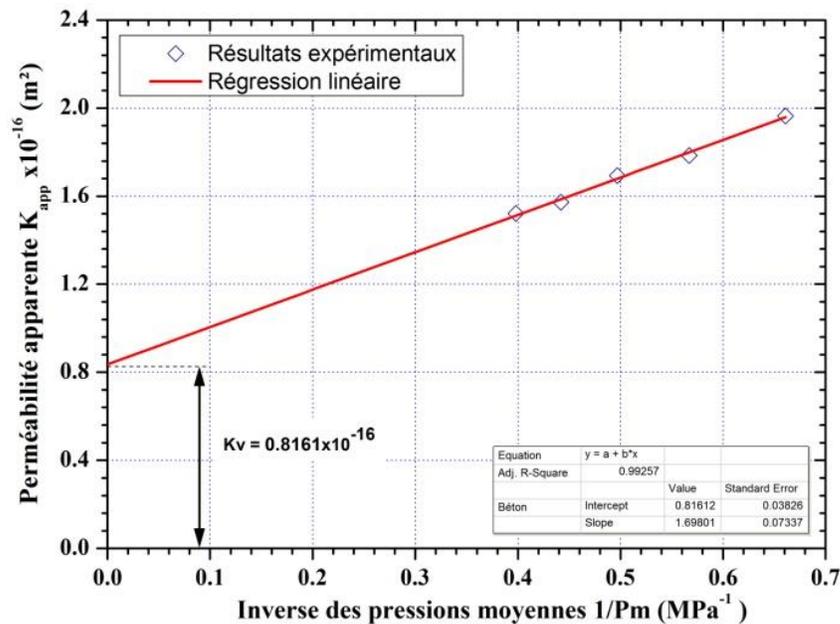


Figure 4.17 : Relation entre la perméabilité apparente et l'inverse de la pression moyenne du béton substrat à 180 jours

La perméabilité intrinsèque  $K_{int}$  est la valeur limite de la perméabilité apparente lorsque que la pression moyenne du fluide tend vers l'infini, c'est-à-dire lorsque que le gaz tend vers une phase condensée (liquide). La perméabilité intrinsèque peut être un indicateur plus pertinent que la perméabilité apparente, car elle caractérise le matériau indépendamment de la pression de mesure [194].

Le tableau 4.9 présente les valeurs de la perméabilité intrinsèque des différents mortiers et béton étudiés à 28 et à 180 jours. Ces données de perméabilité correspondent à l'intersection entre la droite de régression linéaire passant par les quatre points de perméabilité apparente et l'axe des ordonnées ( $1/P_m = 0$ ) comme le montre les figures 4.14, 4.15, 4.16 et 4.17.

Les valeurs de la perméabilité intrinsèque aux gaz à 28 et à 180 jours sont présentées sur la figure 4.18. Tous les mortiers présentent une perméabilité intrinsèque relativement faible de l'ordre de  $10^{-17}$  m<sup>2</sup>, une diminution entre 5% et 15% de la perméabilité aux gaz des mortiers élaborés a été observée à 180 jours par rapport à 28 jours. Il convient de noter que les mortiers MDA, MDAV, MDC, MDCA et MDCAV ont des coefficients de perméabilité intrinsèque inférieurs à ceux du béton et du mortier MD à 28 et 180 jours. Ces résultats montrent que la correction granulométrique de sable dunaire par du sable calcaire et l'ajout d'un superplastifiant sont très bénéfiques en termes de perméabilité ; ceci a été illustré par une diminution de 38% à 67% et de 42% à 69% de perméabilité intrinsèque des mortiers MDA, MDAV, MDC, MDCA et MDCAV par rapport au mortier témoin à 28 et à 180 jours respectivement. La diminution de la perméabilité intrinsèque peut être attribuée au plus faible rapport eau / ciment dans ces mélanges par rapport au mortier MD, ce qui affecte finalement la réduction de la porosité capillaire du système.

Tableau 4.9 : Perméabilité intrinsèque des différents types de mortiers et du béton

	Age (jours)	Equation de la régression linéaire	R <sup>2</sup>	K <sub>int</sub> (m <sup>2</sup> )
<b>MD</b>	<b>28</b>	$K_{app} = 0,548.10^{-16} \left(1 + \frac{4,349}{P_m}\right)$	0,945	$0,548.10^{-16}$
	<b>180</b>	$K_{app} = 0,521.10^{-16} \left(1 + \frac{3,347}{P_m}\right)$	0,992	$0,521.10^{-16}$
<b>MDA</b>	<b>28</b>	$K_{app} = 0,340.10^{-16} \left(1 + \frac{4,309}{P_m}\right)$	0,980	$0,340.10^{-16}$
	<b>180</b>	$K_{app} = 0,297.10^{-16} \left(1 + \frac{5,226}{P_m}\right)$	0,999	$0,297.10^{-16}$
<b>MDAV</b>	<b>28</b>	$K_{app} = 0,342.10^{-16} \left(1 + \frac{4,582}{P_m}\right)$	0,976	$0,342.10^{-16}$
	<b>180</b>	$K_{app} = 0,300.10^{-16} \left(1 + \frac{4,857}{P_m}\right)$	0,999	$0,300.10^{-16}$
<b>MDC</b>	<b>28</b>	$K_{app} = 0,281.10^{-16} \left(1 + \frac{2,527}{P_m}\right)$	0,995	$0,281.10^{-16}$
	<b>180</b>	$K_{app} = 0,253.10^{-16} \left(1 + \frac{2,099}{P_m}\right)$	0,991	$0,253.10^{-16}$
<b>MDCA</b>	<b>28</b>	$K_{app} = 0,181.10^{-16} \left(1 + \frac{3,740}{P_m}\right)$	0,998	$0,181.10^{-16}$
	<b>180</b>	$K_{app} = 0,163.10^{-16} \left(1 + \frac{3,362}{P_m}\right)$	0,988	$0,163.10^{-16}$
<b>MDCAV</b>	<b>28</b>	$K_{app} = 0,192.10^{-16} \left(1 + \frac{3,615}{P_m}\right)$	0,975	$0,192.10^{-16}$
	<b>180</b>	$K_{app} = 0,171.10^{-16} \left(1 + \frac{3,462}{P_m}\right)$	0,966	$0,171.10^{-16}$
<b>Béton substrat</b>	<b>28</b>	$K_{app} = 0,838.10^{-16} \left(1 + \frac{2,338}{P_m}\right)$	0,975	$0,838.10^{-16}$
	<b>180</b>	$K_{app} = 0,816.10^{-16} \left(1 + \frac{2,081}{P_m}\right)$	0,966	$0,816.10^{-16}$

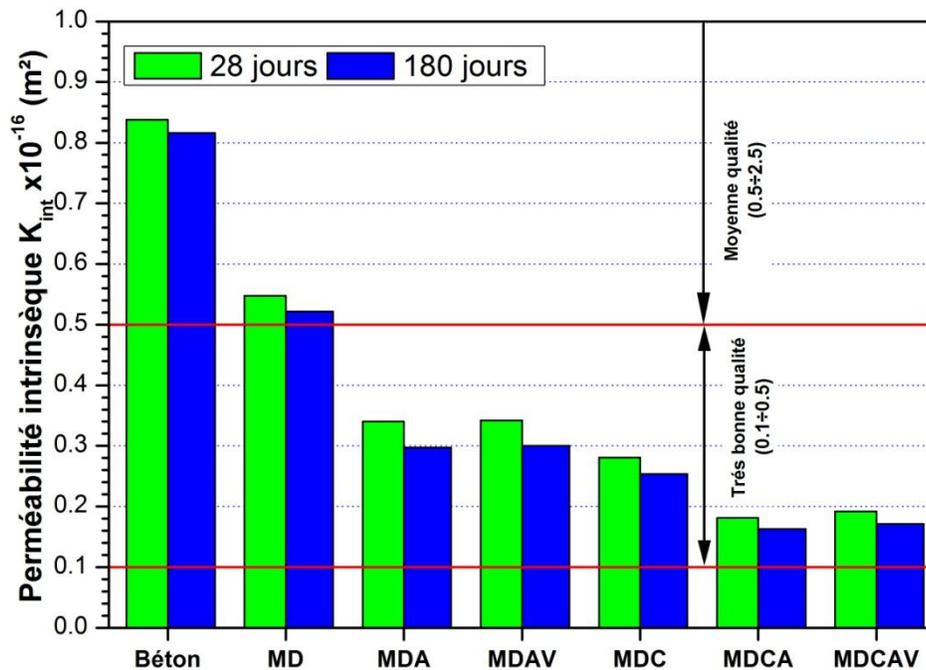


Figure 4.18 : Coefficients de perméabilité intrinsèque des différents types de mortiers à 28 et à 180 jours.

En se référant aux travaux rapportés dans la littérature [189, 193], qui donnent une classification qualitative de la perméabilité aux gaz, tous les mortiers élaborés pourraient être qualifiés comme donnant une très bonne résistance à la perméabilité aux gaz à l'exception du MD qui présente une moyenne qualité.

Les résultats trouvés montrent d'une manière générale que, les valeurs de perméabilité mesurées pour les différents mortiers sont relativement faibles, ce qui indique un mortier de bonne qualité avec peu de carbonatation attendu lorsqu'il est exposé à des conditions naturelles. De plus, la perméabilité aux gaz de différents mortiers reste inférieure à celui du béton et donc une meilleure protection est assurée.

La compatibilité de perméabilité est un problème critique. La majorité des publications de réparation recommandent fortement d'utiliser des matériaux de réparation de faible perméabilité par rapport à celle du béton substrat. Cependant, Il semblerait qu'aucune recommandation claire, prouvée par des travaux probants, n'existe dans la littérature concernant la question de compatibilité de perméabilité.

#### 4.6.3 Corrélation entre les coefficients d'absorption d'eau par capillarité et de la perméabilité intrinsèque

Dans le but de trouver une éventuelle relation entre les coefficients d'absorption d'eau par capillarité (sorptivité) et de la perméabilité intrinsèque, les figures 4.19 et 4.20 montrent les corrélations entre ces deux paramètres à 28 et 180 jours pour divers mortiers de réparation. Des relations de type linéaire, avec des coefficients de corrélation de 0,94 et 0,88 à 28 et 180 jours respectivement, sont proposées par les équations 4.10 et 4.11.

L'analyse de régression montre que la sorptivité est proportionnelle à la perméabilité avec une bonne corrélation entre les valeurs des deux. Cela peut être attribué au fait que les propriétés étudiées dépendent de différents paramètres de la structure poreuse, comme le rayon moyen, la tortuosité et la distribution de la taille des pores [194]. On peut noter qu'il serait possible de prédire la perméabilité aux gaz à partir des mesures de sorptivité ou vice versa. Ces résultats confirment les conclusions des autres chercheurs [194–197]. Les résultats trouvés par Hadjsadok et al. [196] montrent qu'une bonne corrélation linéaire entre les coefficients d'absorption d'eau par capillarité et de la perméabilité au gaz a été observée avec un coefficient de corrélation  $R^2$  de 0,93. D'autre part, une relation linéaire entre les deux propriétés d'un béton normale a été proposée par Dinku et Reinhardt [199] avec un coefficient de corrélation  $R^2$  de 0,89

$$C_c = (3,99.10^{+16} K_{int} + 0,857).10^{-2}$$

$$C_c = (3,76.10^{+16} K_{int} + 0,882).10^{-2}$$

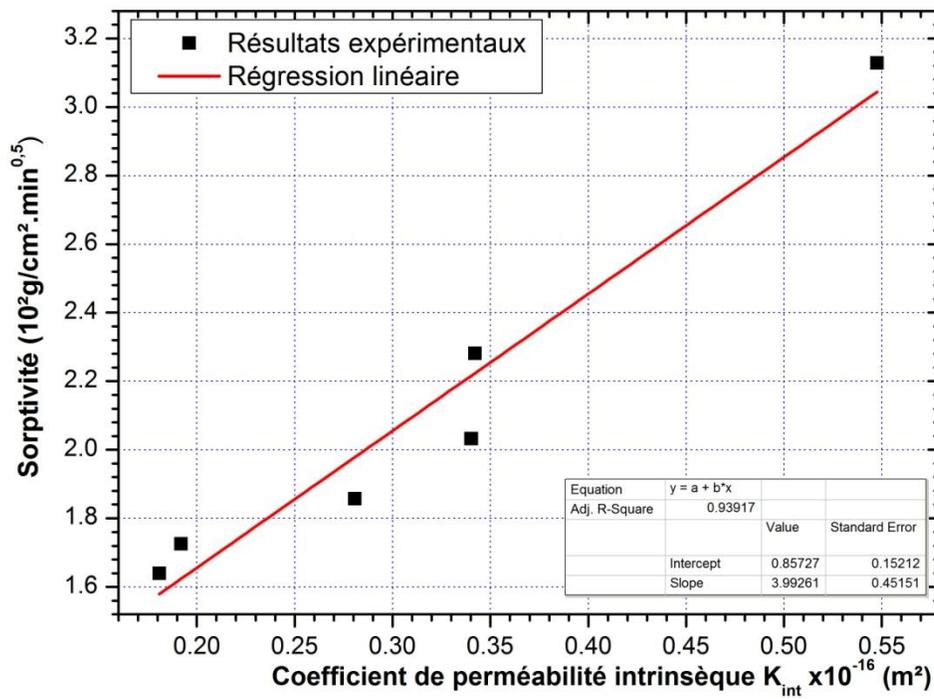


Figure 4.19 : Relation entre la sorptivité et coefficient de perméabilité intrinsèque à 28 jours.

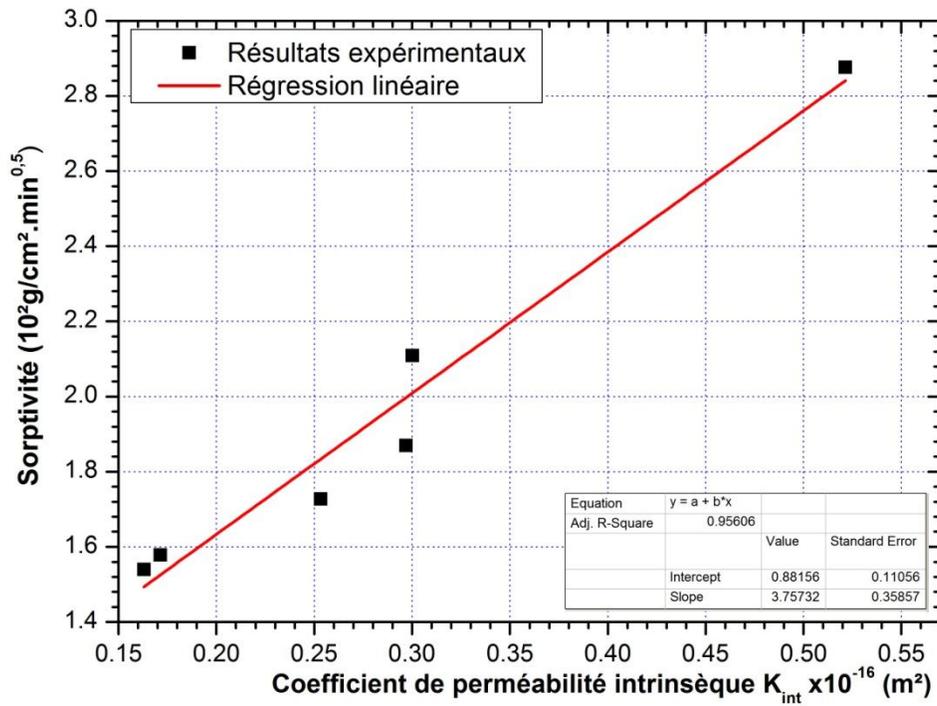


Figure 4.20 : Relation entre la sorptivité et coefficient de perméabilité intrinsèque à 180 jours.

#### 4.7. Synthèse

Les résultats trouvés montrent de façon claire l'effet notable de la correction granulométrique de sable dunaire, de l'ajout de 0,75 % en volume des fibres d'Alfa et de l'utilisation de 2% de superplastifiant Medaplast SP40 sur les performances des mortiers élaborés; ce qui nous a permis de tirer certaines conclusions:

- Les mortiers à base du sable corrigé MDC, MDCA et MDCAV présentent un module d'élasticité supérieur à la limite minimale (20 GPa) requise par la norme EN 1504-3 pour les mortiers de réparation structurelle de classe R4.
- La valeur du module d'élasticité pour les mortiers MDC et MDCAV (20,701 et 20,05 GPa) sont comparable à celui du béton substrat (20,448 GPa).
- Le mortier à base du sable dunaire-calcaire MDC a affiché une augmentation significative de la valeur du module d'élasticité de l'ordre de 46,37 % par rapport à celui du mortier témoin MD.
- Les valeurs du module dynamique sont, en moyenne, environ 31,50 % plus élevés que le module statique obtenu lors des essais de compression.
- Les contraintes d'adhérences obtenues par l'essai d'arrachement pour les différents mortiers élaborés montrent que l'adhérence varie de 2,18 à 2,64 MPa.
- La force d'adhérence est supérieure à la valeur minimale de 2 MPa pour la réparation structurelle classe R4 requise par la norme EN1504-3, excellente selon le guide de réparation du béton ACI 546.3R quel que soit le type de mortier.
- Les résultats montrent que la contrainte d'adhérence, obtenu de l'essai Slant Shear, varie de 11,13 MPa pour le mortier témoin MD à 17,69 MPa pour le mortier à base de sable corrigé renforcé par des fibres MDCAV.
- Les contraintes d'adhérence au cisaillement oblique des mortiers MDAV, MDC, MDCA et MDCAV sont supérieures à la valeur minimale de 14 MPa requise par le guide ACI 546.3R.
- Les résultats trouvés montrent que la correction granulométrique de sable dunaire par du sable calcaire, l'ajout d'un superplastifiant et l'incorporation des fibres sont très

bénéfiques à l'adhérence entre le mortier et le béton substrat. En effet, une augmentation de l'ordre de 22,10% ; 36,83% ; 32,25% ; 46,54% ; 58,93% de la contrainte d'adhérence par cisaillement oblique a été observée pour les mortiers MDA, MDAV, MDC, MDCA et MDCAV par rapport au mortier témoin respectivement.

- Une relation de forme linéaire entre la contrainte d'adhérence par cisaillement oblique (slant-shear) et le ratio de la résistance à la compression (mortier/béton substrat) a été trouvée avec un coefficient de corrélation de 0,898.
- Le mortier MDCA offre un coefficient d'absorption plus faible que les autres mortiers à 28 et 180 jours. Le mortier MDCA a une valeur de  $C_c$  de 0,0164 et 0,0154 à 28 et 180 jours respectivement, ce qui est environ 47% inférieur à celui du mortier MD.
- Tous les mortiers présentent une perméabilité intrinsèque relativement faible de l'ordre de  $10^{-17}$  m<sup>2</sup>, une diminution entre 5% et 15% de la perméabilité aux gaz des mortiers élaborés a été observée à 180 jours par rapport à 28 jours.
- Les mortiers MDA, MDAV, MDC, MDCA et MDCAV ont des coefficients de perméabilité intrinsèque inférieurs à ceux du béton et du mortier MD à 28 et 180 jours.

**CONCLUSION GENERALE**

**ET**

**PERSPECTIVES**

## CONCLUSION GENERALE ET PERSPECTIVES

Au cours de ce travail, nous nous sommes intéressés à contribuer à la formulation d'un mortier de réparation à base de sable dunaire et des microfibrilles végétales d'Alfa. Ce travail avait comme double objectifs de promouvoir le développement durable à travers la valorisation des matériaux locaux et de fournir aux professionnels du secteur de construction un mortier de réparation, à faible coût, performant et remplissant l'ensemble des exigences techniques. Le programme expérimental tracé dans le cadre du présent travail a nécessité la confection de plus de mille éprouvettes de dimensions diverses. Les différents résultats obtenus ont été présentés dans les quatre chapitres qui constituent la présente thèse.

Dans le premier chapitre de synthèse bibliographique, un résumé des résultats issus de la littérature concernant le choix de matériaux de réparation et des techniques expérimentales de leur évaluation est présenté après avoir passé en revue les causes de dégradation du béton, les différents types de compatibilité entre le béton substrat et le matériau de réparation et la stratégie à adopter pour une opération de réparation réussie et durable. Il a été constaté qu'un nombre important de matériaux de réparation ont été développés pouvant être classés en trois catégories: les mortiers ou bétons hydrauliques, les mortiers ou bétons de ciment hydraulique polymère, les mortiers et bétons polymères. Aussi, il a été également observé que l'adjonction des fibres courtes au mortier de réparation augmente significativement sa performance. Cependant, la sélection d'un matériau de réparation optimal en termes de coût et de performance est une tâche ardue, et il n'existe pas de matériau de réparation universel ou standard qui pourrait être appliqué dans toutes les situations. Ce choix dépend des exigences requises du processus de réparation ainsi que le comportement du matériau dans les conditions de service prévues. En outre, Il faut non seulement tenir compte de la performance du matériau de réparation, mais aussi de sa compatibilité dimensionnelle avec le béton existant. En effet, la performance et la durabilité du composite béton/matériau de réparation dépend non seulement des propriétés du matériau de réparation et du substrat mais également de l'interface ou zone de transition entre ces deux matériaux. Une mauvaise adhérence de la réparation avec le substrat peut empêcher le comportement monolithique et provoquer le décollement de la réparation sous chargement mécanique. De nombreuses techniques

expérimentales ont été développées au cours des dernières années pour déterminer la résistance d'adhérence développée par le composite, cité supra, au niveau de l'interface. Il en ressort que plusieurs facteurs peuvent influencer cette résistance : la résistance à la compression des matériaux mis en jeu, l'état de la surface du substrat (humidité, rugosité, présence de microfissures, propreté) et la cure appliquée sur les matériaux cimentaires. Il résulte de ce qui précède que des travaux de recherche méritaient d'être menés pour mieux comprendre la performance et la durabilité des mortiers de réparation à base de sable dunaire et des microfibrilles naturelles.

Pour appréhender la problématique posée, un programme de travail a été établi utilisant les matériaux et les techniques expérimentales présentés dans le deuxième chapitre. Le programme expérimental s'est principalement articulé, dans une première phase, sur la caractérisation physicochimique ainsi que microstructurale des matériaux utilisés pour la formulation des mortiers de réparation et du substrat. Ainsi, la nature du sable de dune est quartzite alors que celle du sable calcaire est dolomitique. D'autre part, les fibres d'Alfa présentent une surface externe très rugueuse favorisant le développement d'une meilleure adhérence à l'interface fibre/matrice. Dans une deuxième phase, les essais mécaniques entrepris pour appréhender les résistances et les rigidités des matériaux élaborés (mortier et composite mortier/substrat) ainsi que les essais physiques utilisés pour asseoir leurs durabilités ont été présentés.

Les résultats expérimentaux et analytiques en rapport avec la formulation des mortiers de réparation élaborés lors de cette étude sont présentés dans le troisième chapitre. Il convient de rappeler que les principaux critères retenus dans l'optimisation des formulations de ces mortiers ont trait aux résistances mécaniques des mortiers ainsi que leurs compatibilités dimensionnelles avec le substrat. Au total six mortiers de réparation ont été confectionnés. Ils sont déclinés comme suit :

- 1- Mortier à base de sable dunaire ou mortier témoin: MD.
- 2- Mortier à base de sable dunaire avec ajout d'un adjuvant : MDA
- 3- Mortier à base de sable dunaire avec ajout d'un adjuvant et incorporation de microfibrilles végétales : MDAV

- 4- Mortier à base des sables dunaires et calcaires où le sable dunaire a été partiellement remplacé par un sable calcaire : MDC
- 5- Mortier à base des sables dunaires et calcaires avec ajout d'un adjuvant : MDCA
- 6- Mortier à base des sables dunaires et calcaires avec ajout d'un adjuvant et incorporation de microfibres : MDCAV

L'optimisation de la formulation du mortier témoin MD consistait à trouver les rapports sable/ciment (S/C) et eau/ciment (E/C) optimaux alliant résistances mécanique et compatibilité dimensionnelle (retrait et module d'élasticité). Ainsi, pour chaque rapport S/C choisi dans l'intervalle de 2 à 4,5, il s'agissait de trouver le rapport E/C conduisant à une formulation du mortier avec un étalement fixé à  $(110 \pm 5) \%$ . Les résultats obtenus attestent qu'avec l'augmentation du rapport S/C, le rapport E/C, nécessaire pour avoir la maniabilité fixée, accroît entraînant par voie de conséquence, la baisse des résistances mécanique, du module d'élasticité dynamique et du retrait. Les évolutions de la résistance à la flexion et du module d'élasticité dynamique du mortier en fonction du rapport S/C peuvent être décrites analytiquement par une loi linéaire, alors qu'une relation exponentielle peut décrire les évolutions de la résistance à la compression et du retrait du mortier. Ces évolutions ont révélé que le rapport S/C correspondant à des résistances mécaniques élevées conduit à un retrait maximal du mortier. Par conséquent, la formulation optimale du mortier MD serait un compromis entre résistances mécanique et retrait. La composition adoptée à cet effet est celle correspondante à des rapports S/C et E/C ayant des valeurs égales respectivement à 3 et 0,70.

Dans la formulation du mortier MDA, un adjuvant superplastifiant (SP) de type Polynaphtalène sulfonate (MEDAPLAST SP40 de Granitex) a été utilisé. Dans une première étape, le dosage de saturation du ciment en superplastifiant a été déterminé. L'optimisation de la formulation du mortier MD incorporant un adjuvant, consistait, alors, à trouver le rapport E/C qui conférerait au mortier un étalement égal à  $(110 \pm 5)\%$ , tout en fixant le dosage du superplastifiant à la valeur de saturation. Les résultats obtenus montrent que l'ajout d'un superplastifiant à 2 % au mortier simple conduit à réduire le rapport E/C de 0,7 à 0,60. Aussi, les résistances à la compression et à la flexion augmentaient de 15,15% et 29,83% respectivement, alors qu'en même temps, le retrait et la porosité diminuaient de 7% et 16,15% respectivement par rapport au mortier simple.

Afin d'appréhender l'effet d'adjonction de microfibrilles végétales dans le mortier à base de sable dunaire avec ajout d'un adjuvant (MDA), huit différents pourcentages volumiques de microfibrilles (0,10%, 0,20%, 0,30%, 0,40%, 0,50%, 0,75%, 1,00% et 1,25%) ont été utilisés dans l'optimisation de la formulation du mortier MDAV. Il convient de signaler que dans toutes les formulations du mortier MDAV citées supra, les valeurs des rapports S/C, E/C et SP/C ont été fixées à 3, 0,60 et 2% respectivement. Au terme de cette étude, il a été constaté que l'adjonction de microfibrilles dans les formulations du mortier n'affecte pas l'ouvrabilité de ces derniers. L'évolution de la résistance de la compression du mortier en fonction des pourcentages volumiques de microfibrilles indique qu'il existe une valeur optimale, égale à 0,75%, au-delà de laquelle cette résistance décroît, alors qu'en même temps, la résistance à la traction augmente, de façon linéaire, avec l'accroissement du pourcentage de microfibrilles. En outre, l'adjonction de microfibrilles augmente la porosité à 28 jours du mortier mais diminue le module d'élasticité dynamique de ce dernier. A titre indicatif, pour un pourcentage de microfibrilles  $V_f = 0,75\%$ , correspondant à la valeur optimale de la résistance à la compression du mortier, l'augmentation relative de la porosité est de 3,8% alors que la réduction relative du module d'élasticité est de 10,74%. D'autre part, l'examen des valeurs enregistrées du retrait à 28 jours du mortier, indique que la formulation optimale pour la résistance à la compression, correspondant à un pourcentage de microfibrilles  $V_f = 0,75\%$ , conduit également à la plus grande réduction relative du retrait (-13,4%).

Le squelette granulaire du mortier témoin (MD) a été optimisé en remplaçant partiellement le sable dunaire par un sable calcaire. Onze mélanges des sables dunaires et calcaires ont été considérés pour déterminer la compacité optimale du squelette granulaire des deux sables. Le taux de remplacement du sable dunaire a été varié entre 10% et 90% avec un pas de 10%. Le pourcentage optimum de remplacement partiel trouvé, correspondant à la compacité maximale de 61,53%, est égal à 40%. Cette correction granulométrique du sable de dune a conduit à la formulation du mortier MDC avec un rapport E/C réduit de 0,70 à 0,60 engendrant, ainsi une réduction relative, par rapport au mortier témoin MD, du retrait et de la porosité de 9,63% et 15,90% respectivement, et une augmentation relative substantielle du module d'élasticité dynamique et des résistances à la compression et à la flexion de 47,5%, 53,32% et 53,79% respectivement.

Le mortier à base des sables dunaires et calcaires avec ajout d'un adjuvant (MDCA) a été confectionné par l'introduction de 2% du superplastifiant SP40 dans le mélange du mortier MDC. Ceci a engendré une réduction du rapport E/C de 0,60 à 0,50, entraînant ainsi une diminution relative, par rapport au mortier MDC, du retrait et de la porosité de 10,3% et 19,76% respectivement, et une augmentation relative du module d'élasticité dynamique et des résistances à la compression et à la flexion de 8,80%, 13,2% et 8,9% respectivement.

La formulation du mortier MDCAV a été établie en incorporant au mélange du mortier MDCA une fraction volumique de microfibres de 0,75%, correspondant à la valeur optimale déterminée lors de l'optimisation des formulations du mortier MDAV. Les résultats obtenus montrent que, par rapport au mortier MDCA, l'ajout de microfibres végétales conduit à une réduction relative du retrait et du module d'élasticité dynamique de 11% et 7,1% respectivement, et une augmentation de la porosité et des résistances à la compression et à la flexion de 2,74%, 3,49% et 8,35% respectivement.

Les principales propriétés physico-mécaniques des différents mortiers élaborés sont déclinées dans le tableau suivant :

<b>Mortier</b>	<b>R<sub>c28</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>R<sub>f28</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>ε<sub>r28</sub></b> <b>(μm/m)</b>	<b>E<sub>d28</sub></b> <b>(MPa)</b>	<b>ρ<sub>a</sub></b> <b>(kg/ m<sup>3</sup>)</b>	<b>P</b> <b>(%)</b>
<b>MD</b>	22,37	4,09	1807,8	18575	1946,2	19,44
<b>MDA</b>	26,52	5,31	1681,3	20594	1994	16,30
<b>MDAV*</b>	31,63	5,71	1456,3	18381	1962,3	16,90
<b>MDC</b>	34,30	6,49	1633,8	27398	2018,4	16,35
<b>MDCA</b>	38,82	7,07	1465,5	29810	2073,8	13,12
<b>MDCAV*</b>	40,18	7,66	1301,5	27701	2056,6	13,50

\*résultats pour Vf=0,75%

Les principaux paramètres déterminant vis-à-vis de la durabilité des mortiers de réparation ainsi que de leur adhérence au béton substrat ont fait l'objet de l'étude présentée dans le dernier chapitre de la thèse. Ces paramètres ont été obtenus moyennant des essais, sur les six mortiers élaborés au cours de ce travail, destinés à asseoir la performance

conformément à la norme EN1504-3. Ainsi, la mesure du module d'élasticité des mortiers de réparation a permis de vérifier la compatibilité dimensionnelle. D'autre part, les essais de traction directe par arrachement et de cisaillement oblique ont servi à caractériser l'adhérence, tandis que les essais de d'absorption capillaire et de perméabilité à gaz ont été utilisés pour appréhender la durabilité de ces mortiers.

Il en ressort de cette étude que le module d'élasticité du mortier à base de sable dunaire avec ajout d'un adjuvant, MDA, est supérieur à la valeur minimale (15GPa) fixée par la norme EN 1504-3 pour les mortiers de réparation de classe R3, alors que, les modules d'élasticité obtenus pour les mortiers à base des sables dunaires et calcaires MDC, MDCA et MDCAV sont tous supérieurs à la valeur minimale (20GPa) requise par la même norme pour les mortiers de réparation structurelle de classe R4. Il importe de signaler, dans ce cadre, que l'optimisation du squelette granulaire du mortier témoin (MD) par le remplacement partiel du sable dunaire par un sable calcaire, pour la confection du mortier MDC, a engendré, par rapport au mortier MD, la plus importante augmentation observée du module d'élasticité (+46%). Aussi, il a été observé que les valeurs du module d'élasticité des mortiers MDC et MDCAV sont les plus proches de la valeur enregistrée pour le module d'élasticité du béton substrat (20,4 GPa). En outre, l'étude de la corrélation entre le module d'élasticité et la résistance à la compression a montré que le modèle proposé dans ACI 318-08, pourrait être utilisé, dans le cas des mortiers objet de ce travail, pour prédire le module d'élasticité à partir de la résistance à la compression. Aussi, les valeurs du module d'élasticité dynamique enregistrées sont, en moyenne, environ 31,50 % plus élevées que celles du module statique, et que ces deux modules sont liés par une relation linéaire.

Les contraintes d'adhérences obtenues lors de l'essai d'arrachement pour les différents mortiers élaborés varient entre 2,18 MPa pour le mortier MD et 2,64 MPa pour le mortier MDCAV. Elles sont, donc, excellentes selon le guide de réparation du béton ACI 546.3R et supérieures à la valeur requise par la norme EN1504-3 (2 MPa) pour une réparation structurelle de classe R4. En plus, la quasi-majorité des ruptures constatées dans ce type d'essai sont de nature cohésive, particulièrement pour les MDAV, MDCA et MDCAV, dénotant ainsi la bonne adhérence des mortiers élaborés.

Les résultats obtenus à partir de l'essai du cisaillement oblique montrent que les contraintes d'adhérences enregistrées, pour les différents mortiers élaborés, varient entre 11,13 MPa pour le mortier MD et 17,69 MPa pour le mortier MDCAV, et que ces contraintes sont supérieures à la valeur minimale requise (14 MPa) par le guide ACI 546.3R pour les mortiers MDAV, MDC, MDCA et MDCAV. Ces résultats attestent également que la correction granulométrique, l'ajout d'un superplastifiant et l'incorporation des fibres ont permis d'augmenter les contraintes d'adhérence des mortiers MDA, MDAV, MDC, MDCA et MDCAV, par rapport au mortier de référence MD, de 22,10% , 36,83%, 32,25%, 46,54% et 58,93% respectivement. En outre, la corrélation de ces résultats indique qu'il existe une relation linéaire, d'une part, entre la contrainte d'adhérence et le ratio de la résistance à la compression (mortier/béton substrat), d'autre part, entre les contraintes d'adhérence obtenues en utilisant les deux essais d'arrachement et de cisaillement oblique.

L'ajout d'un adjuvant et la correction granulaire du sable dunaire semble contribuer aussi à réduire, d'une façon importante, l'absorption d'eau par capillarité et la perméabilité des mortiers. En effet, tous les mortiers élaborés ont enregistré des valeurs de coefficient d'absorption et de perméabilité intrinsèque inférieures à celles du mortier témoin MD. Les plus grandes réductions relatives dans le coefficient d'absorption et la perméabilité intrinsèque, respectivement 47% et 67%, ont été enregistrées pour le mortier MDCA. De plus, tous les mortiers élaborés, à l'exception du mortier témoin MD, ont développé une bonne performance en perméabilité, car leurs coefficients de perméabilité intrinsèque sont relativement faibles de l'ordre de  $10^{-17}$  m<sup>2</sup>. Les valeurs de ces coefficients, pour les mortiers MDA, MDAV, MDC, MDCA et MDCAV, sont inférieures à celles du béton substrat ou du mortier MD. En outre, l'analyse des résultats obtenus montre que les coefficients d'absorption d'eau par capillarité sont linéairement liés à la perméabilité intrinsèque.

En perspectives, le travail présenté dans cette thèse peut être complété et approfondi par d'autres études ou travaux, notamment expérimentaux traitant des indicateurs supplémentaires de durabilité des mortiers tels que la carbonatation et la pénétration des ions de chlorures, ou d'élargir l'étude à d'autres fibres végétales répertoriées sur le territoire algérien. Il serait également opportun d'étendre le travail ici entrepris à des mortiers autoplaçants.

## **RÉFÉRENCE**

- [1] Abdessemed, M.; Kenai, S.; Bali, A.; Kibboua, A.; Guillier, B. and Chatelain, J.L.: "Suivi et comportement des poutres de ponts en béton renforcées par composites collés", 1 7ème Colloque National AFPS, Ecole Centrale Paris, (2007), p. 9.
- [2] Al-Harthy, A.S.; Halim, M.A.; Taha, R. and Al-Jabri, K.S.: "The properties of concrete made with fine dune sand", *Construction and Building Materials*, **21** (2007), no. 8, pp. 1803–1808.
- [3] Bederina, M.; Laidoudi, B.; Goullieux, A.; Khenfer, M.M.; Bali, A. and Quéneudec, M.: "Effect of the treatment of wood shavings on the physico-mechanical characteristics of wood sand concretes", *Construction and Building Materials*, **23** (2009), no. 3, pp. 1311–1315.
- [4] Khay, S.E.E.; Neji, J. and Loulizi, A.: "Shrinkage properties of compacted sand concrete used in pavements", *Construction and Building Materials*, **24** (2010), no. 9, pp. 1790–1795.
- [5] Guettala, S. and Mezghiche, B.: "Compressive strength and hydration with age of cement pastes containing dune sand powder", *Construction and Building Materials*, **25** (2011), no. 3, pp. 1263–1269.
- [6] Belferrag, A.; Kriker, A.; Abboudi, S. and Tié Bi, S.: "Effect of granulometric correction of dune sand and pneumatic waste metal fibers on shrinkage of concrete in arid climates", *Journal of Cleaner Production*, **112** (2016), pp. 3048–3056.
- [7] Marrakchi, Z.; Khiari, R.; Oueslati, H.; Mauret, E. and Mhenni, F.: "Pulping and papermaking properties of Tunisian Alfa stems (*Stipa tenacissima*)—Effects of refining process", *Industrial Crops and Products*, **34** (2011), no. 3, pp. 1572–1582.
- [8] Ghebalou, A.: "Une approche de gestion et d'exploitation des nappes alfatières; colloque sur l'industrie papetière CIPA", Alger, (2001).
- [9] Owens, G.: "Fulton's concrete technology.", Cement & Concrete Institute, Midrand, South Africa, (2009), p. 465.
- [10] Banthia, N.; Yan, C. and Mindess, S.: "Restrained shrinkage cracking in fiber reinforced concrete: A novel test technique", *Cement and Concrete Research*, **26** (1996), no. 1, pp. 9–14.
- [11] Molez, L.: "Comportement des réparations structurales en béton", Thèse de doctorat, Université Paris 6, France, (2003), p. 248.

- [12] Emmons, P.H.: "Concrete Repair and Maintenance Illustrated: Problem Analysis; Repair Strategy; Techniques", John Wiley & Sons, (1994), p. 315.
- [13] Rao, D.S. and Prakash, S.: "Testing and evaluation of repair materials", Structural Engineers world congress, Bangalore, (2007), p. 8.
- [14] Raupach, M. and Büttner, T.: "Concrete Repair to EN 1504: Diagnosis, Design, Principles and Practice", 0 ed., CRC Press, 2014.
- [15] Courard, L.: "Maladies des bétons: entre fatalité et prise en charge", Services techniques, Bruxelles, (2016), p. 53.
- [16] Qian, J.; You, C.; Wang, Q.; Wang, H. and Jia, X.: "A method for assessing bond performance of cement-based repair materials", Construction and Building Materials, **68** (2014), pp. 307–313.
- [17] Pattnaik, R.: "Investigation into compatibility between repair material and substrate concrete using experimental and finite element method", Thèse de doctorat, Université de Clemson, (2006), p. 168.
- [18] Lukovic, M.; Ye, G. and Van Breugel, K.: "Reliable concrete repair: A critical review", 14th International Conference Structural Faults and Repair, Edinburgh, Scotland, UK, 3-5 July 2012, 2012, p. 12.
- [19] BS EN 1504-1: "Products and systems for the protection and repair of concrete structures - Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity - Part 1: Definitions", British European Standard, UK, (2005).
- [20] Emmons, P.H. and Vaysburd, A.M.: "Performance criteria for concrete repair materials. Phase 1."1995.
- [21] Mangat, P.S. and O'Flaherty, F.J.: "Influence of elastic modulus on stress redistribution and cracking in repair patches", Cement and Concrete Research, **30** (2000), no. 1, pp. 125–136.
- [22] Poston, R.W.; Kesner, K.; McDonald, J.E.; Vaysburd, A.M. and Emmons, P.H.: "Concrete repair material performance—Laboratory study", Materials Journal, **98** (2001), no. 2, pp. 137–147.
- [23] Barde, A.D.; Parameswaran, S.; Chariton, T.; Weiss, W.J.; Cohen, M.D. and Newbolds, S.A.: "Evaluation of rapid setting cement-based materials for patching and repair", (2006).

- [24] Bentz, D.P.; Jones, S.Z.; Peltz, M.A. and Stutzman, P.E.: "Influence of internal curing on properties and performance of cement-based repair materials"2015.
- [25] Bissonnette, B.; Courard, L. and Garbacz, A.: "Concrete surface engineering", CRC Press, 2015.
- [26] Parhizkar, T.; Ramezaniapour, A.A.; Hillemeier, B.; Ghasemi, A.R. and Mozafari, N.: "Compatibility of repair concretes in the aggressive environment of the South of Iran", *Arabian Journal for Science and Engineering*, **31** (2006), no. 1, p. 139.
- [27] Emmons, P.H. and Vaysburd, A.M.: "System concept in design and construction of durable concrete repairs", *Construction and Building Materials*, **10** (1996), no. 1, pp. 69–75.
- [28] Sciumè, G.; Benboudjema, F.; De Sa, C.; Pesavento, F.; Berthaud, Y. and Schrefler, B.A.: "A multiphysics model for concrete at early age applied to repairs problems", *Engineering Structures*, **57** (2013), pp. 374–387.
- [29] Masse, M.B.: "Étude du comportement déformationnel des bétons de réparation", Thèse de doctorat, Ecole polytechnique de Montréal, (2010), p. 233.
- [30] Cusson, D. and Mailvaganam, N.: "Durability of repair materials", *Concrete International*, (1996), p. 8.
- [31] Bissonnette, B. and Pigeon, M.: "Tensile creep at early ages of ordinary, silica fume and fiber reinforced concretes", *Cement and Concrete Research*, **25** (1995), no. 5, pp. 1075–1085.
- [32] Beer, F.P.; Russell Johnston, E.; Dewolf, J.T. and Mazurek, D.F. eds.: "Mechanics of materials", 6th edition, McGraw-Hill, (2011), p. 838.
- [33] Megat Johari, M.A.; Brooks, J.J.; Kabir, S. and Rivard, P.: "Influence of supplementary cementitious materials on engineering properties of high strength concrete", *Construction and Building Materials*, **25** (2011), no. 5, pp. 2639–2648.
- [34] Morgan, D.R.: "Compatibility of concrete repair materials and systems", *Construction and Building Materials*, **10** (1996), no. 1, pp. 57–67.
- [35] Veiga, M.R.; Velosa, A.L. and Magalhães, A.C.: "Evaluation of mechanical compatibility of renders to apply on old walls based on a restrained shrinkage test", *Materials and Structures*, **40** (2007), no. 10, pp. 1115–1126.
- [36] ACI 546R-04: "Concrete Repair Guide", American Concrete Institute, (2004), p. 53.

- [37] Bissonnette, B.; Courard, L.; Fowler, D.W. and Granju, J.-L. eds.: "Bonded Cement-Based Material Overlays for the Repair, the Lining or the Strengthening of Slabs or Pavements", Springer Netherlands, Dordrecht, 2011.
- [38] Espeche, A.D. and León, J.: "Estimation of bond strength envelopes for old-to-new concrete interfaces based on a cylinder splitting test", *Construction and Building Materials*, **25** (2011), no. 3, pp. 1222–1235.
- [39] Santhanam, M.; Gettu, R.; Pillai, R.G. and Nayar, S.K.: "Advances in construction materials and systems", *Proceedings of International Conference, Chennai*, (2017), p. 688.
- [40] Courard, L.: "Adhesion of repair systems to concrete: influence of interfacial topography and transport phenomena", *Magazine of Concrete Research*, (2005), no. 5, p. 10.
- [41] Momayez, A.; Ehsani, M.R.; Ramezani pour, A.A. and Rajaie, H.: "Comparison of methods for evaluating bond strength between concrete substrate and repair materials", *Cement and Concrete Research*, **35** (2005), no. 4, pp. 748–757.
- [42] Silfwerbrand, J.: "Shear bond strength in repaired concrete structures", *Materials and Structures*, **36** (2003), no. 6, pp. 419–424.
- [43] Beushausen, H.: "The influence of concrete substrate preparation on overlay bond strength", *Magazine of Concrete Research*, **62** (2010), no. 11, pp. 845–852.
- [44] Courard, L.; Lenaers, J.-F.; Michel, F. and Garbacz, A.: "Saturation level of the superficial zone of concrete and adhesion of repair systems", *Construction and Building Materials*, **25** (2011), no. 5, pp. 2488–2494.
- [45] Garbacz, A.; Gorka, M. and Courard, L.: "Effect of concrete surface treatment on adhesion in repair systems", *Magazine of Concrete Research*, (2004), no. 00, p. 12.
- [46] Garbacz, A.; Piotrowski, T.; Courard, L. and Bissonnette, B.: "A repair quality control with elastic waves based methods vs. substrate quality", *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting IV*, (2016), p. 64.
- [47] Sahmaran, M.; Yücel, H.E.; Yildirim, G.; Al-Emam, M. and Lachemi, M.: "Investigation of the bond between concrete substrate and ECC overlays", *Journal of Materials in Civil Engineering*, **26** (2014), no. 1, pp. 167–174.

- [48] Saucier, F.; Bastien, J.; Pigeon, M. and Fafard, M.: "A combined shear-compression device to measure concrete-to-concrete bonding", *Experimental Techniques*, **15** (1991), no. 5, pp. 50–55.
- [49] López-Carreño, R.-D.; Pujadas, P.; Cavalaro, S.H.P. and Aguado, A.: "Bond strength of whitetoppings and bonded overlays constructed with self-compacting high-performance concrete", *Construction and Building Materials*, **153** (2017), pp. 835–845.
- [50] Bentz, D.P.; De la Varga, I.; Muñoz, J.F.; Spragg, R.P.; Graybeal, B.A.; Hussey, D.S.; Jacobson, D.L.; Jones, S.Z. and LaManna, J.M.: "Influence of substrate moisture state and roughness on interface microstructure and bond strength: Slant shear vs. pull-off testing", *Cement and Concrete Composites*, **87** (2018), pp. 63–72.
- [51] Rahman, A.; Ai, C.; Xin, C.; Gao, X. and Lu, Y.: "State-of-the-art review of interface bond testing devices for pavement layers: toward the standardization procedure", *Journal of Adhesion Science and Technology*, **31** (2017), no. 2, pp. 109–126.
- [52] Austin, S.; Robins, P. and Pan, Y.: "Shear bond testing of concrete repairs", *Cement and Concrete Research*, **29** (1999), no. 7, pp. 1067–1076.
- [53] Clímaco, J. de S. and Regan, P.E.: "Evaluation of bond strength between old and new concrete in structural repairs", *Magazine of Concrete Research*, **53** (2001), no. 6, pp. 377–390.
- [54] Bonaldo, E.; Barros, J.A.O. and Lourenço, P.B.: "Bond characterization between concrete substrate and repairing SFRC using pull-off testing", *International Journal of Adhesion and Adhesives*, **25** (2005), no. 6, pp. 463–474.
- [55] Mallat, A. and Alliche, A.: "Mechanical investigation of two fiber-reinforced repair mortars and the repaired system", *Construction and Building Materials*, **25** (2011), no. 4, pp. 1587–1595.
- [56] Alliche, A. and Mallat, A.: "Mechanical behaviour of repair mortars", *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, **16** (2012), no. sup1, pp. s64–s77.
- [57] Courard, L.: "Durabilité des réparations de béton : entre théorie et pratique", Septième édition des Journées scientifiques du Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton, (2006), p. 9.
- [58] Eyre, J.R. and Campos, E.S.: "Upper bounds in the slant shear testing of perfectly plastic joints in concrete", *Magazine of Concrete Research*, **48** (1996), no. 176, pp. 181–188.

- [59] Abu-Tair, A.I.; Rigden, S.R. and Burley, E.: "Testing the bond between repair materials and concrete substrate", *Materials Journal*, **93** (1996), no. 6, pp. 553–558.
- [60] Júlio, E.N.B.S.; Branco, F.A.B. and Silva, V.D.: "Concrete-to-concrete bond strength. Influence of the roughness of the substrate surface", *Construction and Building Materials*, **18** (2004), no. 9, pp. 675–681.
- [61] Júlio, E.N.B.S.; Branco, F.A.B. and Silva, V.D.: "Concrete-to-concrete bond strength: influence of an epoxy-based bonding agent on a roughened substrate surface", *Magazine of Concrete Research*, **57** (2005), no. 8, pp. 463–468.
- [62] Diab, A.M.; Abd Elmoaty, A.E.M. and Tag Eldin, M.R.: "Slant shear bond strength between self compacting concrete and old concrete", *Construction and Building Materials*, **130** (2017), pp. 73–82.
- [63] Chen, P.-W.; Fu, X. and Chung, D.D.L.: "Improving the bonding between old and new concrete by adding carbon fibers to the new concrete", *Cement and Concrete Research*, **25** (1995), no. 3, pp. 491–496.
- [64] BS EN 1504-3: "Products and systems for the protection and repair of concrete structures. Definitions, requirements, quality control and evaluation of conformity. Structural and non-structural repair", British Standard Institute, (2005).
- [65] Chergui, N.: "Caractérisation en statique du comportement en traction directe du béton arme de fibres en copeaux", *Mémoire de magister, Université Mouloud Mammeri de Tizi-Ouzou*, (2010), p. 82.
- [66] Betterman, L.R.; Ouyang, C. and Shah, S.P.: "Fiber-matrix interaction in microfiber-reinforced mortar", *Advanced Cement Based Materials*, **2** (1995), no. 2, pp. 53–61.
- [67] Rostagno, G.; Tingley, B. and Zanotti, C.: "Bond strength of steel FRC repairs to concrete substrate: investigation on adhesion strength, friction, and bond enhancing mechanisms", *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet*, Springer International Publishing, Cham, 2018, pp. 148–156.
- [68] Ramli, M.; Kwan, W.H. and Abas, N.F.: "Strength and durability of coconut-fiber-reinforced concrete in aggressive environments", *Construction and Building Materials*, **38** (2013), pp. 554–566.
- [69] Czarnecki, L.: "Adhesion—A challenge for concrete repair", *Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting II: 2nd International Conference on Concrete Repair, Rehabilitation and Retrofitting, ICCRRR-2, 24-26 November 2008, Cape Town, South Africa*, CRC Press, 2008, p. 343.

- [70] Granju, J.L.: "Thin bonded overlays: about the role of fiber reinforcement on the limitation of their debonding", *Advanced Cement Based Materials*, **4** (1996), no. 1, pp. 21–27.
- [71] Ding, Y.; Zhang, C.; Cao, M.; Zhang, Y. and Azevedo, C.: "Influence of different fibers on the change of pore pressure of self-consolidating concrete exposed to fire", *Construction and Building Materials*, **113** (2016), pp. 456–469.
- [72] Dallel, M.: "Evaluation du potentiel textile des fibres d'Alfa (*Stipa Tenacissima L.*): caractérisation physico-chimique de la fibre au fil", Thèse de doctorat, Université de haute alsace, (2012), p. 154.
- [73] Saxena, M.; Pappu, A.; Sharma, A.; Haque, R. and Wankhede, S.: "Composite materials from natural resources: Recent trends and future potentials", *Advances in composite materials-Analysis of natural and man-made materials*, IntechOpen, 2011.
- [74] Sellami, A.: "Elaboration des composites cimentaires à base de fibres végétales locales (le diss): caractérisation, Durabilité et Application au cas de la maçonnerie", Thèse de doctorat, Université de Badji Mokhtar - Annaba, (2015), p. 152.
- [75] Ardanuy, M.; Claramunt, J. and Toledo Filho, R.D.: "Cellulosic fiber reinforced cement-based composites: A review of recent research", *Construction and Building Materials*, **79** (2015), pp. 115–128.
- [76] Wambua, P.; Ivens, J. and Verpoest, I.: "Natural fibres: can they replace glass in fibre reinforced plastics?", *Composites Science and Technology*, **63** (2003), no. 9, pp. 1259–1264.
- [77] Mobasher, B.: "Mechanics of fiber and textile reinforced cement composites", CRC Press, Taylor & Francis Group, (2011), p. 465.
- [78] Faruk, O.; Bledzki, A.K.; Fink, H.-P. and Sain, M.: "Biocomposites reinforced with natural fibers: 2000–2010", *Progress in Polymer Science*, **37** (2012), no. 11, pp. 1552–1596.
- [79] Khelifa, M.R.: "Formulation et caractérisation d'éco-bétons renforcés aux fibres d'alfa pour des bâtiments verts et durables", Thèse de doctorat, Université de Cergy-Pontoise, France, (2017), p. 198.
- [80] Yan, L.; Kasal, B. and Huang, L.: "A review of recent research on the use of cellulosic fibres, their fibre fabric reinforced cementitious, geo-polymer and polymer composites in civil engineering", *Composites Part B: Engineering*, **92** (2016), pp. 94–132.

- [81] Khelifa, M.R.; Leklou, N.; Bellal, T.; Hebert, R.L. and Ledesert, B.A.: "Is alfa a vegetal fiber suitable for making green reinforced structure concrete?", *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, **22** (2018), no. 6, pp. 686–706.
- [82] Bissonnette, B.; Pierre, P. and Pigeon, M.: "Influence of key parameters on drying shrinkage of cementitious materials", *Cement and Concrete Research*, **29** (1999), no. 10, pp. 1655–1662.
- [83] Kovler, K.; Sikuler, J. and Bentur, A.: "Free and restrained shrinkage of fibre reinforced concrete with low polypropylene fibre content at early age", *Fibre reinforced cement and concrete. Proceedings of the fourth international symposium held by Rilem, university of Sheffield*, 1992.
- [84] Swamy, R.N. and Stavrides, H.: "Influence of fiber reinforcement on restrained shrinkage and cracking", *Journal Proceedings*, 1979, pp. 443–460.
- [85] Pelisser, F.; Neto, A.B. da S.S.; Rovere, H.L.L. and Pinto, R.C. de A.: "Effect of the addition of synthetic fibers to concrete thin slabs on plastic shrinkage cracking", *Construction and Building Materials*, **24** (2010), no. 11, pp. 2171–2176.
- [86] Passuello, A.; Moriconi, G. and Shah, S.P.: "Cracking behavior of concrete with shrinkage reducing admixtures and PVA fibers", *Cement and Concrete Composites*, **31** (2009), no. 10, pp. 699–704.
- [87] Saje, D.; Bandelj, B.; Šušteršič, J.; Lopatič, J. and Saje, F.: "Shrinkage of Polypropylene Fiber-Reinforced High-Performance Concrete", *Journal of Materials in Civil Engineering*, **23** (2011), no. 7, pp. 941–952.
- [88] Toledo Filho, R.D.; Ghavami, K.; Sanjuán, M.A. and England, G.L.: "Free, restrained and drying shrinkage of cement mortar composites reinforced with vegetable fibres", *Cement and Concrete Composites*, **27** (2005), no. 5, pp. 537–546.
- [89] Boghossian, E. and Wegner, L.D.: "Use of flax fibres to reduce plastic shrinkage cracking in concrete", *Cement and Concrete Composites*, **30** (2008), no. 10, pp. 929–937.
- [90] Filho, R.D.T. and Sanjuán, M.A.: "Effect of low modulus sisal and polypropylene fibre on the free and restrained shrinkage of mortars at early age", *Cement and Concrete Research*, **29** (1999), no. 10, pp. 1597–1604.
- [91] Sedan, D.; Pagnoux, C.; Smith, A. and Chotard, T.: "Mechanical properties of hemp fibre reinforced cement: Influence of the fibre/matrix interaction", *Journal of the European Ceramic Society*, **28** (2008), no. 1, pp. 183–192.

- [92] Bayasi, Z. and Zeng, J.: "Properties of polypropylene fiber reinforced concrete", *Materials Journal*, **90** (1993), no. 6, pp. 605–610.
- [93] Vikas Srivastava: "Natural fiber in cement and concrete matrices - A review", *Journal of Environmental Nanotechnology*, **2** (2013), no. 3, pp. 63–66.
- [94] M. A. Ismail, D.: "Compressive and tensile strength of natural fibre-reinforced cement base composites", *AL-Rafdain Engineering Journal (AREJ)*, **15** (2007), no. 2, pp. 42–51.
- [95] Ali, M.; Liu, A.; Sou, H. and Chouw, N.: "Mechanical and dynamic properties of coconut fibre reinforced concrete", *Construction and Building Materials*, **30** (2012), pp. 814–825.
- [96] Bentchikou, M.; Guidoum, A.; Scrivener, K.; Silhadi, K. and Hanini, S.: "Effect of recycled cellulose fibres on the properties of lightweight cement composite matrix", *Construction and Building Materials*, **34** (2012), pp. 451–456.
- [97] Lewis, G. and Premalal, M.: "Natural vegetable fibres as reinforcement in cement sheets", *Magazine of Concrete Research*, **31** (1979), no. 107, pp. 104–108.
- [98] Aziz, M.A.; Paramasivam, P. and Lee, S.L.: "Prospects for natural fibre reinforced concretes in construction", *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, **3** (1981), no. 2, pp. 123–132.
- [99] Swamy, R.N. and Mangat, P.S.: "Influence of fiber geometry on the properties of steel fiber reinforced concrete", *Cement and Concrete Research*, **4** (1974), no. 3, pp. 451–465.
- [100] Kriker, A.; Debicki, G.; Bali, A.; Khenfer, M.M. and Chabannet, M.: "Mechanical properties of date palm fibres and concrete reinforced with date palm fibres in hot-dry climate", *Cement and Concrete Composites*, **27** (2005), no. 5, pp. 554–564.
- [101] BS EN 933-1: "Tests for geometrical properties of aggregates, determination of particle size distribution. Sieving method", *British European Standard*, UK, (2012).
- [102] BS EN 12620: "Aggregates for concrete", *British European Standard*, UK, (2008).
- [103] BS EN 197-1: "Cement Part 1: Composition, specifications and conformity criteria for common cements", *British European Standard*, UK, (2011).
- [104] ASTM C305: "Standard Practice for Mechanical Mixing of Hydraulic Cement Pastes and Mortars of Plastic Consistency", *Annual book of ASTM standards*, (2006).

- [105] ASTM C1437: "Standard test method for flow of hydraulic cement mortar", Annual book of ASTM standards, (2007).
- [106] BS EN 196-1: "Methods of testing cement: part 1 : determination of strength.", British European Standard, UK, (2005).
- [107] BS EN 12617-4: "Products and systems for the protection and repair of concrete structures-test methods-Part 4: Determination of shrinkage and expansion", British European Standard, UK, (2000).
- [108] BS EN 13412: "Products and systems for the protection and repair of concrete structures—Test methods—Determination of modulus of elasticity in compression", British European Standard, UK, (2002).
- [109] BS EN 1015-18: "Methods of test for mortar for masonry : Determination of water absorption coefficient due to capillary action of hardened mortar", British European Standard, UK, (2002).
- [110] Shaikh, F.U.A.: "Mechanical and durability properties of fly ash geopolymer concrete containing recycled coarse aggregates", *International Journal of Sustainable Built Environment*, **5** (2016), no. 2, pp. 277–287.
- [111] XP P18-463: "Bétons - Essai de perméabilité aux gaz sur béton durci", AFNOR, (2011).
- [112] BS EN 12390-2: "Testing hardened concrete, Part 2: Making and curing specimens for strength tests", British European Standard, UK, (2009).
- [113] NF P18-459: "Essai pour béton durci - Essai de porosité et de masse volumique", Association Française de Normalisation (AFNOR), (2010).
- [114] ASTM C882: "Standard Test Method for Bond Strength of Epoxy Resin Systems Used with Concrete by Slant Shear", Annual book of ASTM standards, (1999).
- [115] ASTM C39: "Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens", Annual book of ASTM standards, (2014).
- [116] BS EN 1542: "Products and systems for the protection and repair of concrete structures-Test methods-Measurement of bond strength by pull-off", British European Standard, UK, (1999).
- [117] BS EN 12350-2: "Testing fresh concrete, Part 2: Slump-test", British European Standard, UK, (2009).

- [118] Al-Saidy, A.H.: "Performance of cement-based patch repair materials in plain and reinforced concrete members", *The Journal of Engineering Research [TJER]*, **13** (2016), no. 2, p. 160.
- [119] Choucha, S.; Benyahia, A.; Ghrici, M. and Mansour, M.S.: "Effect of natural pozzolan content on the properties of engineered cementitious composites as repair material", *Frontiers of Structural and Civil Engineering*, **12** (2018), no. 3, pp. 261–269.
- [120] Chaib, O.; Benosman, A.S.; Tani, N.K.; Senhadji, Y.; Mouli, M.; Taïbi, H. and Hamadache, M.: "The evolution of shrinkage strain of pet-mortar composite eco-materials", *Journal of Fundamental and Applied Sciences*, **9** (2017), no. 1, p. 136.
- [121] Hobbs, D.W.: "The dependence of the bulk modulus, Young's modulus, creep, shrinkage and thermal expansion of concrete upon aggregate volume concentration", *Matériaux et Constructions*, **4** (1971), no. 2, pp. 107–114.
- [122] Neville, A.M.: "Properties of concrete", Pearson Prentice Hall, London, 1995.
- [123] Hansen, W.: "Constitutive model for predicting ultimate drying shrinkage of concrete", *Journal of the American Ceramic Society*, **70** (1987), no. 5, pp. 329–332.
- [124] Eguchi, K. and Teranishi, K.: "Prediction equation of drying shrinkage of concrete based on composite model", *Cement and Concrete Research*, **35** (2005), no. 3, pp. 483–493.
- [125] Zhu, W.; Wei, J.; Li, F.; Zhang, T.; Chen, Y.; Hu, J. and Yu, Q.: "Understanding restraint effect of coarse aggregate on the drying shrinkage of self-compacting concrete", *Construction and Building Materials*, **114** (2016), pp. 458–463.
- [126] Panzera, T.H.; Christoforo, A.L.; de Paiva Cota, F.; Ribeiro Borges, P.H. and Bowen, C.R.: "Ultrasonic pulse velocity evaluation of cementitious materials", *Advances in Composite Materials - Analysis of Natural and Man-Made Materials*, InTech, 2011, p. 28.
- [127] Qixian, L. and Bungey, J.H.: "Using compression wave ultrasonic transducers to measure the velocity of surface waves and hence determine dynamic modulus of elasticity for concrete", *Construction and Building Materials*, **10** (1996), no. 4, pp. 237–242.
- [128] Kar, A. and Halabe, U.B.: "Nondestructive characterizations of alkali activated fly ash and/or slag concrete", (2013), p. 23.

- [129] Yıldırım, H. and Sengul, O.: "Modulus of elasticity of substandard and normal concretes", *Construction and Building Materials*, **25** (2011), no. 4, pp. 1645–1652.
- [130] Singh, G. and Siddique, R.: "Effect of waste foundry sand (WFS) as partial replacement of sand on the strength, ultrasonic pulse velocity and permeability of concrete", *Construction and Building Materials*, **26** (2012), no. 1, pp. 416–422.
- [131] Sturup, V.R.; Vecchio, F.J. and Caratin, H.: "Pulse Velocity as a Measure of Concrete Compressive Strength", *Special Publication*, **82** (1984), pp. 201–228.
- [132] Hong, S. and Kim, S.: "Estimation of compressive strength and member size of steel fiber reinforced concrete using stress wave-driven nondestructive test methods", *International Journal of Concrete Structures and Materials*, **13** (2019), no. 1, p. 49.
- [133] Price, W.F. and Hynes, J.P.: "In-situ strength testing of high strength concrete", *Magazine of Concrete Research*, **48** (1996), no. 176, pp. 189–197.
- [134] Phoon, K.K.; Wee, T.H. and Loi, C.S.: "Development of statistical quality assurance criterion for concrete using ultrasonic pulse velocity method", *Materials Journal*, **96** (1999), no. 5, pp. 568–574.
- [135] Ben-Zeitun, A.E.: "Use of pulse velocity to predict compressive strength of concrete", *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, **8** (1986), no. 1, pp. 51–59.
- [136] Chien-Chih Wang; Her-Yung Wang; Chih-Hsien Chen and Chi Huang: "Prediction of compressive strength using ultrasonic pulse velocity for CLSM with waste LCD glass concrete", *Journal of Civil Engineering and Architecture*, **9** (2015), no. 6, p. 11.
- [137] Mahure, N.V.; Vijh, G.K.; Sharma, P.; Sivakumar, N. and Ratnam, M.: "Correlation between pulse velocity and compressive strength of concrete", *International Journal of Earth Sciences and Engineering*, **04** (2011), no. 06, p. 4.
- [138] Moghadam, S.; Eftekhar, M.; Shekarchi, M.; Javidmehr, S.; Dousti, A. and Valipour, M.: "Evaluation of mechanical parameters in repair concrete with impact-echo test method", *Computational Vision and Medical Image Processing*, CRC Press, 2011, pp. 387–390.
- [139] Tharmaratnam, K. and Tan, B.S.: "Attenuation of ultrasonic pulse in cement mortar", **20** (1989), no. 3, p. 11.

- [140] Bogas, J.A.; Gomes, M.G. and Gomes, A.: "Compressive strength evaluation of structural lightweight concrete by non-destructive ultrasonic pulse velocity method", *Ultrasonics*, **53** (2013), no. 5, pp. 962–972.
- [141] Jasim, R. and Qasim, M.: "Compressive strength model for concrete containing polyethylene terephthalate (PET) by using ultrasonic pulse velocity", *Al-Qadisiyah Journal for Engineering Sciences*, **10** (2018), no. 4.
- [142] Guy, C.; Brouxel, M. and Prin, D.: "Concrete compressive strength determined by the ultrasonic pulse velocity method: accuracy and reliability", *Dune Travaux Sgciaux, Centre d'Entreprise et d'Innovation, Campus Universitaire de la Doua*, (1992), p. 4.
- [143] Boukhelkhal, D. and Kenai, S.: "Détermination non destructive de la résistance du béton sur site (Scléromètre & Ultrason)", *Rencontres Universitaires de Génie Civil, Bayonne, France*, (2015), p. 9.
- [144] Shakir Al-Aasm, H.: "Empirical formula for assessment concrete compressive strength by using ultrasonic pulse velocity", *International Journal of Engineering & Technology*, **7** (2018), no. 4.20, p. 113.
- [145] Solís-Carcaño, R. and Moreno, E.I.: "Evaluation of concrete made with crushed limestone aggregate based on ultrasonic pulse velocity", *Construction and Building Materials*, **22** (2008), no. 6, pp. 1225–1231.
- [146] Trtnik, G.; Kavčič, F. and Turk, G.: "Prediction of concrete strength using ultrasonic pulse velocity and artificial neural networks", *Ultrasonics*, **49** (2009), no. 1, pp. 53–60.
- [147] Demirboğa, R.; Türkmen, İ. and Karakoç, M.B.: "Relationship between ultrasonic velocity and compressive strength for high-volume mineral-admixtured concrete", *Cement and Concrete Research*, **34** (2004), no. 12, pp. 2329–2336.
- [148] Al-Nu'man, B.S.; Aziz, B.R.; Abdulla, S.A. and Khaleel, S.E.: "Compressive strength formula for concrete using ultrasonic pulse velocity", *International Journal of Engineering Trends and Technology (IJETT)*, **26** (2015), no. 1, pp. 8–13.
- [149] Breyse, D.: "Nondestructive evaluation of concrete strength: An historical review and a new perspective by combining NDT methods", *Construction and Building Materials*, **33** (2012), pp. 139–163.
- [150] Malhotra, V.M. and Carino, N.J.: "Handbook on nondestructive testing of concrete", CRC press, 2003.

- [151] Lin, Y.; Shih-Fang, K.; Hsiao, C. and Chao-Peng, L.: "Investigation of pulse velocity-strength relationship of hardened concrete", *ACI Materials Journal*, **104** (2007), no. 4, p. 344.
- [152] Kumar, R.R. and Kumar, D.S.: "An experimental investigation on dynamic modulus of elasticity of fly ash based normal strength concrete", *International Journal of ChemTech Research*, **12** (2019), no. 03, pp. 287–300.
- [153] Kiani, B.; Liang, R.Y. and Gross, J.: "Material selection for repair of structural concrete using VIKOR method", *Case Studies in Construction Materials*, **8** (2018), pp. 489–497.
- [154] Mangat, P.S. and Limbachiya, M.C.: "Repair material properties for effective structural application", *Cement and Concrete Research*, **27** (1997), no. 4, pp. 601–617.
- [155] Courard, L. and Bissonnette, B.: "Réparation des ouvrages en béton armé-Partie 2: Compatibilité et performances", *Techniques de l'Ingénieur*, (2016), p. 48.
- [156] Decter, M.: "Durable concrete repair — Importance of compatibility and low shrinkage", *Construction and Building Materials*, **11** (1997), nos. 5–6, pp. 267–273.
- [157] Beushausen, H.-D. and Alexander, M.G.: "Performance of concrete patch repair systems", *Advances in Construction Materials 2007*, Springer, 2007, pp. 255–262.
- [158] Hassoune, M.; Ghomari, F.; Khelidj, A.; Bezzar, A. and Touil, B.: "Influence des paramètres de composition et de cure sur la diffusivité des bétons à base de matériaux locaux", *Nature & Technologie*, (2014), no. 10, pp. 2–9.
- [159] Merzoug, F.; Ezziane, K.; Didouche, Z. and Setti, F.: "Effet de la teneur en eau et le type superplastifiant sur la perte de fluidité des pâtes de ciment composé à base de calcaire", (2000), p. 10.
- [160] BS EN 934-2: "Admixtures for concrete, mortar and grout. Part 2: Concrete admixtures - definitions, requirements, conformity, markings and labelling", *British European Standard*, UK, (2009).
- [161] Kim, J.-K.; Han, S.H. and Song, Y.C.: "Effect of temperature and aging on the mechanical properties of concrete Part I. Experimental results", *Cement and Concrete Research*, (2002), p. 8.
- [162] Khatib, J.M. and Mangat, P.S.: "Influence of superplasticizer and curing on porosity and pore structure of cement paste", (1999), p. 7.

- [163] Odman, S.T.A.: "Effects of variations in volume, surface area exposed to drying, and composition of concrete on shrinkage", RILEM/CEMBUREAU Intl. Colloquium on the Shrinkage of Hydraulic Concretes, Madrid, 1968, p. 20.
- [164] Bouziani, T.; Benmounah, A.; Makhloufi, Z.; Bédérina, M. and Queneudec T'kint, M.: "Properties of flowable sand concretes reinforced by polypropylene fibers", *Journal of Adhesion Science and Technology*, **28** (2014), no. 18, pp. 1823–1834.
- [165] Maza, M.; Naceri, A. and Zitouni, S.: "Physico-mechanical properties of mortar made with binary natural fine aggregates (dune sand and crushed sand) with and without chemical admixture", *Asian Journal of Civil Engineering*, **17** (2005), no. 5, pp. 663–682.
- [166] Daniel, J.I.; Gopalaratnam, V.S. and Galinat, M.A.: "Report on fiber reinforced concrete", ACI 544.1R-96, (2002), p. 66.
- [167] Krobba, B.; Bouhicha, M.; Kenai, S. and Courard, L.: "Formulation of low cost eco-repair mortar based on dune sand and *Stipa tenacissima* microfibers plant", *Construction and Building Materials*, **171** (2018), pp. 950–959.
- [168] Claramunt, J.; Ardanuy, M.; García-Hortal, J.A. and Filho, R.D.T.: "The hornification of vegetable fibers to improve the durability of cement mortar composites", *Cement and Concrete Composites*, **33** (2011), no. 5, pp. 586–595.
- [169] Ramli, M. and Dawood, T.: "Behavior of flowable high strength concrete repair materials for sustainable engineering construction", *Proceedings of the 2nd International Conference on Built Environment in Developing Countries (ICBEDC'08)*, 2008, pp. 444–460.
- [170] Dawood, E.T. and Ramli, M.: "High strength characteristics of cement mortar reinforced with hybrid fibres", *Construction and Building Materials*, **25** (2011), no. 5, pp. 2240–2247.
- [171] Islam, S.M.; Hussain, R.R. and Morshed, Md.A.Z.: "Fiber-reinforced concrete incorporating locally available natural fibers in normal- and high-strength concrete and a performance analysis with steel fiber-reinforced composite concrete", *Journal of Composite Materials*, **46** (2012), no. 1, pp. 111–122.
- [172] Ramli, M. and Dawood, E.T.: "Effects of palm fiber on the mechanical properties of lightweight concrete crushed brick", *American Journal of Engineering and Applied Sciences*, **3** (2010), no. 2, pp. 489–493.

- [173] Karthikeyan, K.; Uthayakumar, P.; Arul Gideon, R. and Vidhya Lakshmi, A.: "Study on the performance of concrete using metakaolin with natural fibres", *International Journal of Research in Engineering and Technology*, **05** (2016), no. 07, pp. 178–181.
- [174] Ramaswamy, H.S.; Ahuja, B.M. and Krishnamoorthy, S.: "Behaviour of concrete reinforced with jute, coir and bamboo fibres", *International Journal of Cement Composites and Lightweight Concrete*, **5** (1983), no. 1, pp. 3–13.
- [175] Kawashima, S. and Shah, S.P.: "Early-age autogenous and drying shrinkage behavior of cellulose fiber-reinforced cementitious materials", *Cement and Concrete Composites*, **33** (2011), no. 2, pp. 201–208.
- [176] Khalilitabas, A.A.; Khorrami, M. and Sobhani, J.: "Effects of wood-pulp fibers on the mechanical properties of cement composites", 3rd International Conference on Concrete and Development, (2002), p. 11.
- [177] Morlier, P. and Khenfer, M.M.: "Effet de la longueur des fibres sur les propriétés mécaniques des ciments renforcés de fibres cellulosiques", *Materials and Structures*, **24** (1991), no. 3, pp. 185–190.
- [178] Al Rawi, K.H.A. and Al Khafagy, M.A.S.: "Effect of adding sisal fiber and Iraqi bauxite on some properties of concrete", *AL-TAQANI*, **24** (2011), no. 2, pp. 58–73.
- [179] Page, J.: "Formulation et caractérisation d'un composite cimentaire biofibré pour des procédés de construction préfabriquée", Thèse de doctorat, Université de Caen Normandie, (2017), p. 241.
- [180] Hermida, G.: "Influence du volume de pâte et de la concentration en ciment sur la performance du béton: vers le développement d'un béton à contenu minimal en pâte", Thèse de doctorat, École normale supérieure de Cachan, (2008), p. 212.
- [181] Malhotra, V.M. ed.: "Handbook on nondestructive testing of concrete", 2. ed ed., CRC Press, Boca Raton, Fla., 2004.
- [182] Lydon, F.D. and Balendran, R.V.: "Some observations on elastic properties of plain concrete", *Cement and Concrete Research*, **16** (1986), no. 3, pp. 314–324.
- [183] Swamy, R.; Bandyopadhyay, A.; POISSON and CP 110: "The elastic properties of structural lightweight concrete", *Proceedings of the Institution of Civil Engineers*, **59** (1975), no. 3, pp. 381–394.
- [184] Popovics, S.: "Verification of relationships between mechanical properties of concrete-like materials", *Matériaux et Constructions*, **8** (1975), no. 3, pp. 183–191.

- [185] Courard, L. and Bissonnette, B.: "Essai dérivé de l'essai d'adhérence pour la caractérisation de la cohésion superficielle des supports en béton dans les travaux de réparation: analyse des paramètres d'essai", *Materials and Structures*, **37** (2004), no. 5, p. 342.
- [186] ACI 546.3R: "Guide for the selection of materials for the repair of concrete", American Concrete Institute, (2006), p. 38.
- [187] Benyahia, A.: "Mise au point d'un mortier auto-compactant pour la réparation des structures en béton armé", Thèse de doctorat, Université Hassiba BenBouali de Chlef, (2017), p. 205.
- [188] Ho, D.W.S. and Lewis, R.K.: "The specification of concrete for reinforcement protection— performance criteria and compliance by strength", *Cement and Concrete Research*, **18** (1988), no. 4, pp. 584–594.
- [189] Bentur, A. and Mitchell, D.: "Material performance lessons", *Cement and Concrete Research*, **38** (2008), no. 2, pp. 259–272.
- [190] Allahyari, I.: "Approche performantielle des bétons: vers une meilleure caractérisation des indicateurs de durabilité", Thèse de doctorat, Université de Toulouse, (2016), p. 245.
- [191] Véronique, B.-B.: "Conception des bétons en vue d'une durée de vie donnée des ouvrages - Indicateurs de durabilité", Association Française de Génie Civil (AFGC), (2004), p. 252.
- [192] Soufi, A.: "Etude de la durabilité des systèmes béton armé: mortiers de réparation en milieu marin", Thèse de doctorat, Université de la Rochelle, (2013), p. 235.
- [193] Klinkenber, L.J.: "The permeability of porous media to liquids and gases", *Drilling and production practice*. American Petroleum Institute., (1941), p. 14.
- [194] Picandet, V.; Khelidj, A. and Bastian, G.: "Effect of axial compressive damage on gas permeability of ordinary and high-performance concrete", *Cement and Concrete Research*, **31** (2001), no. 11, pp. 1525–1532.
- [195] Brandt, A.M.: "Cement based composites: materials, mechanical properties, and performance", 2nd edition ed., Routledge Taylor & Francis Group, London, 2009.
- [196] Hadjsadok, A.; Kenai, S.; Courard, L.; Michel, F. and Khatib, J.: "Durability of mortar and concretes containing slag with low hydraulic activity", *Cement and Concrete Composites*, **34** (2012), no. 5, pp. 671–677.

- 
- [197] Zhang, S.P. and Zong, L.: "Evaluation of relationship between water absorption and durability of concrete materials", *Advances in Materials Science and Engineering*, **2014** (2014), pp. 1–8.
- [198] Torrent, R. and Frenzer, G.: "A method for the rapid determination of the coefficient of permeability of the "covercrete"", *International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE)*, 1995, pp. 985–992.
- [199] Dinku, A. and Reinhardt, H.W.: "Gas permeability coefficient of cover concrete as a performance control", *Materials and Structures*, **30** (1997), no. 7, pp. 387–393.

## **ANNEXE**



ELSEVIER

# Construction And Building Materials

*Certificate of publication for the article titled:*

**"Formulation of low cost eco-repair mortar based on  
dune sand and Stipa tenacissima microfibers plant"**

---

*Authored by:*

**Benharzallah Krobbia , Mohamed Bouhicha , Said Kenai , Luc Courard**

---

*Published in:*

**Volume 171C, 2018, Pages 950-959**