

Université Mohamed Khider – Biskra  
Faculté des Sciences et de la technologie  
Département : .....  
Ref : .....



جامعة محمد خيضر بسكرة  
كلية العلوم و التكنولوجيا  
قسم: .....  
المرجع: .....

Thèse présentée en vue de l'obtention  
Du diplôme de

**Doctorat en sciences en : GENIE CIVIL**

**Spécialité: MATERIAUX DE CONSTRUCTION**

**Etude Expérimentale Sur La Compatibilité  
Déformationnelle Des Réparations En Béton De Sable**

Présentée par :

**GADRI KARIMA**

Soutenue publiquement le: **16/12/2018**

**Devant le jury composé de :**

MELLAS Mekki	Professeur	Président	Université de BISKRA
GUETTALA Abdelhamid	Professeur	Rapporteur	Université de BISKRA
MEZGHICHE Bouzidi	Maitre de Conférence 'A'	Examineur	Université de BISKRA
CHABIL Houcine	Professeur	Examineur	Université de Constantine
BOUHICHA Mohamed	Professeur	Examineur	DGRDT
ZINE ELABIDDINE Rahmouni	Professeur	Examineur	Université de M'SILA

## ***Remerciements***

Tout d'abord, je voudrais remercier mes parents et ma sœur Safia pour leur soutien et leurs encouragements pour poursuivre la thèse.

Je voudrais avant tout remercier Professeur Guettala Abdelhamid qui m'a fait confiance en acceptant de m'encadrer sur ce sujet. Je lui suis très reconnaissante de l'opportunité qu'il m'a donnée. Ses remarques pertinentes et son esprit de synthèse m'ont permis d'avoir une autre vision sur la problématique. Je le remercie pour l'intérêt et le suivi qu'il a porté à ma thèse. J'estime avoir énormément appris à son contact. Son dévouement et sa rigueur scientifique resteront pour moi des modèles. Je voudrais également saluer ses qualités "humaines" de directeur de thèse, sa compréhension et son soutien dans les moments difficiles.

J'exprime mes vifs remerciements au Professeur MELLAS Mekki, Doyen de la faculté des sciences et de la technologie de l'Université de Biskra, qui m'a fait l'honneur de présider le jury de soutenance, je tiens à lui exprimer ma profonde reconnaissance.

Je tiens à exprimer ma reconnaissance envers ceux qui vont me faire l'honneur d'examiner ce travail :

- Pr. CHABIL Hocine;
- Pr. ZINEELABIDINE Rahmouni
- Pr. BOUHICHA Mohamed
- Dr. MEZGHICHE Bouzidi

J'exprime ma profonde gratitude au Dr. Taalah Bachir, Dr. Izemmouren Ouarda et Pr ZEGHICHI Leila, pour leur encouragement et leur aide dans l'accomplissement de cette thèse.

Mes plus sincères remerciements vont aussi à tous ceux qui m'ont épaulé tout le long du déroulement de cette thèse et plus particulièrement l'ensemble des membres du laboratoire de recherche en génie civil (LRGC) et le laboratoire du département de Génie Civil et d'Hydraulique que j'ai côtoyé quotidiennement.

Enfin un remerciement particulier et personnel à l'ensemble de mes enseignants qui ont contribué à ma formation, à tous mes amis et collègues de travail qui ont grandement contribué à faire de parcours de doctorat une belle expérience.

## Résumé

Ce travail porte sur la compatibilité dimensionnelle des réparations en béton. Il a pour objectif l'étude de la capacité d'adaptation du béton de sable comme rechargement adhérent au support en béton ordinaire. De plus, il consiste à l'évaluation du niveau d'adhérence entre les deux matériaux en contact. En tenant compte du fait que les principales pathologies des rechargements minces adhérents à base cimentaire résultent de la fissuration due aux variations dimensionnelles, et pour atteindre l'objectif visé de cette étude, l'utilisation du béton de sable comme matériau de rechargement qui se caractérise par un faible module d'élasticité s'avère une solution prometteuse.

Dans ce cadre, après une démarche de formulation, quatre mélanges de béton de sable destinés à la réparation ont été caractérisés ; à savoir, trois mélanges à base de sable concassé: le premier est à 100% de filler calcaire (BSCR), le deuxième est à base d'une alliance de filler (50% filler calcaire et 50% de poudre de verre) (BSVR), et le troisième mélange est à base d'une substitution du filler calcaire par 5% de la fumée de silice (BSFR) et en fin un mélange à base de sable de dune et 100% de filler calcaire (BSDR).

Une simulation de la structure réparée par la technique de rechargement mince adhérent été appliquée. Les composites sujets d'essai sont constitués d'une couche de rechargement en béton de sable coulée sur un substrat en béton ordinaire. Les substrats sont préparés selon différentes formes avec deux niveaux de rugosité de surface : lisse (LS) et rugueuse (RG), et pour chaque niveau de rugosité, un traitement de surface supplémentaire a été effectué

Des essais d'adhérence de flexion trois points, de fendage et de cisaillement oblique était appliqués sur des éprouvettes composites support-rechargement, afin de déterminer la résistance et la qualité de liaison, ainsi que le mode de rupture pour chaque composite.

Les résultats expérimentaux ont montrés des résistances de liaison par fendage remarquables par les rechargements BSVR et BSCR, dépassant 2.5 MPa. Ce qui a permet d'apprécier une excellente qualité de liaison. D'ailleurs, l'ensemble des résultats reflète une capacité d'adaptation significative, ainsi qu'une compatibilité déformationnelle adéquate du béton de sable avec le béton ordinaire du substrat, qui contribue à l'amélioration de la durabilité des réparations.

**Mots clés :** Béton de sable; Substrat ; Rechargement ; Rugosité de surface ; Compatibilité déformationnelle; Résistance de liaison.

## Abstract

This work focuses on the dimensional compatibility of repair materials, and aims to study the adaptation of sand concrete as a repair material associated to an ordinary concrete substrate. It also consists of evaluating the level of adhesion between the two materials in contact. Taking into account the fact that the main pathologies of overlay repair materials result from cracking due to dimensional variations, and to achieve the objective of this study, the use of sand concrete as a cementitious repair material with a low modulus of elasticity is a promising solution.

In this context, after a formulation process, four sand concrete mixtures intended for repair were characterized; namely, three mixtures based on crushed sand: the first with 100% of limestone filler (BSCR), the second is based on an alliance of filler (50% of limestone filler and 50% of glass powder) (BSVR), while the third mixture is based on a limestone filler substitution with 5% of the silica fume (BSFR), and finally a mixture of dune sand and 100% calcareous filler (BSDR).

A simulation of the structure repaired by the adherent thin overlay technique is applied. The composite specimens consist of a sand concrete layer casted on an ordinary concrete substrate. The substrate surfaces are prepared in different shapes with two roughness levels: smooth (LS) and rough (RG). For each level, additional surface treatment of are performed.

The three-point flexural, splitting and shearing tests were applied on the substrate-overlay composite specimens in order to determine the strength and adhesion quality, as well as the failure mode for each case.

The experimental results showed remarkable splitting bond strengths by BSVR and BSCR overlays, exceeding 2.5 MPa. This is made it possible to appreciate an excellent quality of bond. Moreover, the overall results reflects a significant adaptability, as well as an adequate deformational compatibility of the sand concrete with the ordinary concrete substrate, that contributes to improving the durability of repairs.

**Keywords:** Sand concrete; Substrate; Overlay; Surface roughness; deformational compatibility, Bond strength,

## الملخص

ينصب هذا العمل حول توافق الأبعاد للإصلاحات الخرسانية. حيث انه يهدف إلى دراسة قدرة تكيف خرسانة الرمل باعتبارها مادة ملئ لالتصاق بحامل من الخرسانة العادية. كذلك يعتمد على تقييم مستوى التلاصق بين المادتين المتماسكتين. عند الأخذ بعين الاعتبار الأمراض الرئيسية لمواد الملاء ذات السمك الرفيع و التكوين الإسمنتي الناتجة عن التشققات بفعل التغير في الأبعاد، و من أجل بلوغ الهدف المنشود من هذه الدراسة، فان استعمال الخرسانة الرملية كمادة ملئ تتميز بمعامل مرونة ضعيف، هو حل يعد بالكثير .

في هذا الإطار , و بعد عملية صياغة الخرسانة، تمت دراسة خصائص أربع خلطات من الخرسانة الرملية المخصصة للترميم , يتعلق الأمر بثلاث منها برمل التفتيت : الأول 100% من مسحوق الكلس(BSCR) ، والثاني بمسحوق مركب ( 50% مسحوق الكلس و 50% مسحوق الزجاج ) (BSVR) ، الخليط الثالث تم فيه تعويض مسحوق الكلس بنسبة 5% من غبار السيليكا (BSFR) ، اما الخليط الرابع فهو مكون من رمل الكثبان مع 100% من مسحوق الكلس (BSDR).

تم تطبيق محاكاة للهيكل الذي تم إصلاحه بواسطة تقنية الملاء بطبقة إعادة تحميل رقيقة. العينات المركبة موضوع التجربة متكونة من طبقة إعادة تحميل من خرسانة الرمل مصبوبة على ركيزة من الخرسانة العادية. تم تحضير أسطح الركائز وفق أشكال مختلفة مع مستويين من الخشونة: أملس (LS) و خشن (RG). لكل مستوى تم إجراء معالجة سطحية إضافية.

تم تطبيق اختبارات الالتصاق عبر الانحناء ذات الثلاث نقاط ، الصدع و القص على العينات المركبة . و هذا قصد تعيين مقاومة و نوعية التلاصق و كذا نمط التمزق لكل عينة مركبة.

أظهرت النتائج التجريبية قوى ربط عبر الصدع لافتة، مع إعادة تحميل BSVR و BSCR والتي تجاوزت 2.5 MPa. هذا جعل من الممكن تقدير نوعية ربط ممتازة. علاوة على ذلك ، تعكس النتائج الإجمالية قابلية كبيرة للتكيف ، بالإضافة إلى توافق تشوه مناسب للخرسانة الرملية مع الخرسانة العادية للركيزة ، مما يساهم في تحسين متانة الإصلاحات.

**كلمات المفتاح :** الخرسانة الرملية ، الركيزة ، مادة التحميل ، خشونة السطح، التوافق التشوهي ، قوة الربط .

# Table des matières

<b>Remerciements.....</b>	<b>i</b>
<b>Résumé.....</b>	<b>ii</b>
<b>Abstract.....</b>	<b>iii</b>
<b>المخلص.....</b>	<b>iv</b>
<b>Table des matières.....</b>	<b>v</b>
<b>Liste des figures.....</b>	<b>ix</b>
<b>Liste des tableaux.....</b>	<b>xiv</b>
<b>Liste des abréviations.....</b>	<b>xvii</b>
<b>INTRODUCTION GENERALE.....</b>	<b>1</b>
<b>CHAPITRE I : ETAT DES CONNAISSANCES</b>	
I.1 Introduction.....	6
I.2 La dégradation du matériau béton	6
I.2.1 Dégradations d'origine physique.....	7
I.2.2 Dégradations d'origine mécanique.....	7
I.2.3 Dégradations d'origine chimique.....	7
I.3 Concept d'une réparation.....	8
I.4 Contexte normatif.....	8
I.5 Processus d'une réparation .....	9
I.6 Durabilité d'un système de réparation.....	11
I.7 Mécanismes d'adhérence.....	11
I.7.1 Adhérence mécanique (ancrage mécanique).....	12
I.7.2 Adhérence spécifique (interaction physico-chimique).....	12
I.7.3 Mode de rupture d'un système de réparation .....	13
I.8 Paramètres influençant l'adhérence.....	14
I.8.1 Rugosité et intégrité du substrat.....	14
I.8.1.1 L'évaluation de la rugosité de surface .....	17
I.8.2 L'état hydrique du substrat.....	19
I.8.3 L'utilisation d'un agent de liaison.....	20
I.8.4 Propriété du matériau de réparation.....	21
I.9 Méthodes d'essais d'adhérence.....	24
I.10 Notions de compatibilité dans les réparations.....	27
I.10.1 La compatibilité de perméabilité.....	28
I.10.2 La compatibilité chimique.....	28
I.10.3 La compatibilité électrochimique.....	28
I.10.4 La compatibilité déformationnelle (volumétrique).....	29
I.11 Facteurs influençant la compatibilité déformationnelle.....	29
I.11.1 Le retrait.....	29
I.11.1.1 Le retrait plastique.....	30

I.11.1.2	Le retrait thermique.....	30
I.11.1.3	Le retrait endogène.....	31
I.11.1.4	Le retrait de séchage.....	32
I.11.2	Le module d'élasticité.....	34
I.11.3	La dilatation thermique.....	35
I.11.4	Le fluage.....	35
I.12	Les bétons de sable.....	36
I.12.1	Les constituants d'un béton de sable.....	36
I.12.1.1	Le Sable.....	37
I.12.1.2	Les additions minérales.....	38
I.12.1.3	Les ciments.....	40
I.12.1.4	L'eau de gâchage.....	41
I.12.1.5	Les adjuvants.....	41
I.12.1.6	Les autres ajouts.....	41
I.12.2	Propriétés générales des bétons de sable.....	42
I.12.2.1	Maniabilité.....	42
I.12.2.2	Résistance à la compression.....	43
I.12.3	Propriétés spécifiques.....	47
I.12.3.1	La résistance à la traction.....	47
I.12.3.2	Le retrait.....	48
I.12.3.3	Le module d'élasticité.....	49
I.12.3.4	Durabilité.....	50
I.12.4	Formulation des bétons de sable.....	51
I.12.5	Exemples d'applications des bétons de sable dans la réhabilitation.....	53
I.13	Conclusion.....	56

## **CHAPITRE II : TECHNIQUES D'EXPERIENCES**

II.1	Introduction.....	58
II.2	Techniques et procédure de réparation.....	58
II.2.1	Fabrication des substrats.....	58
II.2.2	Préparation des surfaces des substrats .....	60
II.2.3	Application de la réparation .....	63
II.2.4	Murissement des composites (Rechargement – Substrat).....	64
II.3	Essais mécanique d'adhérence.....	64
II.3.1	Essais de traction indirecte.....	65
II.3.1.1	Essai de fendage (Essai Brésilien) .....	65
II.3.1.2	Essais de flexion trois points .....	67
II.3.2	Essais de cisaillement oblique .....	68
II.4	Essai de Compatibilité dimensionnelle .....	70
II.5	Conclusion.....	72

## **CHAPITRE III: MATERIAUX, FORMULATION ET CARACTERISATION DES BETONS**

III.1	Introduction .....	74
III.2	Matériaux utilisés et caractéristiques .....	74
III.2.1	Granulats .....	74
III.2.2	Ciment .....	75
III.2.3	Filler calcaire .....	76
III.2.4	La poudre de verre .....	76
III.2.5	Fumée de silice .....	77
III.2.6	Superplastifiant .....	79
III.2.7	Eau de gâchage .....	79
III.3	Malaxage et conservation des bétons .....	79
III.4	Formulation des bétons étudiés .....	80
III.4.1	Béton du support .....	80
III.4.2	Béton de sable du rechargement (formulation de base) .....	80
III.4.3	Détermination des compositions des bétons de sable de réparation .....	85
III.4.3.1	Béton de sable avec fumée de silice .....	85
III.4.3.2	Béton de sable avec la poudre de verre .....	87
III.4.3.3	Béton de sable de dune .....	89
III.5	Béton de sable de réparation.....	92
III.6	Caractérisation des bétons étudiés .....	92
III.6.1	Caractérisation mécanique .....	93
III.6.1.1	Résistance à la compression .....	93
III.6.1.2	Résistance à la traction par flexion .....	94
III.6.1.3	Résistance à la traction par fendage .....	95
III.6.1.4	Module d'élasticité .....	96
III.6.2	Caractérisation physique .....	99
III.6.2.1	La porosité accessible à l'eau .....	99
III.6.2.2	Mesure des retraits libres et des pertes de masse .....	102
III.6.3	Conclusion .....	109

## **CHAPITRE IV: PRESENTATION DES RESULTATS ET DISCUSSION**

IV.1	Introduction .....	112
IV.2	Liaison et adhérence mécanique .....	112
IV.2.1	Résistance de liaison par flexion (flexion trois points) .....	113

IV.2.1.1	Variance de la résistance de liaison par flexion .....	113
IV.2.1.2	Effet de rugosité de surface sur la résistance de liaison par flexion	117
IV.2.1.3	Modes de rupture des éprouvettes composites soumises à la flexion (Cas A) .....	119
IV.2.1.4	Effet de l'orientation de l'interface sur la résistance de liaison à la flexion .....	121
IV.2.2	Résistance de liaison au fendage .....	124
IV.2.2.1	Variance de la résistance de liaison par fendage des composites cylindriques .....	124
IV.2.2.2	Effet de la rugosité de surface sur la résistance de liaison au fendage des composites cylindriques .....	128
IV.2.2.3	Effet de la rugosité de surface sur la résistance de liaison par fendage des composites cubiques.....	130
IV.2.2.4	Modes de rupture des composites soumises au fendage .....	132
IV.2.3	Résistance de liaison par cisaillement oblique .....	137
IV.2.3.1	Variance de la résistance de liaison par cisaillement oblique .....	138
IV.2.3.2	Effet de la rugosité des surfaces sur la résistance de liaison par cisaillement oblique .....	141
IV.2.3.3	Modes de rupture des composites soumises au cisaillement oblique	144
IV.3	Compatibilité déformationnelle des composites (Rechargement-substrat) ....	147
IV.3.1	Etat déformationnelle des composites sous sollicitations hydriques .....	147
IV.3.2	Comportement des composites (Rechargement-Substrat) en compression uniaxiale .....	149
IV.4	Conclusion.....	154
	<b>CONCLUSION GENERALE &amp; PERSPECTIVES.....</b>	158
	<b>ANNEXES .....</b>	163
	<b>REFERENCES NORMATIVES.....</b>	168
	<b>REFERENCES BIBLIOGRAPHIQUES.....</b>	171
	<b>LISTE DES PUBLICATIONS .....</b>	185

## LISTE DES FIGURES

---

### Chapitre I

---

Figure I.1	Structure générale de la norme NF EN 1504(2004) .....	09
Figure I.2	Les trois principales étapes d'une bonne réparation .....	10
Figure I.3	System de réparation à trois phases .....	10
Figure I.4	Indicateurs de durabilité d'une réparation en béton .....	11
Figure I.5	Mécanismes d'adhérence à l'interface (rechargement/ support).....	12
Figure I.6	Les trois modes de ruptures observés durant l'essai de cisaillement .....	13
Figure I.7	Les modes de ruptures observés durant l'essai de fendage .....	13
Figure I.8	Influence de la technique d'enlèvement du béton détérioré HD: hydrodémolition ; JH+SB : marteau pneumatique et jet de sable ; JH : marteau pneumatique; G : meulage .....	15
Figure I.9	Augmentation relative de la résistance au cisaillement oblique (a) et à la traction par fendage (b) en fonction du type de surface du substrat. (AC) non rugueuse; (SB) sablage; (WB) brossage; (DH) trous forés; (GR) rainurage .....	17
Figure I.10	Modèle des profils de surface CSP .....	18
Figure I.11	La résistance d'adhérence en fonction du niveau d'humidité du substrat lors de l'application du rechargement.....	20
Figure I.12	Résultats des essais de traction effectués sur des dalles à différents niveaux de saturation après application d'un coulis modifié aux polymères (sec ou humide) .....	20
Figure I.13	Comparaison du taux de porosités et du diamètre moyen des pores pour différents types de mortiers de réparation ( <b>OPC</b> : ciment Portland conventionnel, <b>FA</b> : ajout de cendres volantes, <b>SF</b> : ajout de silice fumée, <b>PMC</b> : ajouts de polymère acrylique, <b>EP</b> : résine époxy pure) .....	24
Figure I.14	Diverses méthodes d'essai pour évaluer la force de liaison à l'interface	26

Figure I.15	Mesure de la résistance d'adhérence par différentes méthodes ; (a) faible rugosité ; (b) rugosité élevée .....	27
Figure I.16	Facteurs affectant la compatibilité des matériaux de réparation .....	28
Figure I.17	Effets possibles du retrait différentiel entre deux bétons .....	30
Figure I.18	Retrait endogène des différents bétons de réparations .....	31
Figure I.19	Retrait endogène des différents matériaux de réparation .....	32
Figure I.20	Retrait de séchage des différents bétons .....	33
Figure I.21	Pertes de masse au séchage des matériaux de réparation .....	34
Figure I.22	Retrait de séchage des matériaux de réparation .....	34
Figure I.23	Influence de la rigidité relative réparation-béton d'origine sur la répartition des contraintes normales de flexion .....	34
Figure I.24	Illustration de l'effet filler .....	38
Figure I.25	Influence de la nature du sable sur la maniabilité .....	43
Figure I.26	Effet de la granularité sur la résistance .....	44
Figure I.27	Effet de la granularité en fonction d'ajout du filler calcaire sur la résistance à la compression .....	45
Figure I.28	Résistance mécanique en fonction du type de sable .....	45
Figure I.29	Effets du dosage et de la finesse de l'addition sur la résistance .....	46
Figure I.30	Influence de la nature de l'addition sur le niveau de résistance .....	47
Figure I.31	Résistances à la traction par fendage du béton de sable.....	48
Figure I.32	Retrait d'auto-dessiccation.....	48
Figure I.33	Retrait total.....	48
Figure I.34	Retrait total en fonction du taux de séchage.....	49
Figure I.35	Courbes de distribution de la porosité en fonction du rayon des pores .....	51
Figure I.36	Evolution de la compacité en fonction du dosage en fines pour deux types de sable .....	52

Figure I.37	Amélioration des résistances par synergie de différents ajouts $P\uparrow$ = <b>résistance, compacité, module .../ <math>P\downarrow</math>= fluage, retrait .....</b>	53
-------------	---	----

---

## Chapitre II

---

Figure II.1	Traitement de surface des différents substrats .....	60
Figure II.2	Les différentes textures de surface des substrats .....	61
Figure II.3	La mise en place des substrats dans les moules avant l'application du rechargement .....	63
Figure II.4	Conservation des éprouvettes composites .....	64
Figure II.5	Représentation de la distribution des contraintes dans les éprouvettes composites soumise à l'essai de fendage .....	65
Figure II.6	Application de l'essai de fendage .....	66
Figure II.7	Essai de flexion trois points : Chargement en zone tendu .....	67
Figure II.8	Eprouvettes soumises à l'Essai de flexion trois points .....	68
Figure II.9	Eprouvette pour l'essai de cisaillement par compression .....	70
Figure II.10	Schéma du dispositif de mesure des déplacements longitudinaux des composites .....	71
Figure II.11	Dispositif de mesure des variations dimensionnelles des composites ...	72

---

## Chapitre III

---

Figure III.1	Courbes granulométriques des granulats (sables et graviers) .....	75
Figure III.2	Répartition granulaire du filler calcaire .....	76
Figure III.3	Répartition granulaire de la poudre de verre .....	77
Figure III.4	Répartition granulaire de la fumée de silice .....	78
Figure III.5	Effet d'ajout du filler calcaire sur la résistance à la compression .....	82
Figure III.6	Effet du superplastifiant sur l'affaissement .....	83
Figure III.7	Effet du superplastifiant sur la résistance à la compression .....	83
Figure III.8	Effet du rapport E/C sur l'affaissement .....	84

Figure III.9	Effet du rapport E/C sur la résistance à la compression .....	84
Figure III.10	Effet du Fumée de silice sur la résistance à la compression en fonction du temps .....	87
Figure III.11	Effet du la poudre de verre sur la résistance à la compression en fonction du temps .....	89
Figure III.12	L'effet du type de sable sur l'évolution de la résistance à la compression..	91
Figure III.13	Résistance à la compression des bétons étudiés à 28 et 120 jours .....	94
Figure III.14	Résistance à la traction par flexion des bétons étudiés à 28 et 120 jours ...	95
Figure III.15	Résistance à la traction par fendage des bétons étudiés à 28 et 120 jours ..	96
Figure III.16	Mesure de déformabilité par la cage extensométrique .....	97
Figure III.17	Valeurs du module d'élasticité des bétons étudiés à 28 et 120 jours .....	97
Figure III.18	Bain marie pour l'ébullition des éprouvettes .....	100
Figure III.19	La pesée hydrostatique .....	100
Figure III.20	Résultats de la porosité à l'eau .....	101
Figure III.21	Mesure de retrait et de la perte en masse .....	103
Figure III.22	Evolution du retrait total des bétons étudiés .....	104
Figure III.23	Evolution de la perte en masse des bétons étudiés .....	105
Figure III.24	Evolution du retrait endogène des bétons étudiés .....	107
Figure III.25	Evolution du retrait de séchage des bétons étudiés .....	108

---

## Chapitre IV

---

Figure IV.1	La résistance de liaison par flexion des différents composites en fonction de rugosité de surface des substrats .....	118
Figure IV.2	Mode de rupture des éprouvettes composites soumises à la flexion (Cas A) ...	119
Figure IV.3	Etat d'interface après la rupture des éprouvettes composites soumises à la flexion (Cas A) .....	120
Figure IV.4	Résistance de liaison à la flexion (Cas B) .....	122
Figure IV.5	Modes de rupture des éprouvettes composites soumises à la flexion (Cas B) ...	123

Figure IV.6	Résistances de liaison par fendage des différents composites cylindriques en fonction de la rugosité de surface des substrats .....	129
Figure IV.7	Résistances de liaison par fendage des composites cubiques .....	131
Figure IV.8	Modes de rupture des composites cylindriques soumises au fendage .....	133
Figure IV.9	Modes de rupture des composites cubiques soumises au fendage .....	135
Figure IV.10	La résistance de liaison par cisaillement oblique des différents composites en fonction de la rugosité de surface des substrats .....	142
Figure IV.11	Modes de rupture des composites soumises au cisaillement oblique .....	146
Figure IV.12	Observation mésoscopique de l'interface des composites .....	148
Figure IV.13	Courbes force– déplacement du composite BO/BSCR soumis au chargement de compression uniaxiale .....	151
Figure IV.14	Courbes force– déplacement du composite BO/BSVR soumis au chargement de compression uniaxiale .....	152
Figure IV.15	Courbes force– déplacement du composite BO/BSDR soumis au chargement de compression uniaxiale .....	153
Figure IV.16	Courbes force– déplacement du composite BO/BSFR soumis au chargement de compression uniaxiale .....	154

# LISTE DES TABLEAUX

---

## Chapitre I

---

Tableau I.1	Résultats d'adhérence du test pull off (1) coulé ; (2) brossage métallique ; (3) partiellement ébréché ; (4) partiellement ébréché et pré-humidifié ; (5) sablage .....	17
Tableau I.2	Propriétés des matériaux de réparation de béton typiques .....	22
Tableau I.3	Exigences de performances pour les produits de réparation structurale et non-structurale pour toutes les utilisations prévues .....	23
Tableau I.4	Relation entre la granulométrie et le dosage en ciment .....	38
Tableau I.5	Amélioration d'un béton de sable par ajouts successifs avec un dosage en ciment 350Kg/m <sup>3</sup> .....	52
Tableau I.6	Composition et caractéristiques mécaniques des bétons de sable dans la réparation de quelques ouvrages .....	55

---

## Chapitre II

---

Tableau II.1 :	Formes des substrats et essais d'adhérence correspondant .....	59
Tableau II.2 :	Types de surfaces et niveau de rugosité des substrats .....	62

---

## Chapitre III

---

Tableau III.1	Propriétés physiques des granulats (sables et graviers) .....	75
Tableau III.2	Caractéristiques physiques du ciment .....	76
Tableau III.3	Caractéristiques physiques du filler calcaire, la poudre de verre et la fumée de silice .....	78
Tableau III.4	La composition chimique des fines (ciment et fillers) .....	78
Tableau III.5	La composition minéralogique du ciment (%) .....	79
Tableau III.6	La composition des bétons du support (BO) .....	80
Tableau III.7	Composition du béton de sable témoin (BS) .....	81

Tableau III.8	Les différentes compositions du béton de sable (optimisation de formulation) .....	82
Tableau III.9	Composition et affaissement du béton de sable avec Fumée de Silice	86
Tableau III.10	Composition de béton de sable avec la poudre de verre .....	88
Tableau III.11	Composition du béton de sable de dune (BSD) .....	90
Tableau III.12	Composition de béton de sable de dune .....	91
Tableau III.13	Composition des quatre bétons de sable de réparation .....	92
Tableau III.14	Valeurs expérimentales et théoriques du module d'élasticité .....	98

---

## Chapitre IV

---

Tableau IV.1	Variance de la résistance de liaison par flexion des éprouvettes composites avec rechargement BSCR .....	114
Tableau IV.2	Variance de la résistance de liaison par flexion des éprouvettes composites avec rechargement BSVR .....	115
Tableau IV.3	Variance de la résistance de liaison par flexion des éprouvettes composites avec rechargement BSDR .....	116
Tableau IV.4	Variance de la résistance de liaison par flexion des éprouvettes composites avec rechargement BSFR .....	117
Tableau IV.5	Variance de la résistance de liaison par fendage des composites cylindriques avec rechargement BSCR .....	125
Tableau IV.6	Variance de la résistance de liaison par fendage des composites cylindriques avec rechargement BSVR .....	126
Tableau IV.7	Variance de la résistance de liaison par fendage des composites cylindriques avec rechargement BSDR .....	127
Tableau IV.8	Variance de la résistance de liaison par fendage des composites cylindriques avec rechargement BSFR .....	128
Tableau IV.9	Nombres des cas pour chaque mode de rupture à chaque niveau de rugosité (Essai de fendage) .....	136
Tableau IV.10	Variance de la résistance de liaison par cisaillement des composites avec rechargement BSCR .....	138
Tableau IV.11	Variance de la résistance de liaison par cisaillement des composites avec rechargement BSVR .....	139
Tableau IV.12	Variance de la résistance de liaison par cisaillement des composites avec rechargement BSDR .....	140

Tableau IV.13	Variance de la résistance de liaison par cisaillement des composites avec rechargement BSFR .....	141
Tableau IV.14	Nombres des cas pour chaque mode de rupture à chaque niveau de rugosité (Essai du Cisaillement oblique) .....	147

## LISTE DES ABRÉVIATIONS

<b>BO</b>	Béton ordinaire
<b>BSCR</b>	Béton de sable de carrière à base de filler calcaire de réparation
<b>BSDR</b>	Béton de sable de dune à base de filler calcaire de réparation
<b>BSFR</b>	Béton de sable de carrière à base de filler calcaire et de la fumée de silice de réparation
<b>BSVR</b>	Béton de sable de carrière à base de filler calcaire et de la poudre de verre de réparation
<b>CL</b>	Filler calcaire
<b>COV</b>	Coefficient de variance
$D_{\max}$	Le diamètre maximal des grains de sable
<b>DS</b>	Sable de dune
<b>E/C</b>	Le rapport eau- ciment
<b>ECT</b>	Ecart type
<b>FS</b>	Fumée de silice
<b>LS</b>	Surface lisse
<b>LSPR</b>	Surface lisse perforée
<b>LSRN</b>	Surface lisse rainurée
<b>PV</b>	Poudre de verre
<b>RDS</b>	Mélange de sable de rivière et du sable de dune
<b>RG</b>	Surface rugueuse
<b>RGPR</b>	Surface rugueuse perforée
<b>RGRN</b>	Surface rugueuse rainurée
<b>RS</b>	Sable de rivière
<b>SP</b>	Superplastifiant
$\sigma_c$	Résistance d'adhérence au cisaillement
$\sigma_{fe}$	Résistance d'adhérence au fendage
$\sigma_{fl}$	Résistance d'adhérence à la flexion

# INTRODUCTION GÉNÉRALE

## INTRODUCTION GENERALE

Après des années de service, il est fréquent d'apercevoir des structures en béton nécessitant des réparations, d'entretien, ou des reconstructions partielles, à cause des différentes dégradations subies pendant l'exploitation, à vrai dire, la nature et l'origine des défauts sont multiples. Les dommages peuvent apparaître lors du chargement accidentel ou à cause des défauts de conception et de mise en œuvre. Par ailleurs, des maladies du béton peuvent être à l'origine de graves dégradations, également la carbonatation, la réaction alcali-granulats, les attaques des sulfates...etc. Tout cela mène à des structures en mauvais état qui exigent l'une des deux réparations: une reconstruction partielle ou une réparation mince.

Dans cette étude, on est penchée vers la réparation mince qui est très répandue pour les dallages, les chaussées, les tabliers des ponts et aussi les parois. Cette technique est une réfection superficielle, se limite à remplacer une couche détériorée ou contaminée par une couche adhérente de béton ou de mortier d'épaisseur inférieure ou égale à 100 mm.

En conséquence, l'association de deux matériaux différents (rechargement et support) provoque divers types de problèmes, tant physico-chimiques que mécaniques, liés à la compatibilité des deux matériaux en contact (Bissonnette, 2000). La compatibilité déformationnelle n'est jamais parfaitement assurée, particulièrement en ce qui concerne les variations dimensionnelles. Et là la question de la durabilité de ce système de réparation se pose.

Le problème d'une structure réparée par la technique de rechargement mince adhérent à base cimentaire est le décollement de l'interface support-rechargement. En effet, la cause principale limitant la durabilité de l'application est le retrait du matériau de réparation, un phénomène inévitable qui va être empêché par le substrat. Donc il est nécessaire que le matériau de réparation et le support soient compatibles en termes de déformation dimensionnelle.

La capacité d'adaptabilité du rechargement est un paramètre important pour la durabilité de la réparation, bien que l'équilibre entre toutes les propriétés mentionnées ci-

dessus n'a jamais été entièrement garanti. Afin d'avoir une réparation durable, il est nécessaire de faire un choix adéquat du matériau de réparation.

Actuellement, beaucoup de recherches sont consacrées à la production des matériaux de réparation de bonne qualité, et au développement de nouvelles méthodes d'évaluation (Tayeh, 2013 et Mohammadi, 2014). Il existe de nombreux matériaux pour la réparation classés en trois catégories, à savoir les matériaux polymères ou résineux, les matériaux cimentaires modifiés aux polymères (PMC) et les matériaux cimentaires. Ces derniers, qui font l'objet de nos recherches, sont largement utilisés dans cet axe, en raison de leurs propriétés mécaniques proches de celles de la plupart des bétons de substrat, à leur disponibilité sur le marché des matériaux de construction, et aussi à leurs prix bas (Lukovic, 2012 et Qian, 2014).

La recherche bibliographique, nous a orientés vers un nouveau matériau cimentaire, c'est le béton de sable. Le béton de sable peut être considéré comme un béton spécial qui s'adapte aux différentes applications telles que: béton de sable compacté, utilisé pour les chaussées (Khay El Euch, 2010); béton de sable auto-plaçant (Bouziani, 2011 et 2014) ; béton de sable projeté (Benaïssa, 2008 et 2015) et le béton de sable léger (Bederina, 2007 et 2009); et pourquoi pas comme béton de réparation.

Le béton de sable a des caractéristiques prometteuses, son caractère non fissurant qui est justifié par l'absence de gros granulats, son faible module d'élasticité et par suite sa grande déformabilité, sa porosité fine, son homogénéité et uniformité de séchage, (Benaïssa, 1992; Belkacem, 2014), le rend souhaitable dans le cas des réparations minces. Tout cela, présente l'intérêt de son choix, et de son utilisation dans cette recherche comme rechargement mince adhérent.

Notre étude vise la capacité d'adaptation des béton de sable en interaction avec le béton ordinaire du support et le niveau d'adhérence entre ces deux matériaux en contact.

Vis-à-vis de la capacité d'adaptation de la couche du béton de sable, on retient donc les deux indicateurs suivants :

- L'adhérence au support,
- la compatibilité dimensionnelle du béton de sable avec le support

Outre l'introduction générale, la présente thèse est composée de deux parties :

La première partie contient un seul chapitre présentant un état de connaissances bibliographique. Ce chapitre comporte deux volets : le premier volet fait le point sur la durabilité du système de réparation, les mécanismes physiques en cause dans le comportement des réparations, et les problèmes rencontrés, ainsi une revue approfondie sur les recherches relatives aux réparations minces et la compatibilité dimensionnelle. Le deuxième volet est une revue détaillée sur les différentes recherches relatives à notre choix du béton de sable comme matériau de réparation avec une présentation lumineuse de diverses caractéristiques mécaniques et physiques de ce dernier

La deuxième partie, contenant les trois chapitres II, III et IV est consacrée à l'étude expérimentale.

Chapitre II présente les techniques d'expériences, particulièrement la procédure de préparation des surfaces des supports, les étapes suivies pour la fabrication des composites (rechargement /support) et les essais d'adhérence appliqués

Chapitre III regroupe les caractéristiques des matériaux utilisés durant notre étude, avec une présentation de la démarche de formulation du béton de sable destiné à la réparation. De plus, une caractérisation des bétons étudiés avec interprétation des résultats. Il s'agit des résistances mécaniques (compression et traction) et le module d'élasticité, ainsi que les propriétés physiques comme le retrait et la porosité.

Enfin, les résultats obtenus des différents essais d'adhérence sont exposés et analysés dans le dernier chapitre IV, avec une évaluation de la capacité d'adaptation du béton de sable comme matériau de réparation au support du béton ordinaire.

Finalement, la conclusion proposant une synthèse des résultats obtenus dans notre travail ainsi que des perspectives de recherche.

# PREMIÈRE PARTIE

## CHAPITRE I

### ÉTAT DES CONNAISSANCES

## I.1 Introduction

Généralement, le béton se fissure pour diverses causes. L'origine et la nature des défauts manifestés sur une structure en béton armé sont multiples. Des dommages peuvent apparaître lors de chargement accidentel, d'autres sont dus aux charges d'exploitation et aux conditions d'environnement au cours du service, comme il peut y avoir des défauts de conception ou de mise en œuvre. De plus, des maladies du béton peuvent être à l'origine de graves dégradations, également la carbonatation, la réaction alcali-granulats, les attaques des sulfates...etc. De ce fait, il en résulte des structures en béton armé en mauvais état qui nécessitent d'intervenir pour un entretien ou une réparation. Malgré cela on observe souvent l'échec de ces réparations qui nécessitent de nouvelles interventions dans une courte durée avec des coûts supplémentaires de restauration.

Le chapitre est destiné à présenter les principaux résultats issus de la littérature sur la réparation et le mécanisme d'adhérence, avec un aperçu détaillé sur les problèmes de durabilité du système de réparation et les facteurs affectant la compatibilité des matériaux de réparation. De même, dans ce chapitre une partie sera focalisée sur le béton de sable, qui sera proposé comme matériau de réparation.

## I.2 La dégradation du matériau béton

La dégradation du béton est sa perte de performance elle se manifeste par détérioration, déformation ou changement de ces propriétés. La fissure constitue le signe d'une première manifestation apparente de dégradation possible, comme elle peut prendre l'aspect des éclats ou couleurs de rouille (**Calgaro, 1994**). Par ailleurs, la corrosion des armatures est la dégradation la plus fréquente des ouvrages en béton armé. Cette pathologie procède de l'agressivité de l'environnement comme elle résulte aussi des défauts de conception et de mise en œuvre.

Les mécanismes de dégradation sont fonction de l'exposition de l'ouvrage par rapport à son environnement. Par conséquent, le béton peut néanmoins subir des altérations internes ou externes. Ces altérations sont classées en fonction de leur origine physique, chimique et mécanique.

### **I.2.1 Dégradations d'origine physique**

D'un point de vue physique, il est important de noter que le béton est un matériau hydraulique et poreux et qu'à ce titre, les altérations physiques sont dues à des surcharges, à des sollicitations excessives, aux frottements, aux chocs thermiques, aux gonflements, aux retrait. Tous ces phénomènes sont basés sur le comportement de l'eau en son sein et sur les échanges d'eau avec le milieu extérieur, comme le retrait, le tassement et le gel-dégel. **(Calgaro, 1994 et Hornain, 2007).**

### **I.2.2 Dégradations d'origine mécanique**

Il s'agit le plus souvent d'une attaque de type mécanique qui se concrétise par des chocs de l'abrasion et l'érosion. Les désordres de ce genre concernent beaucoup plus les ponts. Les chocs les plus fréquents proviennent des poids lourds hors gabarit contre l'intrados des ponts; les chocs des bateaux ou d'objets flottants contre les piles en rivière ainsi que les chocs de véhicules contre les barrières de retenue. Ils peuvent créer des épaufrures, des éclats importants de béton. Voir même des ruptures d'acier. Les phénomènes d'abrasion et d'érosion, on les rencontre essentiellement dans des structures de génie civil en contact avec des circulations intenses d'eau. Comme les barrages ou les galeries d'amenées d'eau.....etc. **(Calgaro, 1994).**

### **I.2.3 Dégradations d'origine chimique**

Le béton est connu pour être un matériau basique. Pour cette raison, il est vulnérable aux attaques acides. La cause principale de toutes les dégradations d'origine chimique est la possibilité de pénétration ou d'écoulement des fluides dans le béton qui dépend de la perméabilité et par la suite de la porosité du béton. La porosité interne du béton et de la pâte du ciment hydraté gouverne la durabilité des ouvrages en béton **(Calgaro, 1994).**

Dans les phénomènes qui peuvent être à l'origine d'une dégradation chimique, sont: la carbonatation connue par le vieillissement naturel, la corrosion des aciers, l'alcali-réaction et la réaction sulfatique, ainsi que l'attaque des eaux de mer et les eaux pures.

Avec tous ces différents désordres, la structure peut alors ne plus jouer son rôle : étanchéité, capacité portante, esthétique... Il faut donc intervenir pour restaurer, réparer et/ou améliorer la fonction initiale de l'ouvrage.

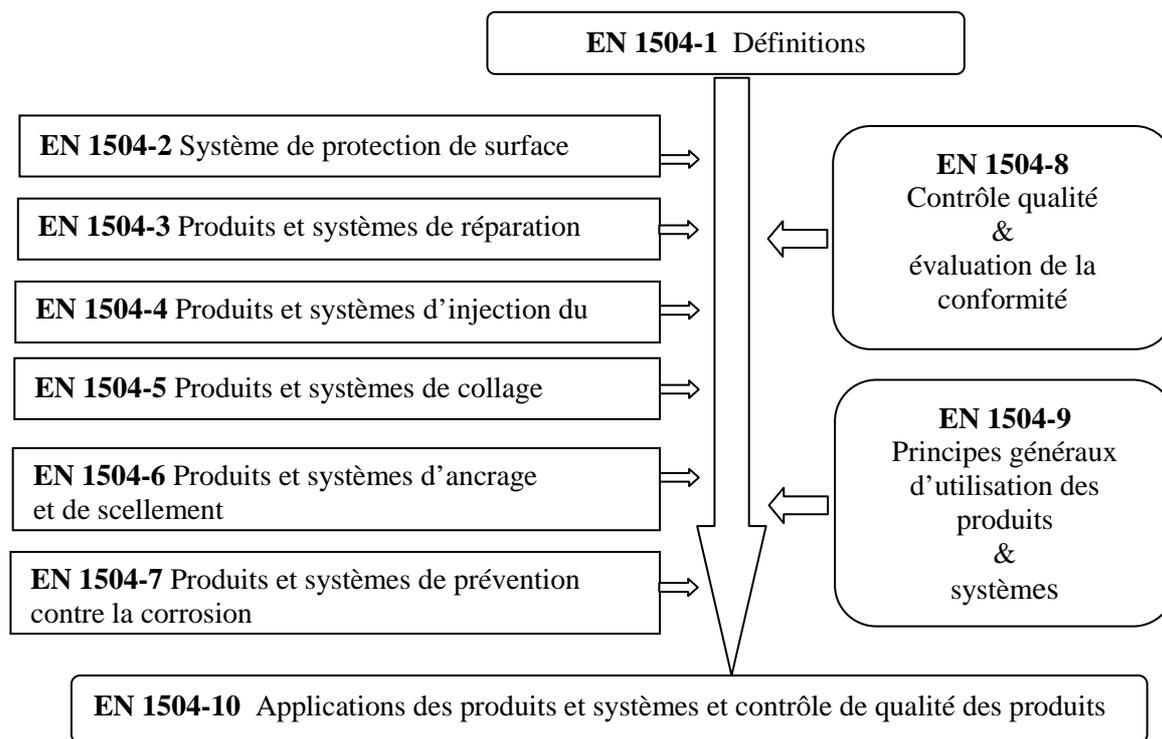
### I.3 Concept d'une réparation

La réparation d'un élément en béton fait lier deux matériaux très différents. D'abord, il y a le support (l'ancien béton) qui date de plusieurs années et qui est considéré stable du point de vue volumétrique. Ensuite, il y a le matériau de réparation (le nouveau béton) qui subira d'importants changements volumétriques face aux différentes conditions climatiques au cours de ses premières années d'exploitation. Deux types de réparation peuvent être appliqués: une reconstruction partielle ou une réparation mince. Le terme réparation englobe différents autres termes dans le même contexte comme :

- **Restauration**, qui veut dire remettre en place un état précédent qui a été altéré. C'est le fait de redonner à un ouvrage une apparence que l'on suppose proche de son état initial.
- **Reconstruction partielle**, qui veut dire établir ou bâtir à nouveau. Cette méthode consiste à enlever une partie importante de béton détérioré et le remplacer par un nouveau matériau. Comme il peut y avoir un renforcement par des barres d'armatures en cas de nécessité.
- **Rechargement (Resurfaçage)**, c.à.d. enlever la couche dégradée et la remplacer par une nouvelle couche de béton. Cette méthode permet de réhabiliter, de renforcer ou d'augmenter la capacité structurale sans la reconstruction complète de l'élément. Il y a deux états de rechargement : le rechargement mince d'une épaisseur inférieure à 100mm (**Laurence, 2001 ; Espeche, 2011**), et le rechargement épais d'une épaisseur supérieure à 100mm. Dans cette étude on s'intéresse à la réparation superficielle c.-à-d. au rechargement mince (**overlay**).

### I.4 Contexte normatif

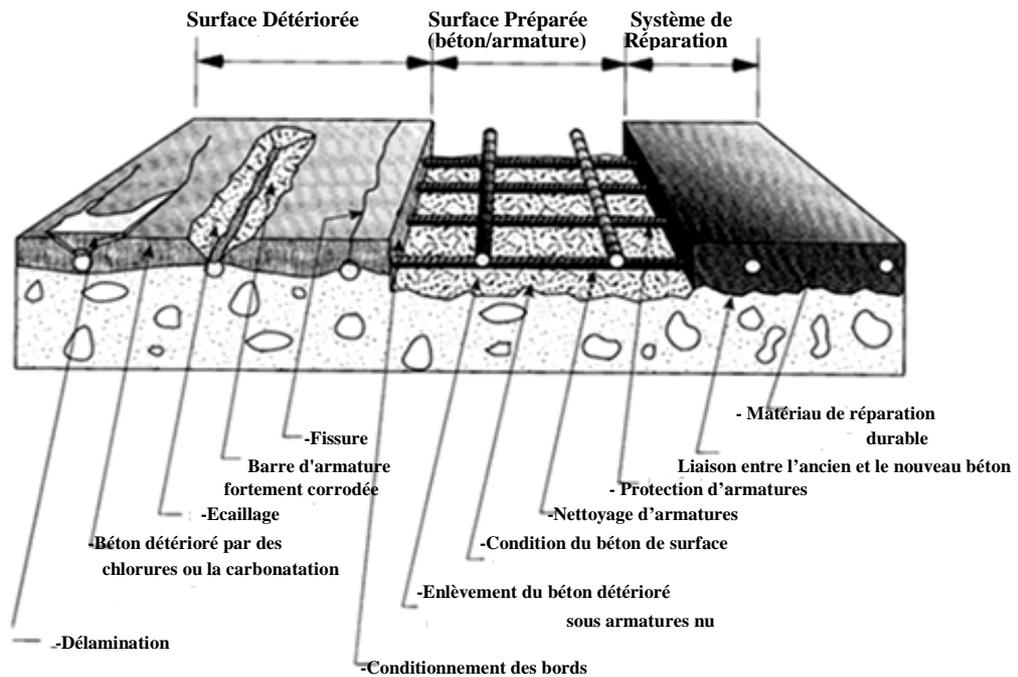
La réparation d'une structure en béton est une activité qui nécessite un personnel qualifié et compétent. Comme il doit aussi y avoir des standards, procédures disponibles qui définissent les opérations afin qu'ils puissent être correctement mis en œuvre. La norme européenne **NF EN 1504 (2004)** « Produits et systèmes pour la réparation et la protection du béton structures - définitions, exigences, contrôle qualité et évaluation de la conformité » définit les procédures et les caractéristiques des produits utilisés pour réparer, entretenir et protéger une structure en béton. L'objectif principal de cette norme est de fournir un instrument valide pour optimiser les opérations de réparation. Elle est composée de dix chapitres qui décrivent toutes les étapes de réparation structurale et non-structurale des structures en béton. La structure générale de la série de normes est présentée sur la Figure I.1.



**Figure I.1** Structure générale de la norme NF EN 1504 (2004)

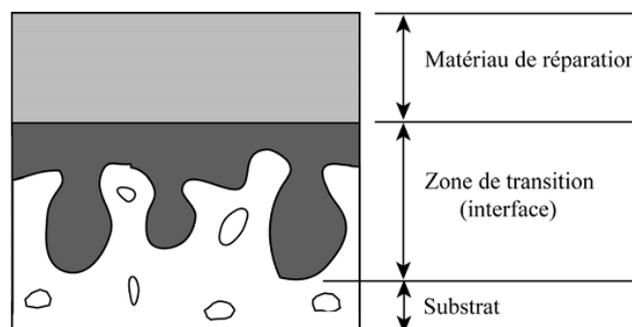
### I.5 Processus d'une réparation

Le processus d'une réparation doit faire apparaître trois étapes principales indissociables, comme il est illustré par la **Figure I.2**. D'abord, un diagnostic profond des causes de la détérioration précède nécessairement les suivantes. Il faut bien comprendre l'origine des dégradations afin d'éviter qu'elles ne réapparaissent une fois l'ouvrage réparé. Ensuite une préparation de la zone à réparer qui doit être soigneusement effectuée : Enlèvement du béton détérioré avec une précaution particulière, nettoyage et protection du ferrailage ou un ajout supplémentaire est nécessaire par des armatures de renforcement; et enfin une application adéquate du produit de réparation. En effet, le système de réparation rassemble deux matériaux différents : le béton jeune celui de réparation et l'ancien béton, celui du support (le substrat).



**Figure I.2** Les trois principales étapes d'une bonne réparation (Emmons, 1996)

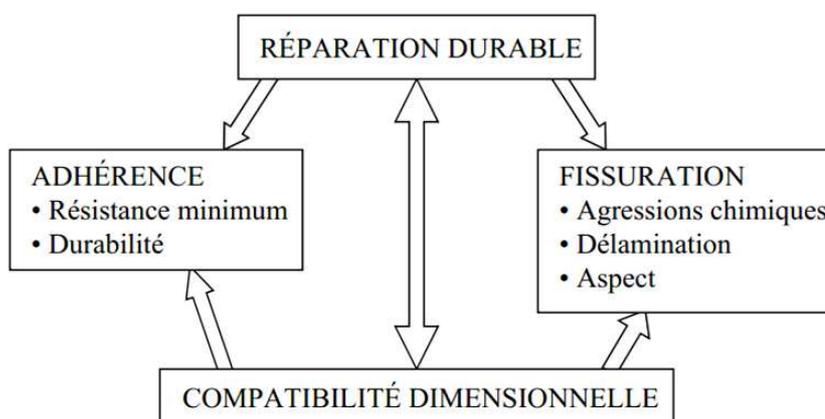
Selon Emmons (1994), quelque soit le type de réparation effectuée, son système est composé de trois phases : matériau d'origine (le substrat), le matériau de réparation et la zone de transition qui constitue l'interface entre les deux matériaux, tel que schématisé sur la **Figure I.3**. Plusieurs auteurs comparent le substrat à réparer et le produit de réparation à un système composite (Emmons, 1996 ; Benzerzour, 2004 ; Vaysburd 2006 et Garbacz, 2013). En effet ce système composite est en face d'un problème de durabilité.



**Figure I.3** : Système de réparation à trois phases (Emmons, 1994)

## I.6 Durabilité d'un système de réparation

Dans un système de réparation en béton, un problème de durabilité se pose, il est lié à la nature composite du couple nouveau béton-béton d'origine. La performance à long terme d'un système de réparation est gouvernée par les propriétés du matériau de réparation, du substrat et particulièrement l'interface (la zone de transition). La durabilité de la zone de transition joue un rôle essentiel dans la durabilité de l'ensemble du système. Elle est directement conditionnée par les propriétés des deux matériaux reliés. Selon **Saucier (1990)** cité par **Laurance (2001)**, une réparation durable est une réparation dont l'adhérence a son support atteint une résistance mécanique suffisamment élevée. Elle est stable dans le temps et développe un minimum de fissuration. Comme présenté par la **Figure I.4**, et suivant le chargement auquel doit faire face la réparation (mécanique, chimique, gel,...), la valeur d'adhérence souhaitée sera différente, et le minimum de fissuration développée prendra différents aspects (ouverture maximum, densité de fissuration) (**Laurance, 2001**).



**Figure I.4:** Indicateurs de durabilité d'une réparation en béton (**Laurance, 2001**)

## 1.7 Mécanismes d'adhérence

L'interface entre deux bétons de propriétés différentes forme une zone faible dans le système de réparation. D'après **Molez (2003)**, de nombreux auteurs (**Emberson, 1996**; **Emmons, 1994**; **Cabrera, 1997**) rendent la rupture de ce système à la perte d'adhérence à l'interface.

Les mécanismes d'adhérence se regroupent sous deux principales catégories : l'adhérence mécanique et l'adhérence spécifique (**Silfwerbrand, 2011**). L'adhérence entre le béton neuf

et l'ancien béton est le résultat du contact entre deux phases différentes qui se traduit par la prise et le durcissement de la partie semi-liquide (matériau de réparation) appliquée sur la surface de la partie solide (béton d'origine) (Courad, 2000).

### 1.7.1 Adhérence mécanique (ancrage mécanique)

L'adhésion mécanique se définit comme la pénétration du matériau de réparation dans les aspérités ou les pores de taille suffisante du substrat et agit comme adhésif par la formation d'ancrages mécaniques après maturation. Grâce aux irrégularités de la surface du substrat, la résistance aux efforts de traction et de cisaillement interfacial est favorisée (Figure I.5).

D'après Emmons (1994), ce mécanisme de blocage est désigné par le terme enchevêtrement « *mechanical interlock* », soit l'interpénétration mécanique. En outre, la qualité de l'adhérence mécanique dépend de la rugosité et de la porosité du substrat (Emmons, 1994 et Modjabi, 2010).

### 1.7.2 Adhérence spécifique (interaction physico-chimique)

La pénétration des cristaux d'hydrate dans la porosité superficielle du support implique des forces interatomiques et/ou intermoléculaires au plan de contact entre les deux matériaux (Figure 1.5). Les forces les plus fréquemment impliquées sont les forces de Van der Waals : les liaisons d'hydrogène et les liens chimiques (Modjabi, 2010). Ces liaisons qui peuvent agir conjointement, dépendent fortement de la nature physico-chimique des matériaux mis en contact.

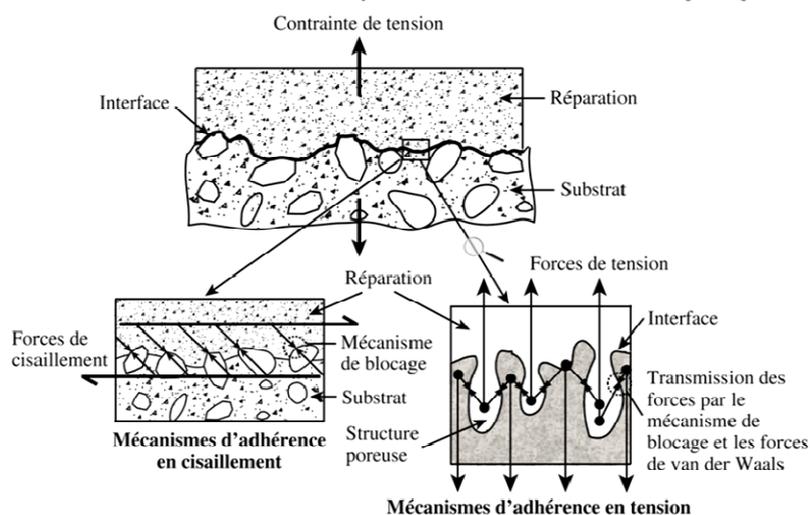
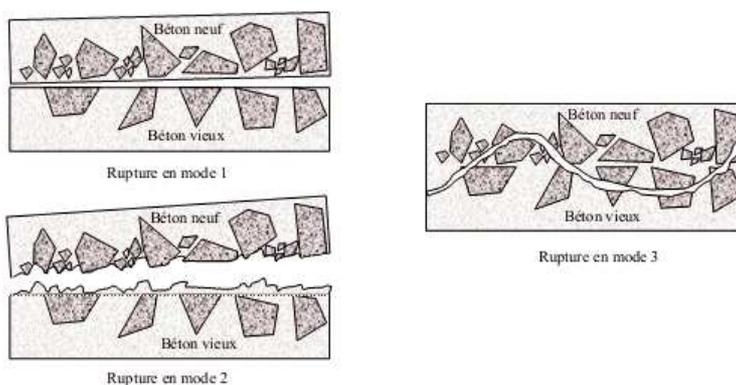


Figure I.5 : Mécanismes d'adhérence à l'interface (rechargement/ support) (Emmons, 1994)

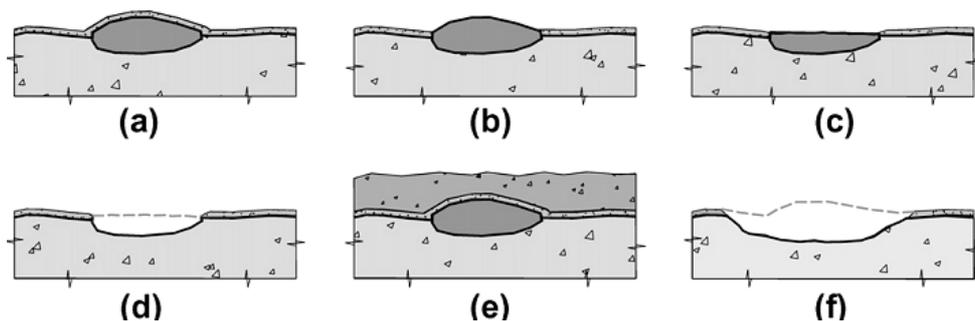
### 1.7.3 Mode de rupture d'un système de réparation

**Saucier (1990)** a constaté trois modes de rupture, lors d'essai d'adhérence (le cisaillement), tel qu'il est présenté sur la **Figure I.6**. Le premier mode de rupture consiste en un décollement du nouveau béton à son interface avec le béton du support. Le deuxième mode se manifeste par un plan de rupture établi à quelques millimètres au-dessus du plan de collage. Ce plan est conduit par les surfaces des granulats placés parallèlement au support. Le troisième mode de rupture se distingue par l'absence de propagation préférentielle le long ou à proximité du plan de collage.



**Figure I.6** Les trois modes de ruptures observés durant l'essai de cisaillement (**Saucier, 1990**)

Par ailleurs, **Espeche (2011)** a remarqué trois autres modes de rupture, par rapport à ceux présentés par **Saucier** lors de l'essai de fendage, comme illustré par la **Figure I.7**.



**Figure I.7** Les modes de ruptures observés durant l'essai de fendage **Espeche (2011)**

Les différents modes de rupture sont les suivants :

- (a) Un mode de rupture global se situe à l'interface (nouveau et ancien béton) qui correspond à la rupture en mode 1 obtenu par l'essai de cisaillement.

- (b) La rupture se distingue par un décollement du nouveau béton, (notamment entre la matrice de mortier et les agrégats grossiers du béton de support), ce qui correspond à la rupture en mode 2 obtenu par l'essai de cisaillement
- (c) La rupture se manifeste le long du plan de collage avec une rupture par traction des agrégats, ce qui correspond à la rupture en mode 3 obtenu par l'essai de cisaillement.
- (d) Un décollement des agrégats grossiers du béton du support.
- (e) La rupture par traction dans le matériau du recouvrement.
- (f) La rupture par traction dans le matériau du recouvrement et le support.

## I.8 Paramètres influençant l'adhérence

Plusieurs études ont été effectuées afin d'évaluer les paramètres qui peuvent intervenir et influencer l'adhérence des réparations. Les propriétés rhéologiques et la technique de mise en place du rechargement sont des paramètres importants contrôlant la force d'adhésion entre le matériau de réparation et le support.

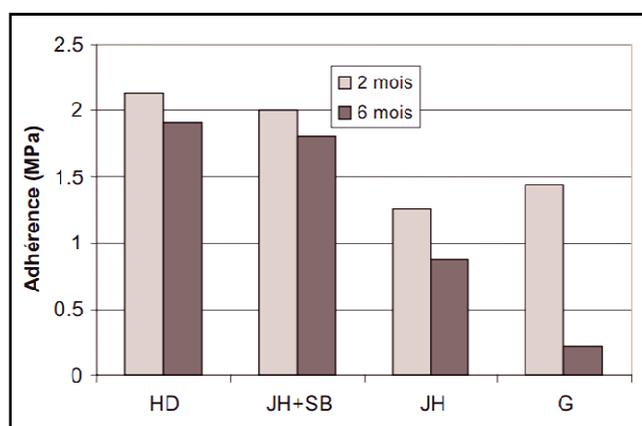
### I.8.1 Rugosité et intégrité du substrat

Afin d'obtenir une bonne adhérence, tous les auteurs admettent généralement qu'il faut avoir un support de surface propre et non fissurée. Selon les recommandations de la norme NF EN 1504 (**NF EN 1504**) et **Silfwerbrand (2011)**, la préparation de la surface est une étape fondamentale qui doit être effectuée avant la mise en place de la réparation. Elle consiste à enlever le béton détérioré du substrat (support) et le nettoyer après que sa surface est devenue rugueuse. Cette opération doit être effectuée avec attention tant que le lien entre le support et le rechargement en dépend. Le niveau de la rugosité de surface est relié à la technique choisit. Cette rugosité intervient directement dans les mécanismes d'adhérence mentionnés auparavant. De plus elle est un facteur commun influençant à la fois l'adhérence spécifique et mécanique (**Courard, 2000 et 2002**).

De nombreuses techniques sont utilisées pour la préparation de surface du support, telle que le marteau piqueur, la boucharde et le rouleau à pointes diamantés. Toutefois, ces techniques engendrent des microfissures dans le support (**Laurance, 2001**). En effet, la microfissuration affaiblit l'interface entre la réparation et le socle de béton. D'autres techniques sont appliquées par projection dont le sablage et l'hydrodémolition. La technique de projection est la plus favorable (**Laurance, 2001**), du fait qu'elle créait peu ou pas de

microfissures dans le béton du substrat. De plus elle permet d'obtenir une surface suffisamment rugueuse et laisse une surface caractérisée par un profil de vagues ayant de bonnes amplitudes (**Perez, 2009**).

Du point de vue de la fissuration du support, **Talbot (1994)** a montré que la technique d'hydrodémolition est la plus efficace et la moins dommageable, et présente de meilleurs résultats d'adhérence (**Figure I.8**). D'autre part, **Silfwerbrand (1990)** a trouvé une valeur seuil de la rugosité au-delà de laquelle l'adhérence obtenue n'est pas de bonne qualité. Cette valeur seuil se rapproche de la valeur de la rugosité obtenue avec un jet de sable. Par contre, **Felt (1956)** cité par **Molez (2003)** a obtenu de mauvaises adhérences avec des surfaces préparées au jet de sable (sablage). Il a constaté que la rugosité de la surface n'influence pas l'adhérence d'une façon importante ni constante. De même **Courad (1998)** a trouvé que l'effet de la rugosité de surface sur l'adhérence n'est pas tout à fait clair, car la présence des fissures et des défaillances à l'interface affecte principalement la force de liaison entre le matériau de réparation et le béton du substrat **Courad (1998) et Garbacz (2005)**. Toutefois, une rugosité élevée permet d'augmenter la surface de contact et ainsi d'obtenir de meilleurs résultats (**Cleland (1997)** cité par **Molez (2003)**), ce qui a été aussi constaté par **Momayez (2005)**.



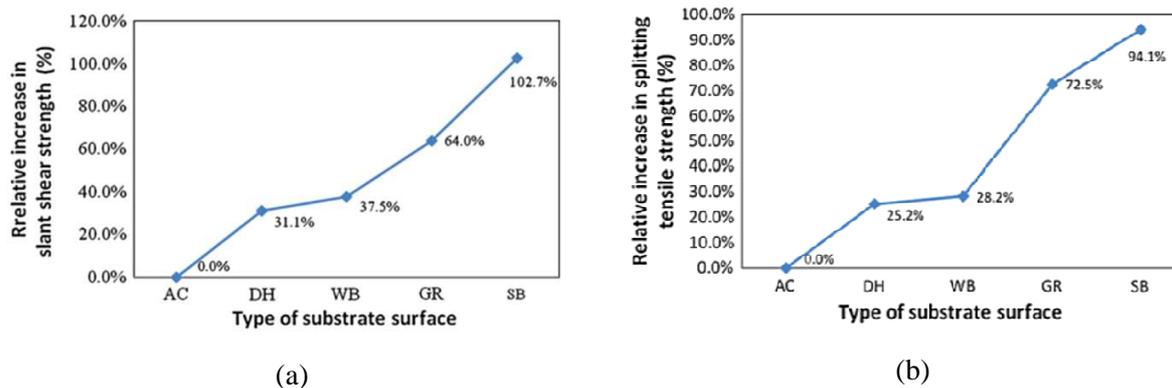
**Figure I.8** Influence de la technique d'enlèvement du béton détérioré  
HD : hydrodémolition ; JH+SB : marteau pneumatique et jet de sable ;  
JH : marteau pneumatique; G : meulage (**Talbot, 1994**)

Il y a différentes techniques pour le traitement de surface des substrats en béton, afin d'aboutir à la rugosité estimée. **Mailvaganam (1998)** a présenté quatre différents techniques, dont,

- **Gravure à l'acide** : permet d'enlever assez de ciment durci pour rendre la surface rugueuse, ce qui améliore l'adhérence entre le produit de réparation et le support. **Mirmoghtadaei (2015)** a utilisé cette technique dans la préparation de surfaces des supports d'essais. Les résultats d'adhérence ont conduit à de fortes forces de liaison en comparaison avec d'autres types de préparation de surface comme (le coulé, le brossé, le rainuré). Cependant, et en raison des risques de corrosion, le comité **515** de l'**ACI** recommande de n'utiliser la gravure à l'acide que si aucune autre méthode de préparation des surfaces n'est acceptable.
- **Scarificateur** : permet d'enlever la vieille peinture ou les produits de cure. Par contre, ce type de machine est assez coûteux et lourd. Elle exige aussi du personnel qualifié.
- **Grenailage** : cette méthode consiste à décaper la surface de béton. Elle nettoie le béton jusqu'à une profondeur de 3 mm selon la grosseur d'abrasif propulsé sur la surface du béton.
- **Décapage thermique** : il sert généralement à nettoyer les surfaces de béton qui doivent recevoir des revêtements ou des couvertures à base de résine. Cette méthode est particulièrement utile pour les planchers tachés d'huile car elle permet de mettre les revêtements en place sans attendre.

On trouve aussi d'autres techniques de préparation. Par exemple : le brossage à fils métalliques, le meulage, le jet d'eau de sable, le jet d'eau, la perforation ou écaillage, le fraisage et le rainurage. Ces techniques ont été utilisées par différents auteurs, (**Perez, 2009 ; Mirmoghtadaei, 2015 ; He et Sadowski, 2017**).

**Tayeh (2013a)** a constaté qu'une préparation de surface adéquate est nécessaire pour assurer une bonne liaison entre le substrat et la réparation. Les meilleurs résultats d'essais d'adhérence au cisaillement oblique et traction par fendage, ont été obtenus avec des substrats traités par un jet de sable. De plus, il a remarqué une augmentation relative des résistances en fonction de la rugosité de surface (**Figure I.9**).



**Figure I.9** Augmentation relative de la résistance au cisaillement oblique (a) à la traction par fendage (b) en fonction du type de surface du substrat (AC) non rugueuse; (SB) sablage; (WB) broissage; (DH) trous forés; (GR) rainurage (Tayeh, 2013 a)

De même, **Julio (2004)** a eu les meilleurs résultats d'adhérence avec des surfaces de substrats préparées par un jet de sable tel qu'il figure au **Tableau I.1**.

**Tableau I.1** : Résultats d'adhérence du test pull off (**Julio, 2004**)

- (1) coulé ; (2) broissage métallique ; (3) partiellement ébréché ;
- (4) partiellement ébréché et pré-humidifié ; (5) sablage

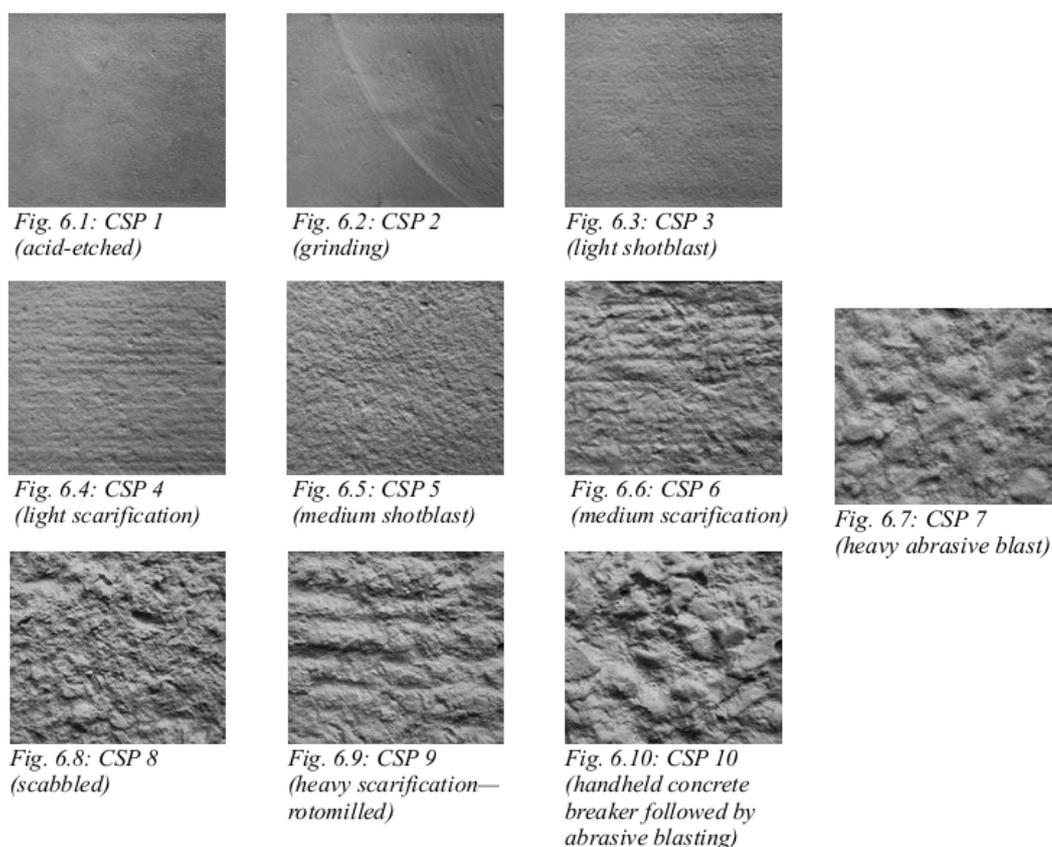
Situations considered	Substrate surface treatment	Bond strength in tension (MPa)	Variation coefficient (%)
1	As-cast against steel formwork	–	–
2	Wire-brushing	1.92	13.54
3	Partially chipped	1.47	7.48
4	Partially chipped and pre-wetted	1.02	12.75
5	Sand-blasting	2.65	6.42

### I.8.1.1 L'évaluation de la rugosité de surface

En pratique, avant d'effectuer une réparation il faut déterminer la qualité de la surface préparée (quantification de la rugosité), le seul outil recommandé et souvent utilisé est celui issu de l'*International Concrete Repair Institute (ICRI, 2013)*. ICRI a proposé dix profils standards de rugosité croissante (CPS) (**Figure I.10**), afin d'adopter le profil correspondant à la surface de substrat à réparer. En fait, cette méthode est limitée à la préparation de surface adaptée aux rechargements ; la rugosité maximale proposée est lisse et ne représente pas la rugosité réelle de la surface préparée par le jet d'eau ou le martelage (**Courad, 2014**).

D'autre part, il est difficile de déterminer à quel profil correspond une surface à l'œil visuel. **Espeche** (2011) a adopté les profils de comparaison CPS recommandés par (ICRI), afin de déterminer le niveau de rugosité des surfaces des substrats d'essais.

Différents méthodes peuvent être utilisées pour mesurer la rugosité de surfaces (**Santos, 2013**). Elles sont plus systématiques et plus objectives permettant, aussi, de caractériser de manière quantitative la rugosité d'une surface, sans l'intervention du jugement humain.



**Figure I.10** Modèle des profils de surface CSP (ICRI, 2013)

**Siewczynska (2012), Tayeh (2013b, 2016) et Sadowski (2016)** ont préféré utiliser la méthode de balayage laser 3D pour évaluer la zone d'interphase entre le rechargement et le béton du substrat, bien qu'il y ait deux autres méthodes (les plus répandues dans la littérature) (**Sadowski, 2017**): la méthode de la tâche de sable et la méthode profilométrique qui vont être expliquées par la suite.

- *Méthode de la tache de sable*

Couramment utilisée pour mesurer la macro-texture d'une surface de chaussée selon la norme **NF EN 13036-1(2002)**. Cette méthode est recommandée dans la norme **NF EN 1766 (2000)** précisant les propriétés des supports. L'essai de la tache de sable a été adopté par différents chercheurs ;(**Courad, 2014 ; López-Carreño, 2017 ; Fernandes, 2017**). Il consiste à étendre uniformément un volume fixe de sable normalisé sur la surface à évaluer formant, ainsi, une tache de sable. Il permet de mesurer la profondeur moyenne de texture **PMT** en millimètres. Cependant, cette méthode ne peut s'appliquer qu'aux surfaces horizontales et permet de mesurer des indices de rugosités entre 0,25 et 5 mm (**Ngassam, 2013**). Toutefois, elle ne permet pas de déterminer des paramètres qui offrent une représentation 2D ou 3D de la rugosité (**Santos, 2013**).

- *Méthodes profilométriques*

Le principe de cette méthode est basé sur un balayage de toute la surface par une aiguille détectant les variations géométriques. On distingue, la profilométrie laser (**Wu, 2000 ; Santos, 2008**) et la profilométrie mécanique (**Garbacz, 2005 ; Mohamed, 2015 et Perez, 2009**). **Garbacz (2006)** a fait une comparaison entre les deux méthodes, il a constaté que La profilométrie au laser produit une image plus détaillée du profil de surface en comparaison avec la méthode mécanique.

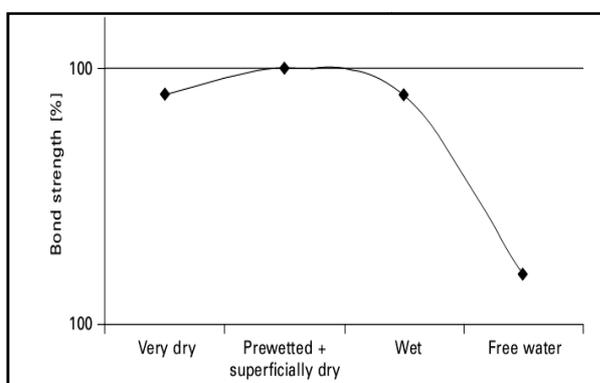
## **I.8.2 L'état hydrique du substrat**

L'état hydrique du support (substrat) est un paramètre important pour le développement de l'adhérence. Depuis des années, le niveau d'humidité du substrat (avant l'application de la réparation) présente un grand intérêt pour les chercheurs (**Austin ,1995; Silfwerbrand, 1998; Courard, 2005 et 2011 ; Bissonnette, 2014 ; Beushausen, 2010 et 2017**).

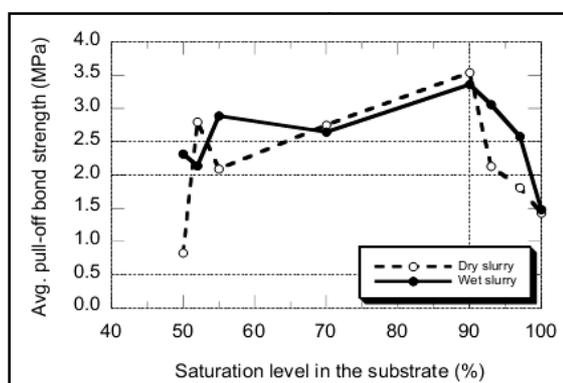
La majorité des travaux tendent à démontrer qu'il est préférable que la surface soit légèrement humide, ni trop sèche, ni trop humide (**Austin, 1995; Silfwerbrand, 1998 et 2003 ; Santos, 2012**). Quand le substrat est trop sec, l'eau contenue dans le rechargement est pompée vers le substrat, ce qui nuit à l'hydratation du matériau de réparation et par conséquent produit des contraintes de traction proches de l'interface. Or, un substrat saturé résulterait un rapport E/C trop élevé, qui provoquera une réduction locale de la résistance du matériau de réparation (**Laurence, 2001 et Austin ,1995**). Par conséquent, le niveau d'humidité du substrat influe sur la résistance d'adhérence (**Silfwerbrand, 2009**), (voir la

**Figure I.11).** Néanmoins, c'est difficile de fixer de façon absolue le niveau de saturation pour obtenir une bonne et durable adhérence (Molez, 2003).

Cependant, **Bissonnette (2014)** a pu enregistrer un niveau optimal de saturation pour le développement de l'adhérence dans une réparation qui se situerait entre 50 et 90 % H.R, comme illustré dans la **Figure I.12**. L'adhérence est relativement faible pour les faibles niveaux de saturation (50%) mais, peut atteindre des valeurs classiques pour les niveaux de saturation entre 55% et 90%; les mêmes résultats obtenus par **Courard en 2005** et confirmés en **2011**.



**Figure I.11** La résistance d'adhérence en fonction du niveau d'humidité du substrat lors de l'application du rechargement (Silfwerbrand, 2009)



**Figure I.12** Résultats des essais de traction effectués sur des dalles à différents niveaux de saturation après application d'un coulis modifié aux polymères (sec ou humide) (Bissonnette, 2014).

D'après **Lukovic (2012)**, le développement de la microstructure et les propriétés mécaniques dans un système de réparation est en outre affecté par le transport de l'humidité entre les deux matériaux. Du fait qu'un mécanisme de transport de l'humidité consiste en:

- ✓ Perte d'eau due au séchage du matériau de réparation ;
- ✓ Perte d'eau due au processus d'hydratation en cours dans le matériau de réparation ;
- ✓ Absorption capillaire par substrat en béton.

Donc, on peut avoir de meilleures adhérences lorsque le substrat n'est pas saturé et que sa capacité d'absorption n'est pas trop élevée. De toute façon, il s'agit d'un état saturé surface sèche (SSS).

### I.8.3 L'utilisation d'un agent de liaison

L'application d'un produit de liaison dans un système de réparation est une pratique courante, elle est même recommandée dans certains cahiers de charge. On trouve différents produits commercialisés comme agent de liaison pour réparation. Les plus répandus sont les résines époxydiques et les pâtes de ciment modifiées ou non. De nombreux auteurs ont étudié l'influence de l'utilisation d'un agent de liaison entre le support et le rechargement. D'après certains, les produits de liaison peuvent être appliqués pour améliorer la liaison d'adhérence (**Momayez, 2005 ; Garbacz, 2006; Naderi, 2008 ; Thomas, 2012; He, 2017**).

Cependant, les avantages de l'utilisation d'agents de liaison ne sont pas acceptés par tous les chercheurs. **Santos (2012)** pense que l'efficacité de l'agent de liaison est prononcée pour des surfaces de substrat moins rugueuses et sèches. **Julio (2005)** trouve qu'un traitement de surface par sablage implique de meilleurs résultats d'adhérence qu'une application d'agent de liaison. Il donne des forces d'adhérence moins importantes avec un coût plus élevé. **Silfwerbrand (1998)** déconseille l'utilisation d'agent de liaison à cause de la création de deux interfaces au lieu d'une seule d'où le résultat de deux zones de faiblesse.

### I.8.4 Propriétés du matériau de réparation

L'ingénieur dispose aujourd'hui d'une documentation assez importante quant aux nombreux produits qui lui sont offerts par l'industrie de la construction. Un choix adéquat du matériau de réparation est également essentiel pour obtenir une réparation durable. Les produits de réparation sont classés en trois catégories (**Morgan, 1996; Lukovic, 2012; Qian, 2014**). La norme **NF EN 1504-1 (2004)** définit les trois types de matériaux couramment utilisés pour la réparation des ouvrages :

- **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 et bétons polymères (PC)** : "mélange de polymère et de granulats calibrés dont la prise se fait par réaction de polymérisation".
- **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".

Ce qui nous intéresse c'est la première catégorie. Parmi les bétons hydrauliques qui ont été développés et utilisés dans la réparation, on trouve le béton ordinaire (Molez, 2003; Beushausen, 2006). Outre, le béton ultra haute performance (BHP) (Alhallaq, 2017), le béton fibré à ultra haute performance (BFUP) (Rabehi, 2014 ; Tayeh, 2012) et le béton autoplaçant (BAP) (Lacombe, 1999 ; Molez 2003 ;Ghezal 2014).

Les liants hydrauliques utilisés dans la formulation des bétons ou mortiers de réparation peuvent être des ciments courants ou des ciments spéciaux conformes aux normes EN 197-1 (2001). En outre, les additions utilisées sont des matériaux inorganiques finement broyés. Leur rôle est l'amélioration de certaines propriétés à l'état frais afin de faciliter leur mise en œuvre, ou à l'état durci pour augmenter leur résistance mécanique et donc leur durabilité.

Chaque catégorie a des propriétés physiques spécifiques (Mailvaganam, 2003), comme présentée dans le Tableau I.2. En particulier, la compréhension de ces propriétés conditionne le choix des matériaux de réparation qui soient compatibles, autant que possible, avec les propriétés du béton de substrat.

**Tableau 1.2 : Propriétés des matériaux de réparation de béton typiques (Mailvaganam, 2003)**

Type de matériau de réparation	Matériau à base de polymères	Matériau cimentaire modifié par des polymères	Matériau 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

En fait, une compatibilité doit être assurée entre la réparation et le substrat, qui est une combinaison des propriétés (physiques et mécaniques) des deux matériaux mis en contact. Ce qui assure une résistance aux charges externes du système de réparation et maintient son

intégrité structurelle envers différentes conditions d'exposition environnementales pendant toute la durée de vie de service (Hassan, 2001).

Selon la norme **NF EN 1504-6 (2004)**, certaines caractéristiques sont essentielles pour toutes les applications, alors que d'autres sont optionnelles. 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 comme il est indiqué par le **Tableau I.3**. La compatibilité des propriétés du matériau de réparation avec le support va être exposée dans les parties qui suivent.

Sait que la pénétration des agents agressifs dans les structures en béton armé est responsable du processus de corrosion qui s'effectue à travers le réseau poreux du matériau. Dès lors, la porosité est une propriété prépondérante des bétons et des mortiers hydrauliques qu'il ne faut pas la négliger. Elle conditionne le régime du transfert d'eau vers l'extérieur (pression capillaire, vitesse d'évaporation...etc.) de même qu'elle est considérée comme un indicateur essentielle de durabilité des mortiers de réparation (Soufi, 2013).

**Tableau I.3** Exigences de performances pour les produits de réparation structurale et non-structurale pour toutes les utilisations prévues (NF EN 1504-3, 2004)

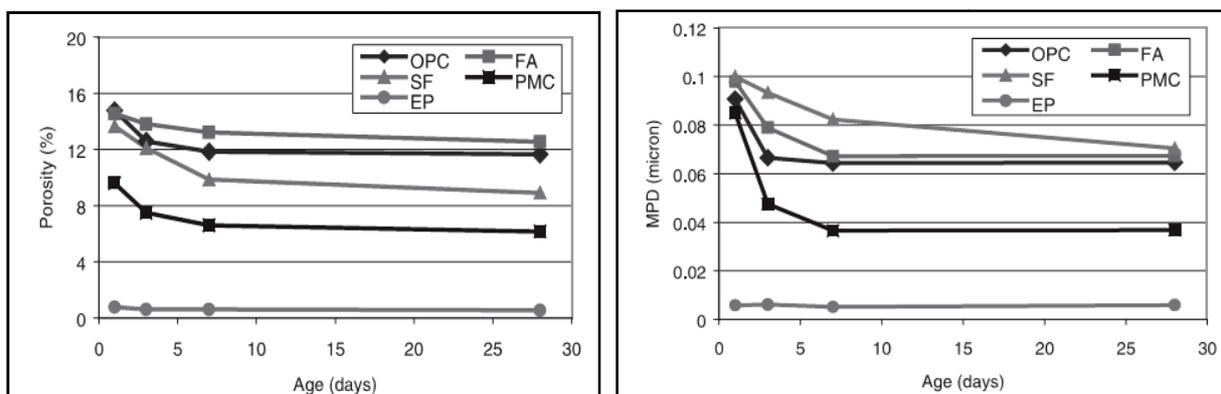
Caractéristique de performance	Support de référence (EN 1766)	Méthode d'essai	Exigence			
			Structurale		Non-structurale	
			Classe R4	Classe R3	Classe R2	Classe R1
■ Résistance en compression	Aucun	EN 12190	≥ 45 MPa	≥ 25 MPa	≥ 15 MPa	≥ 10 MPa
■ Teneur en ions chlorure	Aucun	EN 1015-17	≤ 0,05%			
■ 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	

Un rapport E/C élevé engendre une structure poreuse et donc plus perméable. Par conséquent, un accroît du taux de dessiccation de la pâte intensifie le retrait de séchage. En effet, les variations volumétriques du béton (retrait et fluage) sont influencées par la porosité

de la pâte de ciment. Pour cette raison, plusieurs auteurs préfèrent l'utilisation des matériaux de réparation avec des résines ou à base de polymère.

**Hassan (2000)** a constaté que la présence des polymères diminue le taux de porosité et le diamètre moyen des pores dans une matrice cimentaire, **Figure (I.13)**. Les valeurs de porosités les plus faibles sont obtenues dans le cas de résines époxy pures. D'autres auteurs (**Ollitrault, 1998 ; Silva, 2001**) voient que l'addition de polymère dans un liant hydraulique permet de diminuer le diamètre moyen des pores sans faire varier le taux de porosité totale.

D'un autre côté, concernant les résultats d'adhérence obtenus avec différents matériaux de réparation, un désaccord est remarqué entre les chercheurs. Certains résultats ont montré que les matériaux cimentaires avaient une plus grande force de liaison avec le béton du substrat que les matériaux résineux (à base de polymères) (**Xiong, 2002**), alors que les matériaux cimentaires modifiés à des polymères présentent des forces de liaison plus élevées (**Hassan, 2000** et **Momayez, 2005**). En effet, **Qian (2014)** pense que les désaccords résultaient principalement de l'utilisation de méthodes d'essai différentes ou inadaptées.



**Figure I.12:** Comparaison du taux de porosités et du diamètre moyen des pores pour différents types de mortiers de réparation (**OPC**: ciment Portland conventionnel, **FA**: ajout de cendres volantes, **SF**: ajout de silice fumée, **PMC**: ajouts de polymère acrylique, **EP**: résine époxy pure) (**Hassan, 2000**)

### 1.9 Méthodes d'essais d'adhérence

Les tests de mesure pour quantification de l'adhérence sont des tests de rupture entre deux matériaux, le rechargement et le support (substrat). De nombreux essais ont été développés pour évaluer la force de liaison dans l'interface. Le bien connu, c'est qu'il y a trois catégories d'essais : traction (directe et indirecte), cisaillement direct et cisaillement par compression (cisaillement indirect) (**Espeche, 2011 ; Qian, 2014**). Par contre **Saldanha (2013)** a regroupé

les essais de cisaillement direct avec les essais indirects dans le même groupe et a partagé les essais de traction en deux groupes : traction directe et traction indirecte, d'où il a spécifié le troisième groupe par les essais de flexion. Quant à **López-Carreño (2017)**, il a ajouté à la classification de (**Espeche, 2011**) une quatrième catégorie (**Figure I.14**) : le mode mixte celui de la flexion (**Figure 1.14. p et q**).

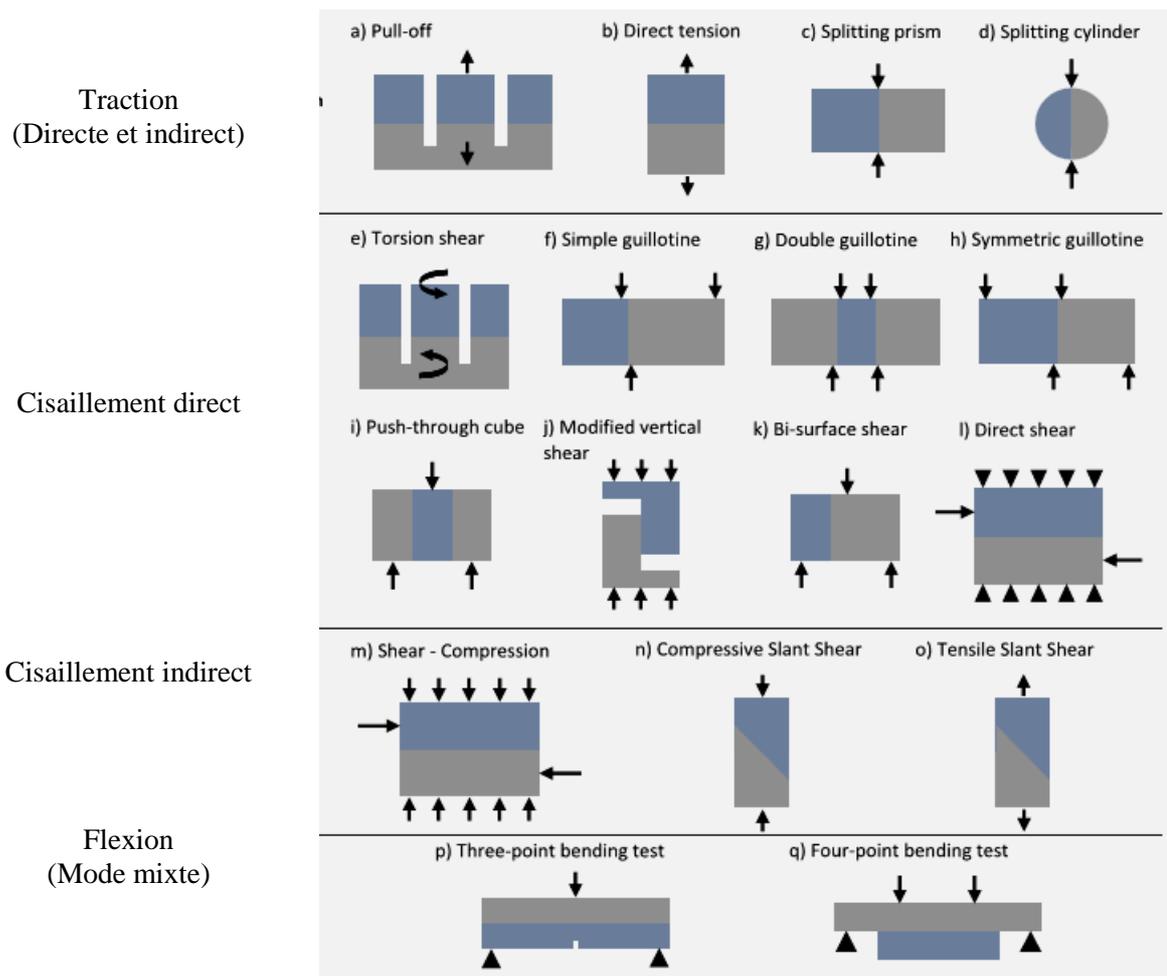
Ces essais ont été récemment appliqués pour la caractérisation de liaison entre les couches à base de ciment (**Kunieda, 2000; Perez, 2009 ; Medeiros, 2009 ; Tayeh, 2013c**) et entre l'asphalte et les bétons de ciment Portland (**Isla, 2015**).

En bref, il y a une variété d'essais qui se regroupent deux catégories principales pour évaluer la force d'adhérence entre deux couches de béton, la traction (directe et indirecte), et le cisaillement (direct et indirect).

Dans notre étude on est intéressé par les essais de traction indirecte (**Figure I.14.c et d**) appliqués par (**Li, 1997 ; Momayaz, 2005 ; Espeche, 2011 Tayeh, 2013a**), ainsi que les essais de flexion trois points (**Kunieda, 2000; Perez, 2009 ; Medeiros, 2009 ; Tayeh, 2013c**), et enfin les essais de cisaillement oblique ou indirect (**Figure I.10.n**), qui ont été appliqués par (**Momayaz, 2005 ; Tayeh, 2013a ; Saldanha 2013 ; Zanotti, 2014**).

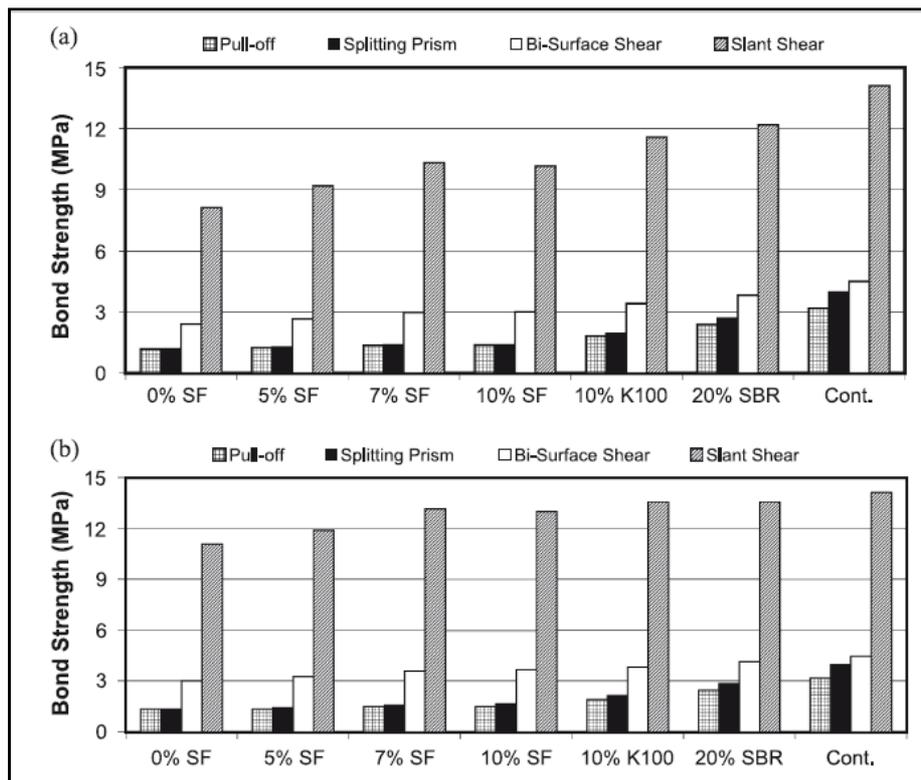
Certaines méthodes ne sont pas pratiquées couramment dans les projets. Par contre, d'autres comme le test de traction direct « pull off » (**Figure I.14.a**), ou le test de cisaillement oblique (**Figure I.14.n**) sont les plus courants et sont largement utilisées dans les projets professionnels aussi que la recherche. Ces deux tests sont faciles à appliquer avec moins de problèmes et imperfections qui présentent des résultats fiables.

**Momayez (2005)** a étudié l'effet des méthodes d'essai sur la force de liaison entre le substrat en béton ordinaire et le matériau de réparation. Quatre méthodes d'essai ont été évaluées, dont : l'arrachement (pull off), le cisaillement oblique, le cisaillement direct (appelé cisaillement bi-surface) et le fendage appliqué sur des cubes. Ces essais ont été réalisés avec des composites en matériaux de réparation à base de ciment ou de ciment modifié et des substrats avec deux niveaux de rugosités de surface (faible et élevée).



**Figure I.14** Diverses méthodes d'essai pour évaluer la force de liaison à l'interface (López-Carreño, 2017)

Il a conclu que la force de liaison mesurée dépend abondamment de la méthode d'essai utilisé et que les rapports de force de liaison obtenus par deux différents essais peuvent différer de 8%. Il a également constaté que le lien de la force a diminué avec la méthode d'essai dans l'ordre suivant: cisaillement oblique, cisaillement bi-surface, fendage et pull off, comme illustré sur la **Figure I.15**.



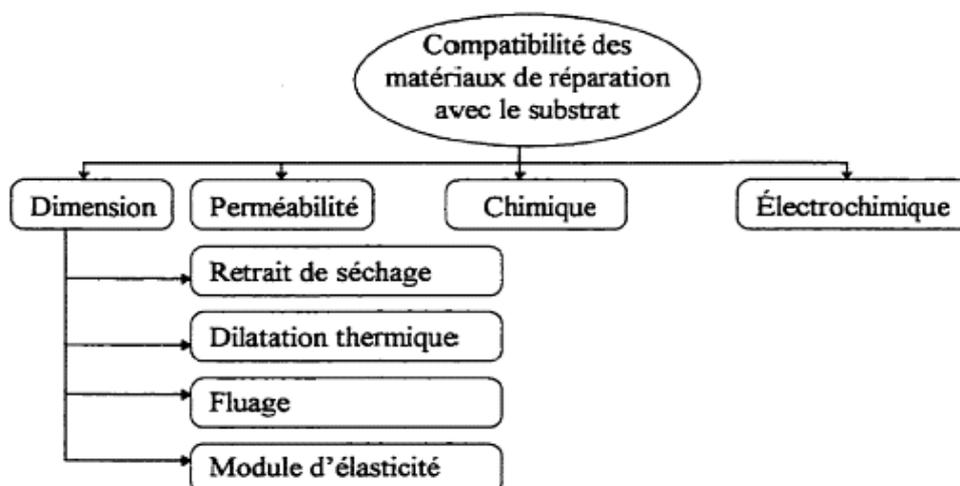
SF = Fumée de silice, K100 = K100 Adhésif de polymère, SBR = Résine de styrène butadiène

**Figure I.15** Mesure de la résistance d'adhérence par différentes méthodes (Momayez, 2005)  
(a) faible rugosité (b) rugosité élevée

## I.10 Notions de compatibilité dans les réparations

Dès que la réparation est mise en place, la contraction du béton jeune est empêchée par le vieux béton au niveau de l'interface (rechargement-support). En effet, le problème de compatibilité se pose, à cause de la différence des propriétés mécaniques, physiques et même chimiques des deux matériaux en contact.

D'après Emmons (1994), la compatibilité est définie comme étant « *un équilibre des dimensions et des propriétés physiques, chimiques et électrochimiques entre le matériau de réparation et le substrat* ». Comme présenté dans la Figure I.16, il ya quatre types de compatibilité. Chaque type est sensible à des facteurs différents. Un fort contraste de ces propriétés ne peut que conduire à une détérioration plus au moins rapide de la réparation.



**Figure I.16** : Facteurs affectant la compatibilité des matériaux de réparation (Emmons, 1994)

### I.10.1 La compatibilité de perméabilité

D'après **Morgan (1996)**, un matériau de réparation mince doit avoir une perméabilité à la vapeur d'eau similaire à celle du substrat. En effet, une couche de réparation à faible perméabilité peut bloquer les échanges hydriques en causant des pressions qui favoriseraient le décollement de la nouvelle couche de rechargement

### I.10.2 La compatibilité chimique

Ce type de compatibilité est dû à des réactions chimiques entre le matériau de réparation et le substrat (**Morgan, 1996**). L'incompatibilité chimique entre le béton de réparation et le béton de support est causée par l'inattention du choix des paramètres de composition et de propriétés du matériau de réparation. Certains paramètres ou propriétés comme la teneur en  $C_3A$ , la teneur en alcalins, la teneur en chlorures, etc. peuvent favoriser la poursuite d'une réactivité chimique nuisible dans le support ou son amorce dans le matériau de réparation (**Modjabi, 2010**).

### I.10.3 La compatibilité électrochimique

La compatibilité électrochimique se présente quand une pile de corrosion est créée au sein de la réparation, responsable de la corrosion des aciers dans la réparation. Pour limiter le processus de corrosion, il faut éviter l'apport (Oxygène /Cathode) et arrêter le transfert d'ions entre les deux électrodes en atténuant la présence d'eau ou en minimisant la porosité

(Modjabi, 2010). Il est important de tenir compte de la résistivité électrique et du pH lors du choix du matériau de réparation (Morgan, 1996).

#### **I.10.4 La compatibilité déformationnelle (volumétrique)**

Les matériaux composant un système de réparation peuvent subir dans leur environnement des sollicitations environnementales qui engendrent des changements volumétriques, en absence de tout chargement externe. Le béton du support est stable hydriquement. Son hydratation est inactive, où les variations volumiques du matériau de réparation seront restreintes par le support. En effet, l'hydratation du vieux béton est terminée, donc, les propriétés mécaniques ainsi que le module élastique, sont élevées, comparativement au matériau de réparation (Laurance, 2001). Il s'agit donc de la compatibilité déformationnelle qui reste à l'origine de nombreux échecs dans le système de réparations. Les propriétés susceptibles d'influencer l'équilibre déformationnel ou dimensionnel d'un système de réparation sont le retrait de séchage, le coefficient de dilatation thermique, le module d'élasticité et le fluage.

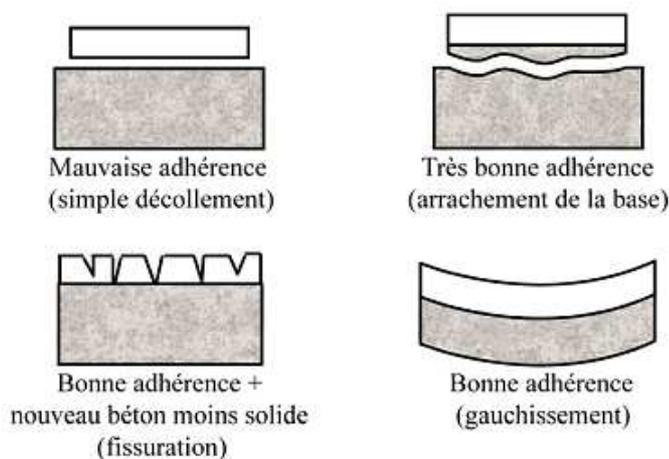
L'objectif de cette thèse vise la compatibilité déformationnelle entre le rechargement et le support, ainsi que les facteurs influençant cette compatibilité.

### **I.11 Facteurs influençant la compatibilité déformationnelle**

#### **I.10.1 Le retrait**

Pour les matériaux de réparation cimentaire, la teneur en eau diminue quelques heures après l'application à cause de l'hydratation du ciment. Ceci s'accompagne d'une contraction du matériau qui est due à la dessiccation. Ainsi le matériau subit un phénomène de variation volumique, désigné par le retrait. Ce phénomène a lieu à l'état frais comme à l'état durci. On distingue cinq types différents de retrait : plastique, thermique, endogène, de carbonatation et séchage (Aitcin, 1998). Ces cinq composantes du retrait total d'une matrice cimentaire sont cumulatives avec des cinétiques très différentes (Nguyen, 2010).

Donc, le matériau de réparation doit posséder un potentiel de retrait modéré, car le substrat restreint le développement du retrait. Dans le cas contraire, des contraintes induites à l'interface pouvant largement dépasser la résistance en traction du matériau de réparation. La **Figure I.17** présente les divers désordres qui peuvent survenir suite au retrait différentiel entre le matériau de réparation et le substrat.



**Figure I.17** Effets possibles du retrait différentiel entre deux bétons  
(Saucier, 1990 cité par Nguyen, 2010)

Cependant, afin d'éviter la création de trop grandes contraintes créées par le retrait restreint, un béton de réparation doit idéalement, avoir un retrait le plus petit possible (Emmons, 1994).

#### I.11.1.1 Le retrait plastique

Le retrait plastique est une déformation qui se produit avant la prise et le durcissement sous l'effet d'une dessiccation. Car, une partie d'eau du béton frais peut s'évaporer ou être absorbée par le support. Par conséquent des tensions capillaires dans le matériau se traduisent par une diminution du volume occupé par la pâte, c'est le retrait plastique (Emmons, 1994). L'effet du retrait plastique sur le comportement mécanique des structures réparées par rechargements minces adhérents n'est pas considérable. Car le rechargement peut s'adapter aux variations dimensionnelles avant la prise du matériau (Nguyen, 2010).

#### I.11.1.2 Le retrait thermique

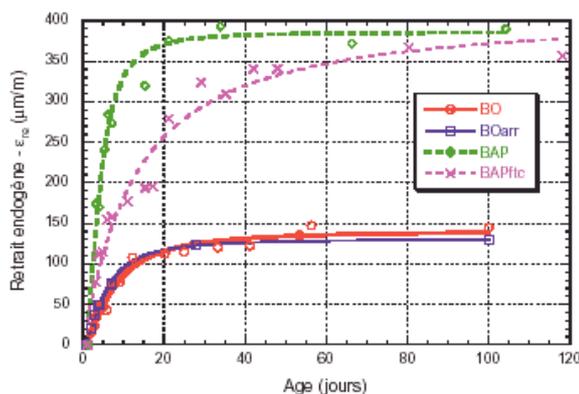
Le retrait thermique est dû au retour du béton à la température ambiante après dissipation de la chaleur d'hydratation du ciment (Aitcin, 1998). Par conséquent une contraction peut générer des déformations empêchées, susceptibles de conduire à l'apparition du phénomène de fissuration. Néanmoins, dans le cas des réparations minces où l'épaisseur est limitée à quelques centimètres, la fissuration du retrait thermique n'est pas un problème important (Laurance, 2001).

### I.11.1.3 Le retrait endogène

Le retrait endogène appelé aussi retrait d'auto-dessiccation (**Aitcin, 1998**) est le résultat de la baisse de la teneur en eau dans les pores due à l'hydratation des grains anhydres de ciment. Aussi c'est la déformation libre que présente le béton pendant son hydratation, en conditions isothermes et en l'absence d'échange d'humidité, avec le milieu extérieur. Tout cela est lié directement au phénomène qualifié de contraction « Le Chatelier » (**Neville, 2000**). En effet, les réactions d'hydratation au sein du béton produisent une certaine chaleur accompagnée d'une diminution de volume. D'après Le Chatelier, cette diminution de volume des hydrates varie entre 8 à 12% par rapport au volume initial des constituants (eau et ciment) (**Neville, 2000**).

Parmi les facteurs influençant l'amplitude du retrait endogène du béton, on peut citer: la présence d'ajouts minéraux; le volume de pâte; le volume des granulats qui gênent le retrait de la pâte et la nature et la finesse du ciment (**Neville, 2000**). D'un autre coté, le risque de fissuration au jeune âge est particulièrement important pour les bétons de faible rapport E/C (**Laurance, 2001, Modjabi, 2010, Ghezal, 2014**).

Quant à **Molez (2003)**, il a constaté une amplitude de retrait endogène en fonction du temps. En 100 jours de mûrissement, elle passe de 150 $\mu\text{m}$  pour un béton ordinaire à près de 400 $\mu\text{m}$  pour un béton autoplaçant (**Figure 1.18**). Ceci démontré l'effet de la teneur en pâte de ciment sur l'amplitude du retrait endogène.

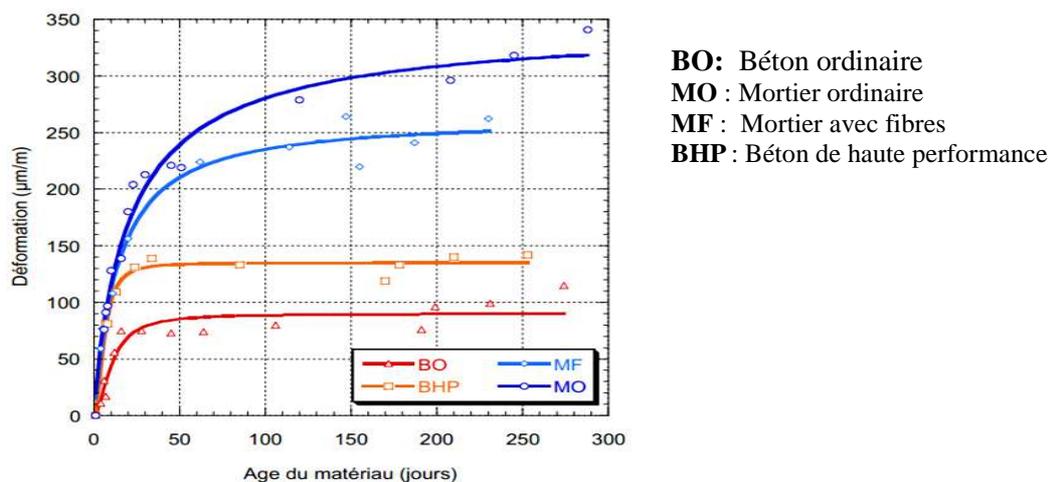


**BO** : Béton ordinaire  
**BAP** : Béton autoplaçant  
**BOarr** : Béton ordinaire avec agent réducteur de retrait  
**BAPftc** : Béton autoplaçant à faible teneur en ciment

**Figure 1.18:** Retrait endogène des différents bétons de réparations **Molez (2003)**

Dés lors que le retrait est empêché par le support dans le cas des réparations minces, des contraintes de traction peuvent être générées et conduire à la fissuration du béton à jeune âge.

D'après les résultats constatés par **Laurance (2001)**, la vitesse de développement des déformations de retrait endogène du BHP est plus importante que celles des trois autres matériaux présentés sur la **figure I.19**. En d'autres termes, des déformations importantes sont générées dans les réparations avant que les échanges hydriques avec le milieu extérieur débutent. Etant empêchées par le support, ces déformations peuvent avoir pour effet d'induire un état initial de contraintes de traction dans la réparation.



**Figure 1.19:** Retrait endogène des différents matériaux de réparation (**Laurance, 2001**)

Dans le cas des éléments minces comme les réparations superficielles, **Laurance (2001)** a conclu qu'un mûrissement efficace à l'eau peut considérablement réduire l'autodessiccation.

#### I.11.1.4 Le retrait de séchage

En particulier le retrait de séchage, peut être considéré comme l'un des phénomènes les plus nuisibles dans un système de réparation à la détérioration. Le retrait de séchage est un phénomène simple correspondant à une contraction volumétrique observée quand le béton durcit (**Neville, 2000**). Lorsque l'humidité ambiante diminue, une partie de l'eau dans les pores s'évapore jusqu'à ce que soit atteint l'équilibre entre l'humidité interne du béton et l'humidité ambiante. Cette perte d'eau cause le retrait de séchage. Le processus de séchage est influencé par la porosité de la pâte de ciment, elle-même déterminée par le rapport eau/ciment et le degré d'hydratation. Lors du séchage du nouveau matériau, un gradient de teneur en eau s'installe dans la couche de réparation jusqu'à ce que l'équilibre hygrométrique soit atteint, donc le matériau est soumis à un retrait différentiel (**Bazant, 1982**).

Le retrait est une déformation imposée qui, si elle était parfaitement libre de se manifester, n'entraînerait aucune contrainte dans l'élément. En réalité, des contraintes sont engendrées dans la réparation en réponse au gradient d'humidité interne et aux conditions de retenue externes (Bissonette,2000).

Molez (2003) a remarqué un comportement différent en séchage pour les bétons préparés (Figure 1.20), où il a trouvé que des amplitudes qui vont de 300 à 800  $\mu\text{m/m}$  pour un temps de séchage de l'ordre d'un an. Le taux de retrait du béton autoplaçant est plus important au jeune âge que celui du béton ordinaire. Par contre, il semble se stabiliser plus rapidement, car il a remarqué l'efficacité de l'agent réducteur de retrait, permettant ainsi une diminution de près de 40% du retrait de séchage du BO durant 365 jours.

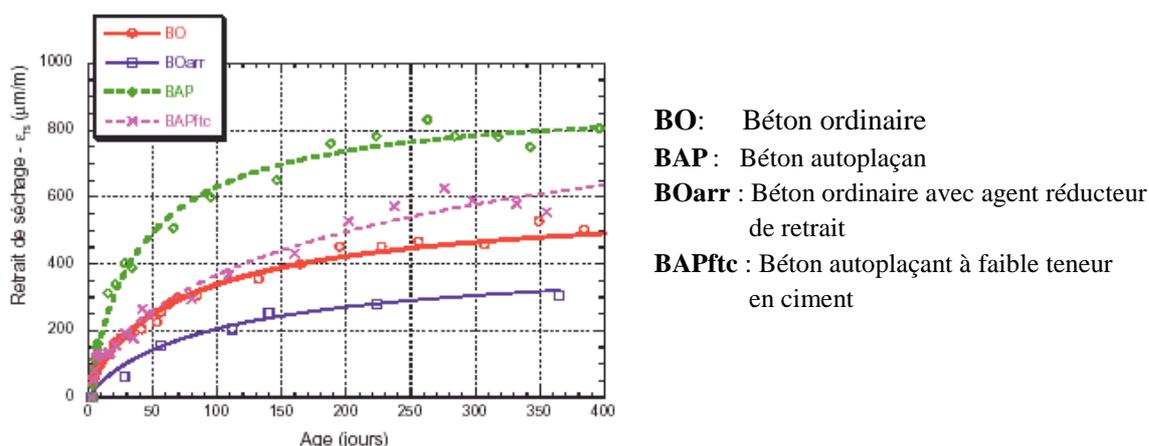
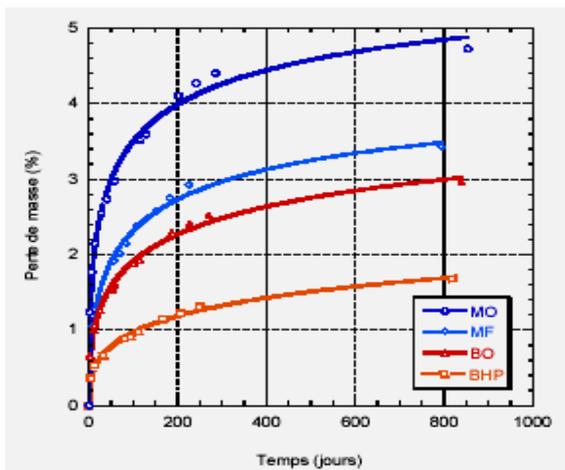
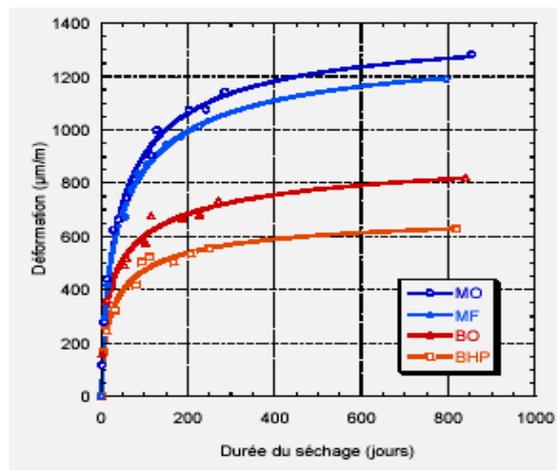


Figure 1.20 : Retrait de séchage des différents bétons (Molez, 2003)

Laurance (2001) a trouvé que le comportement hydrique des quatre matériaux étudiés est très différent aussi bien en termes de retrait que de perte de masse. Les deux mortiers, qui affichent des comportements similaires, ils ont développés des déformations plus grandes que celles mesurées sur les deux bétons en plus des pertes de masse plus importantes (Figure 1.21). Ce comportement s'explique par le volume élevé de la pâte pour les deux mortiers. Il a remarqué aussi un retrait du BHP plus faible que les trois autres matériaux (Figure 1.22)



**Figure 1.21:** Pertes de masse au séchage des matériaux de réparation (Laurence, 2001)

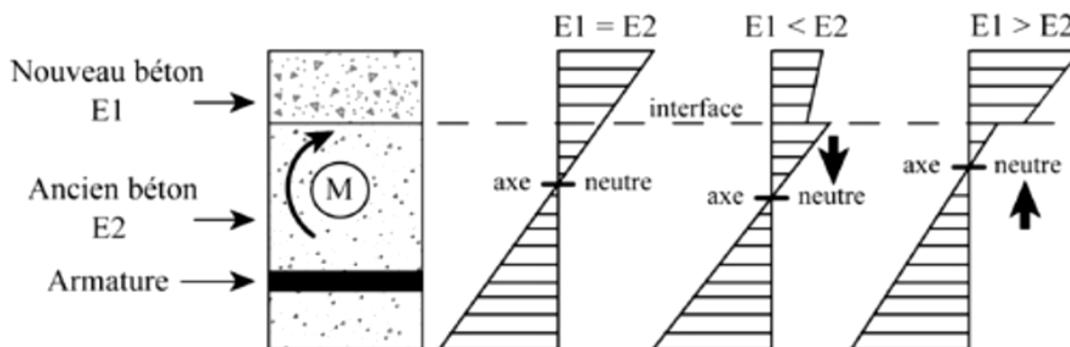


**Figure 1.22 :** Retrait de séchage des matériaux de réparation (Laurence, 2001)

### I.11.2 Le module d'élasticité

Généralement le matériau de réparation et le béton du support ont des modules élastiques différents. Cette différence modifie sensiblement la distribution des contraintes dans l'élément réparé (Nishizawa, 1999) et (Delate, 2003). La Figure I.23 montre l'influence de la rigidité relative des deux bétons sur le profil des contraintes normales de flexion tout en prévoyant une adhérence parfaite entre le rechargement et le support.

D'après cette figure, la différence entre le module induit une discontinuité dans le profil des contraintes normales au niveau de l'interface. Dans le domaine des petites déformations, l'élément obéit à la loi de Navier-Bernouilli (planéité des sections). Par conséquent, les contraintes normales varient brusquement de part et d'autre de l'interface séparant deux matériaux de rigidités différentes ((Bissonette, 1996), d'après Benzerzour 2004).



**Figure I.23** Influence de la rigidité relative réparation-béton d'origine sur la répartition des contraintes normales de flexion (Bissonette (1996) cité par Nguyen (2010))

Si le module élastique du béton de réparation est supérieur à celui du béton du support, le niveau de l'axe neutre est relevé et la proportion des efforts en flexion transmis par la réparation est augmentée. Au contraire, quand le béton de réparation est moins rigide que celui du support, un abaissement de l'axe neutre est remarqué, ce qui aboutit à des contraintes moins élevées au niveau de l'interface (**Benzerzour, 2004**).

En ce sens, il semble donc préférable d'utiliser un matériau de réparation moins rigide que le béton de support. **Cusson (1996)**, et **Morgan (1996)** préfèrent que le matériau de réparation soit caractérisé par un module d'élasticité semblable à celui du substrat afin d'éviter la formation de concentration de contraintes à l'interface. **Mangat (1999)** recommande un matériau de réparation avec un module d'élasticité plus grand (supérieur à 30%) que le béton du substrat.

Notamment, une réparation à module plus faible se déforme davantage, ce qui permet le transfère de la charge à travers l'interface vers le matériau à module plus élevé. Si la charge transférée excède la capacité de charge du matériau ou la liaison à l'interface, la rupture se produit. Or, **Lukovic (2012)** suggère des matériaux de réparation de faible rigidité par rapport au support pour les réparations non structurales ; et des matériaux plus rigides pour les réparations structurales, afin d'atteindre une compatibilité déformationnelle entre les deux matériaux.

### **I.11.3 La dilatation thermique**

Le coefficient de dilatation thermique est important à considérer. En particulier lorsque la structure à réparer se trouve dans un environnement qui subit de grandes variations de température (**Bissonette, 1996**). Un écart important entre les coefficients de dilatation thermique du béton de support et du matériau de réparation peut créer une restriction des déformations et donc des contraintes internes dans la réparation.

### **I.11.4 Le fluage**

Le fluage est la déformation différée que le matériau doit subir sous charge constante au-delà de la déformation instantanée (**Farhat, 1999**). Le fluage du matériau de réparation permet de relaxer les contraintes induites par les chargements externes et par les déformations volumiques restreintes. En effet, la capacité du béton à s'adapter en relaxant par fluage une partie des contraintes induites de tension permet d'obtenir des matériaux capables de résister sans dommages aux différentes sollicitations dues aux changements

volumétriques (Altoubat, 2001; Beauschauen, 2006). A noter qu'un béton avec une plus grande viscoélasticité permettra de réaliser une réparation plus durable, puisqu'elle se déformera sous l'effet des contraintes plutôt que de se fissurer.

Donc, on peut constater que la performance d'une réparation dépend des propriétés du matériau de réparation et du lien entre ce dernier et le béton d'origine (le substrat).

Comme nous sommes intéressés par les matériaux de réparation cimentaires, nous allons présenter pour le reste de ce chapitre une revue sur le béton de sable qui sera choisi comme matériau de réparation dans cette étude.

## I.12 Les bétons de sable

Le béton de sable est un matériau utilisé bien avant le béton traditionnel. Il trouve ses origines dans les années 1850-1875 sous l'appellation de "béton aggloméré" qui n'est autre que l'ancien béton de sable (Sablocrète, 1994).

Le béton de sable est un béton fin, défini par la norme **NF P 18-500 (1995)** révisée en octobre 1987 par AFNOR (Bédérina et al. 2005; Belkacem 2014; Hadjoudjaal. 2014). Ce qui distingue le béton de sable du béton ordinaire réside essentiellement dans l'emploi de granulats. Le composant principal de ce béton est le sable: (dune, rivière ou concassé), il ne contient pas de gravier, mais dans le cas où il peut en contenir, c'est avec un rapport massique (Gravillon/Sable) inférieur à 0,7 (Hadjoudja, 2014), dans ce cas on est devant un béton de sable chargé.

*« Une question pourrait se poser : quelle est la différence entre le béton de sable et le mortier ? »*

Le béton de sable comme son nom l'indique est un béton où le gros granulat est le sable ( $D_{\max} \leq 6\text{mm}$ ). Il ne consomme que (250 à 400)  $\text{Kg/m}^3$  de ciment, dosage habituel des bétons classiques, la compacité optimale étant atteinte par un ajout complémentaire de fines (fillers) et de plastifiant, tandis que le mortier utilise un fort dosage en ciment de (400 à 600)  $\text{Kg/m}^3$ .

### I.12.1 Les constituants d'un béton de sable

En plus du sable qui est le constituant principal, le béton de sable est constitué du ciment, de l'eau et du filler (naturel ou industriel). Eventuellement, il peut contenir des fibres et des adjuvants comme les superplastifiants, afin de répondre aux besoins de certains usages.

### I.12.1.1 Le Sable

Par sable, on entend tous granulats 0/D conformes aux définitions des normes **NF XP P 18-545 (2004)**. Aucune condition n'est mise quant à l'origine du sable utilisé. Il peut s'agir d'un sable fin homométrique, type sable de dune, soit d'un sable de carrière issu du concassage d'une roche massive ou détritique, soit de nature alluvionnaire ou de ballastière. Aucun critère granulométrique n'est a priori exigible pour réaliser un béton de sable. La seule restriction d'emploi des sables réside dans leur propreté (**Sablocrète, 1994**).

On peut classer les sables selon leurs origines comme suit :

- **Sable de dune** : Les sables de dune se trouvent dans les régions sahariennes. Les sables retenus sont ceux originaires des dunes continentales. Ils se définissent par une granulométrie fine et homométrique, dont la taille des grains est comprise entre 0,063 et 2 mm. De plus, ils se caractérisent par une propreté admissible. Leur inconvénient est le taux important des fines naturelles qui nécessitent généralement plus d'eau de gâchage, ce qui entraîne une porosité un peu importante dans le béton.
- **Sable de mer** : C'est un sable qui provient des côtes de la mer. Il est semblable au sable de dune (granulométrie fine). Pour l'utiliser dans les bétons, il ne faut pas qu'il soit trop fin, comme il faut le lavé de son sel.
- **Sable de rivière** : Il est obtenu par dragage des lits des cours d'eau. Il doit être dur et propre pour qu'on puisse l'utiliser dans les bétons.
- **Sable de carrière** : Il est issu du concassage des roches (calcaires durs, gré ...). Les sables de concassage sont considérés par les carriers comme déchets de fabrication des graviers. Les fines où le taux de fillers de ces derniers sont beaucoup plus élevés par rapport au sable naturel. Peut être utilisable dans les bétons, il faut limiter le pourcentage des fines inférieur à 0,08m. La norme européenne **EN 12620 (2003)** autorise jusqu'à 16% de fines, (**Joudi-Bahri, 2012**). Le ministère de l'habitat Algérien recommande un taux inférieur 15% de fines pour les bétons de classe inférieure à 35MPa et de ne pas dépasser les 12% pour les bétons de classe supérieure à 35MPa (**Khouadjia, 2016**).
- **Sable artificiel** : Il est soit d'origine minérale résultant d'un procédé industriel soit fabriqué en vue d'obtenir un produit particulier. Comme sable artificiel on a le laitier de différents types, tel les résidus des hauts fourneaux.

### I.12.1.2 Les additions minérales

Les bétons de sable sont considérés comme des bétons fins. On sait que le diamètre maximal des granulats  $D \leq 6\text{mm}$  (cas du béton de sable) nécessite un dosage en ciment très élevé supérieur à  $400 \text{ kg/m}^3$ . Afin d'avoir une compacité importante du mélange, nous nous tournons vers un comblement des vides du sable qui sont plus petits que ceux d'un granulats par un ajout des fillers ou fines. Le mot filler provient de l'anglais « **to fill** » signifiant remplir, dont le plus gros grain de ces matériaux ne dépasse pas  $0.2 \text{ mm}$ . Le terme filler fait référence à tout produit obtenu par broyage ou par pulvérisation de certaines roches. Alors, le remplissage des vides par du filler augmente la compacité du mélange, ainsi la rigidité est assurée par un complément du ciment à un dosage utilisé habituellement pour les bétons ordinaires. Cette concordance entre besoin en fines et dosage en ciment se traduit par la règle bien connue de :  $C = 550/\sqrt[5]{D}$  ou  $C = 700/\sqrt[5]{D}$  (selon l'usage du béton). Donnant le dosage minimum en ciment en fonction du diamètre (D) du granulats employé, comme présenté par le **Tableau I.4**.

**Tableau I.4** : Relation entre la granulométrie et le dosage en ciment (**Sablocrete, 1994**)

Granularité	$\sqrt[5]{D}$	$550/\sqrt[5]{D}$	$700/\sqrt[5]{D}$	
0/25	1.904	290	370	<b>BETON</b>
0/20	1.821	300	385	
0/16	1.741	315	400	
0/8	1.516	360	460	
0/6.3	1.445	380	480	
0/4	1.320	415	530	<b>MORTIER</b>
0/2	1.149	480	610	
0/1	1.000	550	700	

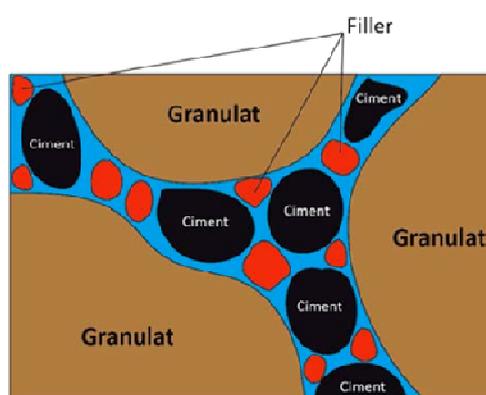
On distingue deux types de fines : les fines actives, comme la fumée de silice, le laitier moulu, la pouzzolane broyée, la cendre volante, le déchet du verre broyé, etc), et les fines inertes, comme les fines calcaire ou marbre issus du broyage des roches massives....). Nous indiquerons deux types de fillers que nous allons utiliser : les fillers calcaire (fines inertes) et la poudre de verre obtenue du déchet de verre broyé et la fumée de silice (fines actives).

#### A. Filler calcaire

Le filler calcaire est une roche minérale finement broyée de manière à répondre aux critères de conformité de la norme française **NF P18-508 (1995)** sur les additions minérales

calcaires. L'addition de filler calcaire peut avoir plusieurs fonctions, comme par exemple compléter la courbe granulométrique d'un ciment déficient en grains fins, et compléter aussi la granulométrie du sable comme le cas des bétons de sable. Les fillers calcaires peuvent également influencer l'hydratation du ciment, de ce fait l'action positive du filler sur les résistances est marquée au jeune âge (**Diederich, 2010**). Comme ils peuvent être présents dans les pores capillaires et influencer les paramètres rhéologiques du béton (**Joudi-Bahri, 2012**).

L'effet, appelé effet filler comme illustré sur la **Figure I.24**, se traduit par une compacité plus importante du squelette granulaire et va donc avoir des effets sur les propriétés aussi bien à l'état frais qu'à l'état durci (**Diederich, 2010**).



**Figure I.24** Illustration de l'effet filler

### B. La poudre de verre :

Le verre est un matériau produit d'un mélange de sable siliceux (d'où le constituant principal est  $\text{SiO}_2$ ), de chaux ou de soude. Le mélange est traité à de très hautes températures, pour avoir un alliage transparent à la lumière qui est dur mais généralement fragile. Le verre est un matériau amorphe présentant une apparence de transition vitreuse. La poudre de verre est obtenue après le ramassage sélectif et le broyage des particules du déchet de verre. Et comme il est considéré tant pouzzolanique, son utilisation dans la production du ciment et du béton a fait l'objet de plusieurs recherches (**Shayan, 2002 ; Idir, 2009 ; Jani, 2014 ; Boucetta, 2014**). Ces auteurs ont conclu que le verre entraîne un comportement bénéfique associé à la réaction pouzzolanique s'il est utilisé sous forme de poudre ; et un comportement néfaste associé à la réaction alcali silice, s'il est utilisé sous la forme de grosses particules. Selon (**Shayan, 2002**), afin d'avoir des résistances optimales, la substitution du sable par le

verre est plus intéressante que celle du ciment. La dimension des grains de verre joue un rôle important sur son activité pouzzolanique, (plus les grains de verre sont fins plus son activité est meilleure). Aussi, la couleur du verre a une grande influence sur les résistances mécaniques et précisément le verre blanc (Dyer, 2001). L'activité pouzzolanique de la poudre de verre se développe rapidement, elle est accélérée par rapport à d'autres pouzzolanes spécialement la cendre volante (Idir, 2009).

### C. La fumée de silice

Les fumées de silice, appelée microsiline, sont des résidues évacuées de la chambre de combustion d'un four destiné à produire du silicium et des alliages contenant du silicium. La fumée de silice se présente sous forme de microsphères de silice amorphe d'un diamètre moyen de l'ordre de 0.1  $\mu\text{m}$  (Neville, 2000). En outre, elle peut occuper une surface spécifique entre 20 à 25  $\text{m}^2/\text{g}$ . La finesse et la forme vitreuse des fumées de silice font d'elles un produit très réactif.

L'introduction de fumées de silice dans la composition des bétons à des teneurs entre 7 et 15% par rapport à la masse de ciment, permet d'atteindre des résistances mécaniques élevées, et permet aussi d'avoir des bétons plus denses, plus imperméables et donc plus durables. Cependant, étant donné que le risque de retrait plastique est très élevé pour ce type de béton, la cure du béton doit être bien effectuée. (Neville, 2000).

L'utilisation de la fumée de silice dans un matériau de réparation a un effet améliorant sur l'adhérence entre le rechargement et le support à réparer. Des résultats ont été obtenus avec des bétons de réparation à base de fumée de silice de la résistance d'adhérence sont similaires à celles avec l'adhésif de résine époxy (Liu, 2008).

#### I.12.1.3 Les ciments

Généralement les ciments utilisés pour la confection des bétons de sable doivent être conformes à la norme **NF P15-301(1994)**. A l'instar des bétons ordinaires, le choix du ciment dépend de ses caractéristiques d'hydratation, de sa classe de résistance et des résistances mécaniques désirées. Par ailleurs, l'agressivité du milieu et l'usage auquel le béton est destiné (Sablocrete). Souvent, on privilège les ciments sans ajouts (CEM I) par rapport aux ciments avec ajouts (CEM II à CEM V), afin de profiter d'avantage de l'activité pouzzolanique des fines d'additions.

#### **I.12.1.4 L'eau de gâchage**

L'eau est un constituant indispensable à la confection des bétons et des mortiers à base de liants hydrauliques. Le choix de cette eau a une grande importance. Son rôle est primordial puisqu'elle sert à l'hydratation du liant, le mouillage des granulats. Elle offre aussi la plasticité requise du béton pour sa mise en œuvre.

Comme le cas des bétons classiques, l'eau de gâchage utilisée pour la confection des bétons de sable est conforme à la norme **NF EN 1008 (2003)**.

#### **I.12.1.5 Les adjuvants**

La spécificité du béton de sable privilégie toutefois l'usage de plastifiants ou de superplastifiants : ils améliorent la maniabilité, le plus souvent avec augmentation de résistance par suite d'une diminution de la teneur en eau et de la défloculation des éléments fins. Les superplastifiants sont souvent utilisés dans la formulation des bétons de sable, ils sont également appelés réducteurs d'eau. Ce sont des polymères solubles dans l'eau, ils permettent d'augmenter considérablement l'ouvrabilité des bétons (**Ramachandran, 1998**). D'après la norme **NF EN 934-2 (2002)**, ces superplastifiants sont des matériaux ajoutés au béton pendant le processus de malaxage, par des quantités inférieures à 5% de la masse de ciment, afin de modifier ses propriétés à l'état frais et à l'état durci. En général, les adjuvants employés devront être conformes à la norme **NF P 18-103 (Sablocrete, 1994)**.

#### **I.12.1.6 Les autres ajouts**

##### **A. Les gravillons**

L'ajout des gravillons à la composition des bétons de sable est permis, tant que le rapport G/S (gravillons sur sables) est inférieur à 0.7 avec S représentant la fraction inférieure à 4mm. Il s'agit du béton de sable chargé qui a le même comportement que le béton de sable pur. Si on définit le sable et le gravillon respectivement par  $d_1/D_1$  et  $d_2/D_2$ , une forte discontinuité entre le diamètre maximum  $D_1$  du sable et le diamètre minimum  $d_2$  du gravillon doit être telle :  $d_2 \gg D_1$  (**Sablocrete, 1994**)

##### **B. Les fibres**

Comme les bétons ordinaires, les fibres sont ajoutées aux bétons de sable. Elles participent d'une part à l'augmentation des résistances mécaniques à la traction et à la flexion, et jouent

d'autre part un rôle important sur la ductilité (**Hadjouja, 2014 et Benaissa, 2015**). Comme elles contribuent surtout à la réduction du retrait au premier âge (**Hadjouja, 2011**). Dans la plupart des cas des bétons de sable, on utilise des fibres organiques (polypropylène) pour prévenir les effets du retrait de prise, et minimiser la fissuration qui en résulte. La diversité d'aspect des fibres et de leur nature présente des propriétés distinctes. Selon les objectifs recherchés, on peut faire la distinction entre les fibres possédant des résistances élevées et les fibres ayant des résistances faibles.

## **I.12.2 Propriétés générales des bétons de sable**

Un concepteur qui retient le béton de sable comme matériau pour un élément de construction a une démarche de «pensée béton», c'est-à-dire qu'il adopte un matériau répondant aux critères qui ont permis le succès du béton, en termes de performances et durabilité, mais aussi d'image et de comportement.

Les propriétés du béton durci sont largement influencées par les propriétés du béton frais, qui sont principalement l'ouvrabilité (maniabilité) et la compacité. La maniabilité dépend non seulement du rapport E/C, mais aussi du module de finesse de sable, et elle dépend surtout du type et de la teneur en fines d'ajouts.

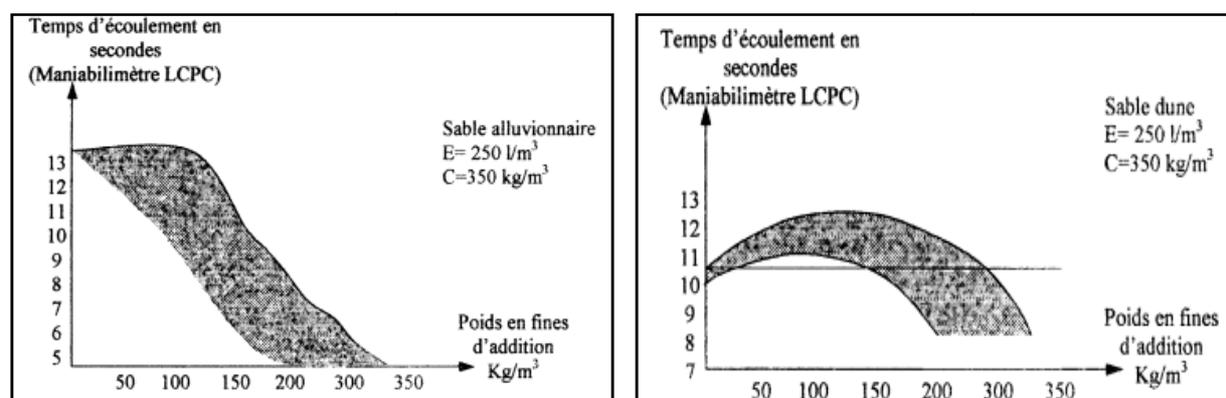
### **I.12.2.1 Maniabilité**

Bien que les bétons de sable demandent plus d'eau de gâchage que les bétons ordinaires, cela conduit à des rapports E/C (Eau/Ciment) supérieurs à 0.5. Variés entre 0.6 et 0.7; ces rapports élevés sont dus à la surface spécifique importante du mélange. Mais, si on considère le rapport E/C+A (A=addition en fines activées), on obtient des rapports similaires à ceux du béton ordinaire. Les bétons de sable sont parmi les bétons dont les usages nécessitent une bonne ouvrabilité. Ils peuvent même autoriser des ouvrabilités qu'un béton traditionnel ne permet pas d'atteindre. Ce raisonnement reste évidemment très schématique, car il est clair que les progrès dans les techniques d'adjuvantation, de composition, de traitement et de fabrication des bétons permettent aujourd'hui de proposer des bétons spéciaux à hautes performances mécaniques présentant de bonnes maniabilités. De même si, on fabrique des bétons de sable très maniables possédant d'excellentes performances mécaniques.

Les dosages en ciment de ces bétons sont de l'ordre de 250 à 450 Kg/m<sup>3</sup>, la compacité optimale est atteinte par adjonction des fines et de superplastifiant. La résistance à la

compression à 28 jours se situe entre 12 et 60 MPa selon la composition (Benaissa, 1992). Le dosage en fines et la maniabilité dépend aussi de la nature du sable et sa granulométrie. La granulométrie du sable influe sur le besoin en eau ; plus le sable est riche en éléments grossiers, plus la maniabilité s'améliore.

Les graphes présentés sur la **Figure I.25** montrent l'effet différent de fines calcaires sur un sable alluvionnaire 0/4 et un sable de dune. On constate que l'ajout des fines jusqu'à  $200 \text{ kg/m}^3$  engendre une chute de maniabilité pour le sable de dune, ce qui n'est pas le cas pour le sable alluvionnaire.



**Figure I.25** : Influence de la nature du sable sur la maniabilité (Sablocrete, 1994)

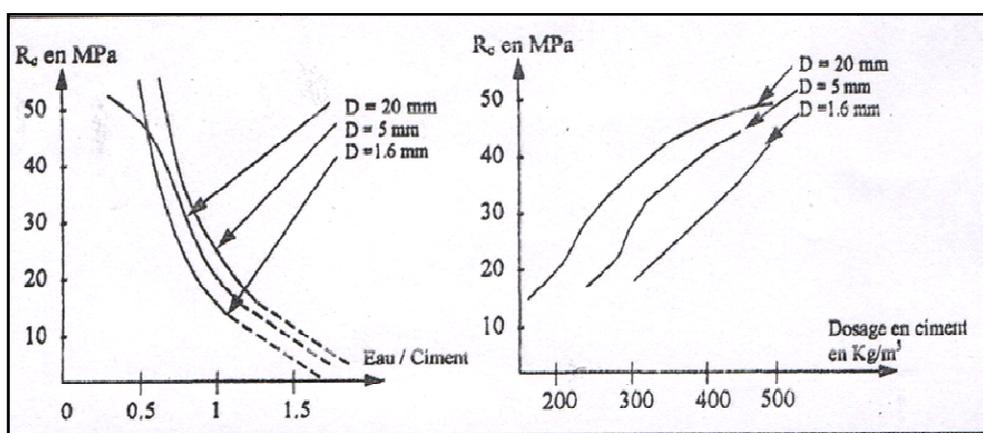
### I.12.2.2 Résistance à la compression

La résistance en compression est considérée comme une propriété caractéristique du béton. Plusieurs recherches sur le béton de sable avaient pour but l'amélioration de la résistance. Elles ont montré des résistances appréciables pour ce matériau, comparables à celles du béton traditionnel. Pour des dosages en ciment compris entre 250 et  $450 \text{ kg/m}^3$ , la résistance à la compression atteinte à 28 jours se situe entre 12 et 45 MPa selon la composition, l'adjuvant et le mode de la mise en œuvre. Certains paramètres peuvent influencer la résistance à la compression pour une teneur fixe en ciment, tel que : la granulométrie et la finesse des additions.

#### A. La granulométrie du sable ( $D_{\max}$ )

Pour un rapport E/C constant, la résistance n'est pas trop influencée par le diamètre maximal des grains de sable ( $D_{\max}$ ), comme montré sur la **Figure I.25**. Néanmoins et selon le type de sable, on constate que la maniabilité est très différente. On peut remarquer

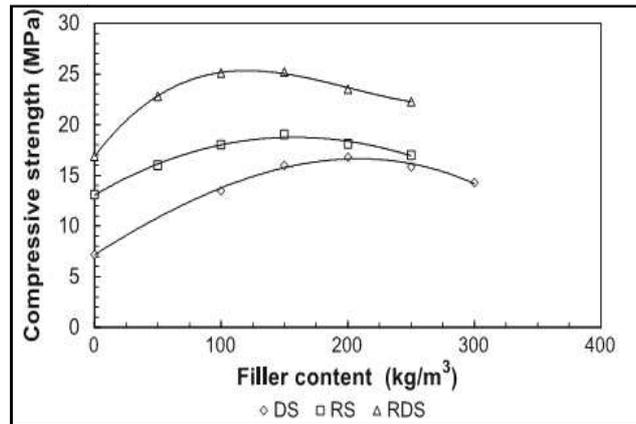
aussi pour un  $D_{\max}$  égale à 20 mm, un béton de sable reste très maniable. Le cas contraire est constaté pour un diamètre  $D_{\max}$  égal à 1,6 mm. Car il nécessite une quantité d'eau supplémentaire. Le même cas est relevé pour un  $D_{\max}$  égale à 5mm (un diamètre usuel pour les sables courants), où l'on constate une additionnelle demande en eau. Partant de ce fait, la diminution du  $D_{\max}$  implique une consommation d'eau plus importante, afin de garder la même maniabilité. Ce qui a pour effet de chuter implicitement la résistance. On peut réduire cette chute par l'emploi d'un réducteur d'eau (un superplastifiant). L'effet de la granulométrie sur la résistance apparaît plus clairement à des dosages en ciment constants.



**Figure I.26** : Effet de la granularité sur la résistance (Sablocrete, 1994)

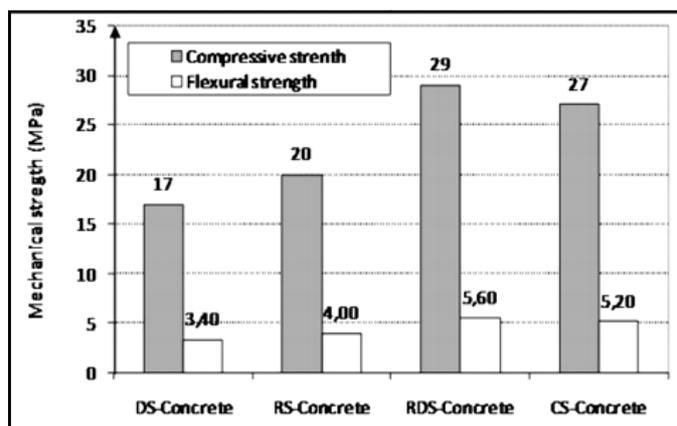
**Béderina (2005)** a étudié trois bétons de sable avec trois différentes granulométries. Un béton (DS) à base de sable de dune avec un  $D_{\max}$  égale à 0,630mm et proportion d'élément fin inférieur à 0,08mm moindre de 5%. Le deuxième béton (RS) est formulé avec un sable de rivière d'un diamètre maximal 5mm. Le troisième béton (RDS) est composé du mélange des deux sables (dune et rivière). Un rapport est exposé (sable d'oued/sable de dune) égale à 1.7, où, les éléments du sable de dune sont  $\leq 0.4$ , et les éléments du sable d'oued supérieurs à 0.4.

L'analyse des résultats expérimentaux révèle une meilleure résistance à la compression avec le béton de sable (RDS). Par conséquent une compacité plus importante apparaît avec l'introduction du filler calcaire, comme indiqué sur la **Figure (I.27)**.



**Figure I.27** Effet de la granularité en fonction d'ajout du filler calcaire sur la résistance à la compression (**Bédérina, 2005**)

**Belhaj (2014)** a conclu après une étude comparative que la forme et la nature du sable présente une influence importante sur les propriétés mécaniques du béton de sable ; où il a constaté que la forme angulaire du sable de calcaire concassé donne un béton plus résistant à la propagation de fissure, que la forme arrondie des sables dunaire ou alluvionnaire. En outre, il a obtenu avec des bétons de sable concassé (nature calcaire) une augmentation de la résistance à la compression et à la propagation de fissures de 35% et de 47,26% respectivement par rapport aux bétons de sable alluvionnaire (nature siliceuse) (**Figure I.28**).

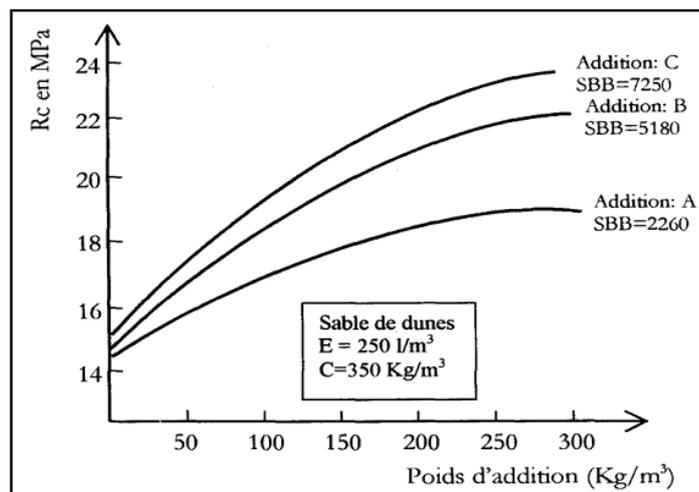


**DS-Concrete** : Béton de sable de dune  
**RS-Concrete** : Béton de sable de rivière  
**RDS-Concrete** : Béton de sable de dune et de rivière  
**CS-Concrete** : Béton de sable concassé

**Figure I.28** Résistance mécanique en fonction du type de sable (**Belhaj, 2014**)

## B. La finesse de l'addition

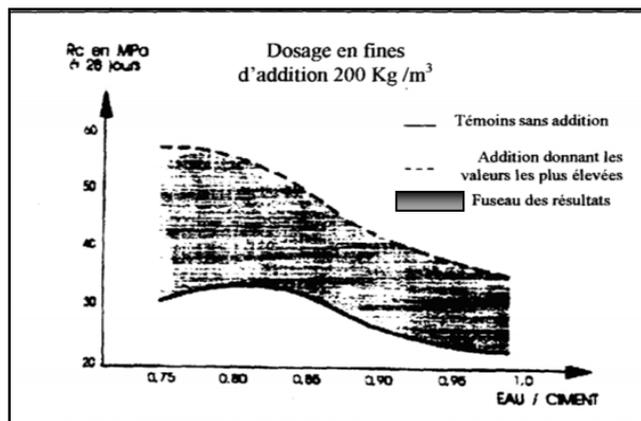
Il est bien connu que plus l'addition est fine (bonne défloculation), plus elle est efficace au niveau du gain en compacité. Ce résultat est valable quelque soit la granulométrie du sable, comme montré sur la **Figure I.29**. Le dosage augmente la compacité qui, à son tour augmente la résistance. Comme la finesse le dosage des fines augmente davantage la compacité et par conséquent la résistance à la compression



**Figure I.29** Effets du dosage et de la finesse de l'addition sur la résistance (Sablocrete, 1994)

## C. La nature de l'addition

La **figure I.30** permet de constater l'extrême différence du niveau de performance atteint selon la nature du filler; si l'addition de fines permet d'améliorer systématiquement la résistance, le profit reste en effet très variable. Avec une maniabilité fixe, la différence est encore plus considérable. Les fillers les plus efficaces sont ceux qui, hydrauliquement actifs, entraînent également une réduction d'eau.



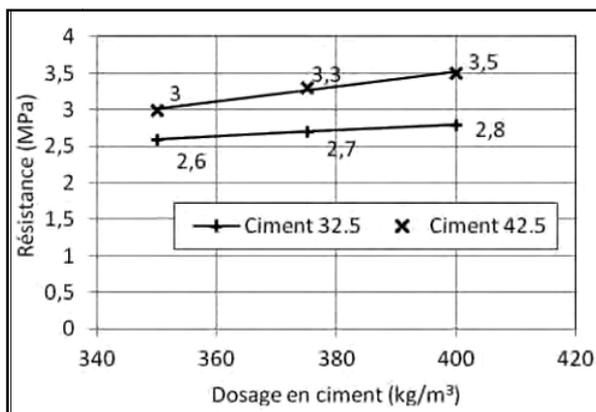
**Figure I.30** Influence de la nature de l'addition sur le niveau de résistance (Sablocrete, 1994)

### I.12.3 Propriétés spécifiques

#### I.12. 3.1 La résistance à la traction

En effet, le béton de sable est connu par sa très faible résistance à la flexion ou à la traction ; qui est le cas pareil des bétons ordinaire. Généralement, aucune importance n'est accordée à ce paramètre dans le calcul du béton, mais c'est intéressant de le déterminer pour des cas spécifiques comme la réparation des structures.

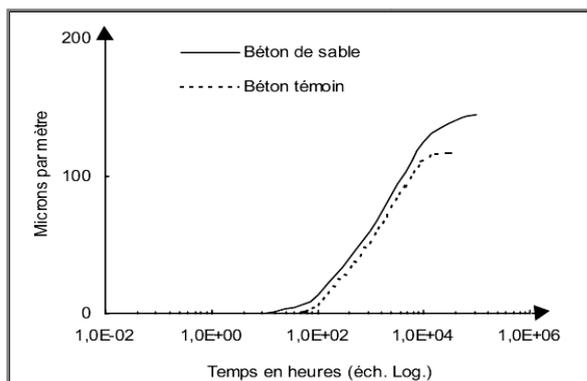
D'autre part, **El Euch Khay (2014)** a remarqué pour deux classes de ciment, que la résistance à la traction par fendage des bétons de sable compacté augmente d'une façon linéaire en fonction du dosage en ciment, comme il est montré sur la **Figure I.31**. Des valeurs de résistance en fendage supérieures à 2,5 MPa sont constatées pour trois différentes compositions à base du sable concassé, ce qui représente 11% environ de la résistance en compression. Néanmoins, dans le cas de flexion, les résistances ont dépassé 3MPa, allant jusqu'à 5,3MPa, représentant 15% de la résistance en compression.



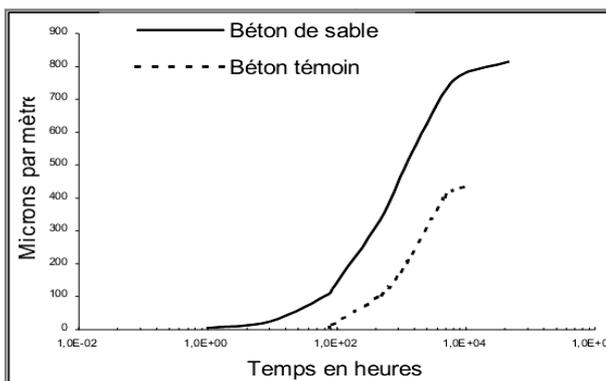
**Figure I.31** : Résistances à la traction par fendage du béton de sable (El Euch Khay, 2014)

### I.12.3. 2 Le retrait

Dans le cadre du projet de recherche et de développement national Français **Sablocrete (1994)**, des essais comparatifs de retrait ont été réalisés sur le béton de sable et le béton classique. Ces essais ont permis de constater que, les valeurs du retrait d’auto-dessiccation du béton de sable est voisine de celle du béton ordinaire s’il est conservé dans un milieu étanche (**Figure I.32**). Le retrait d’auto-dessiccation est caractérisé par une cinétique semblable à celle du béton classique. Une différence de l’ordre de 10% existe par rapport à ce dernier (**Benaissa, 1992**). Par contre, si la conservation est faite dans un milieu sec, le retrait total du béton de sable peu atteindre des valeurs doubles de celui d’un béton ordinaire (**Figure I.33**).



**Figure I.31** Retrait d’auto-dessiccation (Sablocrete, 1994)



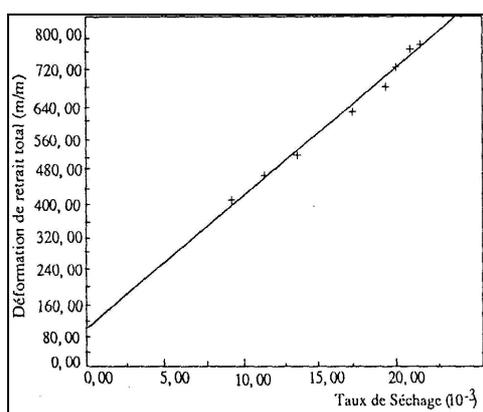
**Figure I.32** Retrait total (Sablocrete, 1994)

**Benaissa (1992, 1993)**, a présenté une étude comparative entre le béton de sable et le béton ordinaire. Notamment, pour les bétons de sable de dune, à l’âge de six mois, il a abouti à des amplitudes de retrait de séchage de 475µm/m et de 592µm/m du retrait total, contre 295µm/m

et 410  $\mu\text{m}/\text{m}$  respectivement pour un béton ordinaire. Il a constaté aussi que les bétons de sable manifestent un développement très rapide du retrait de séchage, au jeune âge, dû à la cinétique élevée de séchage précoce. Toutefois la cinétique de séchage ralentit et le retrait se stabilise.

De même, **Benaissa (2015)**, a enregistré des retraits de séchage plus élevés, de l'ordre de 675  $\mu\text{m}/\text{m}$  pour un béton de sable projeté à base d'un sable de calcaire concassé. **El Euch Khay (2010)** a obtenu pour le même âge un retrait de séchage variant entre 520 et 610  $\mu\text{m}/\text{m}$ , pour trois différentes compositions de béton de sable compacté à base de sable concassé, contre une valeur de 700  $\mu\text{m}/\text{m}$  pour un béton hydraulique. Par ailleurs, **Bouziyani (2014)** a remarqué que le mélange du béton de sable réalisé avec un sable de rivière avec 15% de sable de dunes, donne à l'âge de 28 jours une amplitude du retrait total plus élevée de l'ordre de 520  $\mu\text{m}/\text{m}$ , par rapport au mélange préparé uniquement avec du sable de rivière où la valeur du retrait est de l'ordre de 460  $\mu\text{m}/\text{m}$ .

D'après **Malab (2009)**, le retrait de dessiccation est une fonction croissante du taux de séchage. La **Figure (I.34)** montre la linéarité existante entre le retrait total et le taux de séchage, ce dernier étant pris comme rapport de la perte de poids d'eau initial. L'aspect de la droite reste assez régulier ; cette régularité de pente traduit une bonne homogénéité du béton et donc une absence de fissuration susceptible qui peut s'expliquer par un séchage uniforme.



**Figure 1.33** : Retrait total en fonction du taux de séchage (**Benaissa, 2015**)

### I.12.3.3 Le module d'élasticité

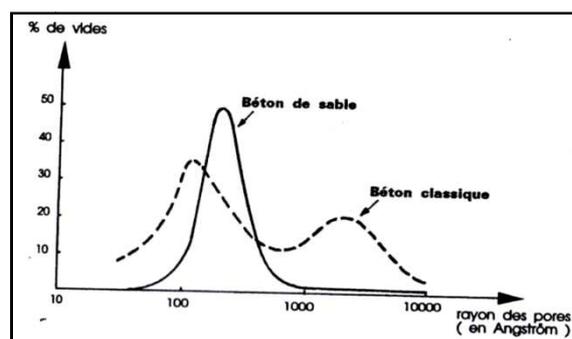
Généralement le module élastique est fonction de la teneur des granulats et de leur dimension, ainsi que leur rigidité. Selon (**Neville 2000**), le module d'élasticité des

bétons résulte du module de déformation des granulats et de leur fraction volumique. D'après **Benaissa (1993)**, le module d'élasticité du béton de sable relativement faible, implique une plus grande déformabilité que dans les bétons ordinaires et un moindre risque de fissuration. L'absence de gros granulats est aussi un facteur atténuateur de fissuration confirmant le caractère peu fissurant du matériau. De plus, **Benaissa** a constaté d'après les observations effectuées au MEB que le béton de sable est un matériau amorphe et homogène.

#### I.12.3.4 Durabilité

Notamment, la durabilité d'un béton est reliée à ses capacités d'échange avec le milieu extérieur. De ce fait, il est évident que les paramètres tels que porosité, organisation géométrique des pores et perméabilité sont des paramètres physiques de premier ordre de la durabilité. En effet, comme un béton classique, les mêmes facteurs influent sur la durabilité des bétons de sable: porosité, fissuration, corrosion des armatures, agressions chimiques, etc. C'est de la même façon qu'on y remédie. Essentiellement en recherchant la compacité en prenant en compte la granulométrie des constituants et leur complémentarité.

D'une façon générale, les bétons de sable sont plus poreux que les bétons traditionnels : s'ils ont d'avantage de vides, la taille et le nombre de ces vides se distinguent de ceux du béton traditionnel : ils sont plus nombreux, plus petits et d'avantage monodimensionnels (**Figure I.35**). Leur nombre plus élevé entraîne une probabilité de colmatage plus fréquente et plus aisée compte tenu de leur faible taille, (**Sablocrete, 1994**). Cette distribution poreuse particulière contribue pour une bonne part à leur bon comportement vis-à-vis des essais de durabilité dont : perméabilité à l'eau de même ordre de grandeur que celle du béton ordinaire, quant à la perméabilité à l'air, elle est totalement inférieure ou comparable à ces mêmes bétons (**Sablocrete, 1994**). D'autre part, **Benaissa (1993)** a remarqué une porosité totale de l'ordre de 11 à 13% du béton de sable, qui est très proche de celle du béton ordinaire. Elle est aussi à l'origine de la cinétique de séchage très rapide et uniforme. En effet cette cinétique explique le caractère non fissurant des bétons de sable.



**Figure I.35** Courbes de distribution de la porosité en fonction du rayon des pores  
(Sablocrete, 1994)

Enfin les données sur la durabilité sont encore peu nombreuses, encore que rassurantes. On cite souvent des réalisations en béton de sable plus que centenaires. Comme, L'aqueduc de la Vanne, le Phare de Port-Said en Egypte construit en 1889, le grand mur de retenue qui domine la place du Trocadéro à Paris, etc. (Chauvin, 1988).

#### I.12.4 Formulation des bétons de sable

En général, les différentes méthodes de formulation permettent de viser deux propriétés essentielles des bétons: l'ouvrabilité et la résistance à la compression. Les bétons de sable font partie des nouveaux bétons, où leur formulation reste très empirique. Différentes approches ont été étudiées, où la prise de l'ouvrabilité comme critère de formulation demeurerait très complexe.

Il est bien connu que les bétons de sable sont confectionnés avec des sables dont la surface spécifique est importante. Ce qui engendre un besoin supplémentaire d'eau et de ciment qui influence négativement sur le coût, sur la résistance à la compression et sur le retrait. Il est donc judicieux de remplacer une partie du ciment par des fillers et limiter le dosage en eau par l'ajout des adjuvants.

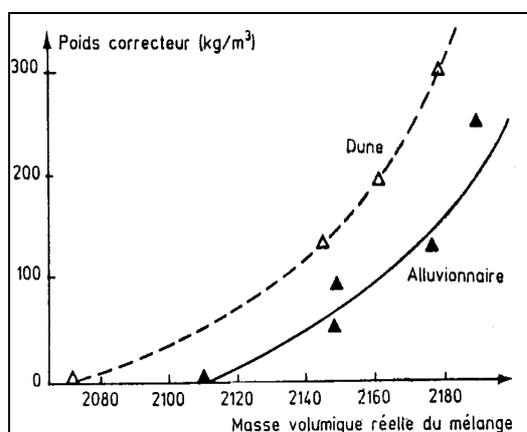
Dans le cadre du projet français *SABLOCRETE*, deux méthodes de formulation qui ont été développées: une théorique et l'autre expérimentale. La synthèse des deux méthodes est comme suit :

- A. La méthode théorique** Cette méthode se base sur la formule de Caquot pour déterminer la compacité du squelette granulaire. Cette compacité correspond au complément à l'unité de la porosité.

**B. La méthode expérimentale** Cette méthode est une adaptation de la méthode de Baron-LESAGE : elle est itérative et basée sur la réalisation des gâchées légères, caractérisées par des mesures de la maniabilité et de la masse volumique apparente.

Comme, il existe d'autres méthodes de formulation des bétons de sable élaborées par différents chercheurs.

En 1988, **Chauvin** a présenté une étude de formulation de béton de sable, qui consiste à définir la quantité d'ajout (généralement des fines) pour obtenir la compacité et la résistance optimale comme présenté sur la **figure I.36**.

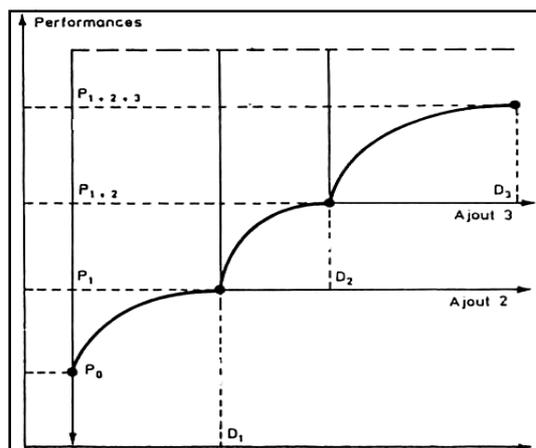


**Figure I.36 :** Evolution de la compacité en fonction du dosage en fines pour deux types de sable (**Chauvin, 1988**)

En plus, un gain de densité s'accompagne d'un gain de résistance. Egalement, une des synergies est créée par l'emploi de différents ajouts dans la même formulation: adjuvant et fines de différentes natures (**Tableau I.5** et **Figure I.37**)

**Tableau I.5:** Amélioration d'un béton de sable par ajouts successifs avec un dosage en ciment 350Kg/m<sup>3</sup> (**Chauvin, 1988**)

Ajout / Formule	0	1	2	3	Rc (MPa)
	Sable fin	fines	adjuvant	Fumées de silice	28 jours
<b>P<sub>0</sub></b>	X	////////////////////	////////////////////	////////////////////	10,30
<b>P<sub>1</sub></b>	X	X	////////////////////	////////////////////	17,60
<b>P<sub>1+2</sub></b>	X	X	X	////////////////////	21,0
<b>P<sub>1+2+3</sub></b>	X	X	X	X	31,70



**Figure 1.37** Amélioration des résistances par synergie de différents ajouts  $P \uparrow =$  résistance, compacité, module .../  $P \downarrow =$  fluage, retrait... (Chauvin, 1988)

D'autre part, l'utilisation des adjuvants fluidifiants et l'ajout d'ultrafines telles que les fumées de silice permettent d'atteindre des résistances plus élevées et d'étendre le domaine d'application des bétons de sable aux bétons classiques.

**Bedérina (2005)** a suivi la démarche de cette formulation, où celle-ci a été menée sur trois types de sable différents, un sable de dune (DS), un sable de rivière (RS) et le mélange des deux sables (RDS). Afin d'aboutir à une optimisation de compacité du mélange, un ajout de filler calcaire à des teneurs variables était indispensable. La correction de la distribution granululaire, au moyen du mélange des deux sables (RDS) à des proportions prédéterminées a révélé une excellente capacité d'optimisation de la compacité du squelette granululaire. Ainsi un niveau attrayant des résistances mécaniques est atteint avec des quantités raisonnables de ciment.

Enfin, pour la formulation d'un béton de sable, il faut combiner les deux paramètres : maniabilité et compacité, comme il a été démontré dans la méthode de formulation présentée par **Chanvillard** en 1996, qui semble plus ou moins généralisée .

### I.12.5 Exemples d'applications des bétons de sable dans la réhabilitation

La plupart des applications actuelles du béton de sable tiennent d'avantages à ses propriétés spécifiques par rapport au béton traditionnel, qu'a l'économie qu'il pourrait représenter en remplaçant celui-ci. Pour mettre en évidence l'utilisation des BS dans la rénovation et réparation des ouvrages, on peut citer quelques exemples d'applications ou on

mentionnera quelques formulations avec les caractéristiques mécaniques des bétons de sable de réparation de quelques ouvrages (**Tableau I.6**):

- *Réhabilitation des silos à grains à Moscou* : travaux de rénovation avec ferrailage de surface et une couche de béton de sable en 6 cm d'épaisseur (**Chauvin, 1991**).
- *Réhabilitation d'un réfrigérant centrale thermique de Lynbertsy (banlieue de Moscou) 1975*. (**Chauvin, 1991**).
- *Réhabilitation structurante d'un collecteur encombré Agrippa d'Aubigné de la ville Paris* (**Sablocrete,1994**)
- *Réhabilitation structurante d'un collecteur fortement dégradé Naujae de la ville Bordeaux* (**Sablocrete,1994**)
- *Réfection de l'habillage d'un talus abrupt en bordure d'une autoroute urbaine (A10, Lormont (France))* (**Sablocrete,1994**)
- *Réhabilitation d'une buse métallique : RN 89, ARTIGUES près de bordeaux* (**Sablocrete,1994**)

**Tableau I.6:** Composition et caractéristiques mécaniques des bétons de sable dans la réparation de quelques ouvrages

Ouvrages réparés	Composition du béton de sable							Caractéristiques mécaniques			
	Ciment (Kg/m <sup>3</sup> )	Sable (Kg/m <sup>3</sup> )	Filler calcaire (Kg/m <sup>3</sup> )	Fumée de silice (Kg/m <sup>3</sup> )	Cendre volante (Kg/m <sup>3</sup> )	Fibres (Kg/m <sup>3</sup> )	Superplastifiant (L/m <sup>3</sup> )	Rc <sub>28</sub> (MPa)	Rt <sub>28</sub> (MPa)	Rf <sub>28</sub> (MPa)	E (MPa)
Collecteur Agrippa d'Aubigne	(CLK45)	(0/5)						51.7*	/	8.2*	/
	400	1530	/	30	153	/	3	52.3**	/	8.5**	/
Collecteur Naujae <sup>1</sup> Bordeaux	(CPJ55)	(0/2.5)				(Fonte amorphe)		39.90	3.90	5.80	17250
	400	1400	130	30	/	20	3				
Collecteur Naujae <sup>2</sup> Bordeaux	(CPJ55)	(0/2.5)						41.30	3.80	5.50	17070
	400	1400	130	30	/	/	3				
Buse métallique RN89 Artigues	(CPJ55)	(0/3)				(Polypropylène)		/	/	/	/
	400	1400	130	30	/	1	Fluidifiant				

\*: Résultat avec un dosage en eau = 200 l/m<sup>3</sup>\*\* : Résultat avec un dosage en eau = 210 l/m<sup>3</sup>

### I.13 Conclusion

Le présent chapitre a mis en évidence le problème de durabilité des réparations. Or, la notion de durabilité se traduit par une fissuration minimisée ou évitée, et également par l'obtention d'une adhérence suffisante au support et qui ne se détériore pas dans le temps. Ces deux notions: fissuration évitée, et adhérence au support, nous ont conduit vers le phénomène de la compatibilité du matériau de réparation avec le béton du substrat. Cette compatibilité est définie comme étant un équilibre des dimensions et des propriétés physiques, chimiques et électrochimiques entre le matériau de réparation et le substrat. Cependant, le problème initial est la compatibilité dimensionnelle des éléments.

En effet, l'adhérence au support est une propriété qui varie beaucoup selon le type d'essai conduit et selon certains facteurs susceptibles d'influencer l'adhésion comme la préparation de surface, l'emploi ou non d'un agent de liaison ou encore l'état hydrique du support au moment de la mise en place de la réparation.

Un matériau de réparation ayant une bonne capacité déformationnelle sera donc un matériau soumis à peu de déformations empêchées (à caractère peu fissurant), d'où la nécessité d'un choix adéquat de ce dernier. La revue de documentation nous a conduit à un béton qui répond à ces critères et qui peut être exploité comme matériau de réparation, c'est le béton de sable.

Etant donné que le béton de sable est un matériau qui se caractérise par l'absence des gros granulats, un faible module d'élasticité et par suite une grande déformabilité, donc un moindre risque de fissuration. De plus, c'est un matériau qui possède des propriétés très intéressantes comme l'uniformité du séchage, l'homogénéité de structure et une porométrie fine. Tous cela, présente l'intérêt de son choix et de son utilisation comme rechargement mince adhérent.

# DEUXIÈME PARTIE

## CHAPITRE II

### TECHNIQUES D'EXPÉRIENCE

## II.1 Introduction

Ce chapitre donne un aperçu sur les techniques et procédures de réparation suivies dans cette étude. Une présentation des différentes étapes élaborées de préparation de surface des substrats, avec les diverses textures choisis. En plus, une explication détaillée sur l'application de la réparation et le mode de cure adopté. Enfin, une présentation de la procédure d'application des différents essais d'adhérence et la géométrie correspondante aux éprouvettes composites (rechargement/substrat). Sans oublier d'expliquer la démarche adoptée à l'essai de compatibilité dimensionnelle.

## II.2 Techniques et procédure de réparation

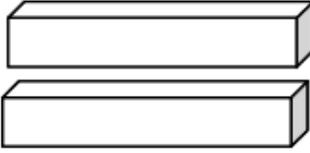
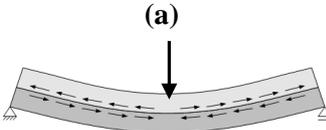
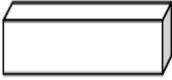
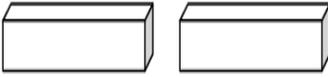
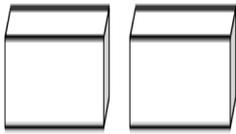
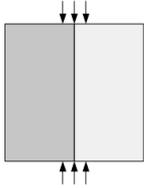
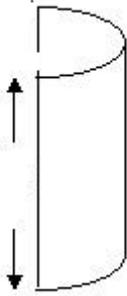
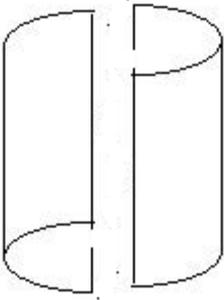
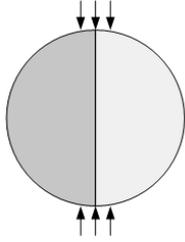
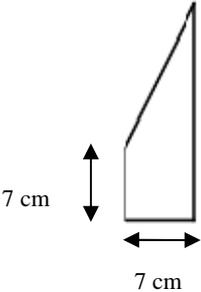
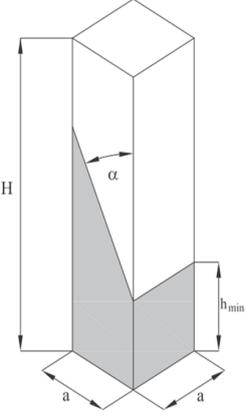
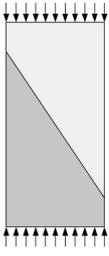
La procédure de réparation passe par plusieurs étapes dont ; la confection des supports selon la géométrie convenable aux essais d'adhérence. Ensuite, la préparation des surfaces des supports : enlèvement du béton détérioré et nettoyage, suivi d'un traitement de surface de façon à avoir différentes textures rugueuses et enfin, l'application du rechargement suivant les conditions de l'art.

### II.2.1 Fabrication des substrats

Les substrats sont confectionnés en tant que corps d'épreuve de la même façon que les bétons d'étude. Ils sont coulés avec un béton ordinaire dans des moules à un état plastique de différentes formes et selon la géométrie utile pour chaque type d'essai d'adhérence. Tous les spécimens ont été découverts et retirés de leurs moules après 24 h. Puis ils ont été mûris dans l'eau à une température ambiante de  $(20 \pm 2)^\circ\text{C}$ .

On a réalisé quatre formes d'éléments de substrat suivant le type d'essai correspondant, comme il est montré au **Tableau II.1**. D'abord, on trouve la forme prismatique obtenue par coulage à mi-hauteur dans des moules en aciers  $(10 \times 10 \times 40) \text{ cm}^3$ . Puis, les demi-prismes obtenus d'essai de flexion et les demi-cylindres résultant d'essai de fendage, lors de caractérisation des BO. Ensuite, les éprouvettes prismatiques avec une section trapézoïdale, résultant du cisailage des prismes  $(7 \times 7 \times 28) \text{ cm}^3$  en deux parties. Enfin, les demi-cubes obtenus par des éprouvettes composites (rechargement/substrat), après cisaillement des demi-prismes résultant de l'essai de flexion.

**Tableau II.1** Formes des substrats et essais d'adhérence correspondant

Element	Plan de réparation	Essais
 <p>a) (5x 10x40) cm</p>		<p><b>Flexion trois points</b></p> <p>(a)</p> 
 <p>b) (10 x10x20) cm</p>		<p>(b)</p> 
 <p>a) (10x10x5)cm</p>		<p><b>Fendage</b></p> <p>(a)</p> 
<p>b) (8x32) cm</p> 		<p>(b)</p> 
 <p>7 cm</p> <p>7 cm</p>	 <p>H= 28 cm, a=7cm, <math>\alpha = 30^\circ</math></p>	<p><b>Cisaillement par compression</b></p> 

## II.2.2 Préparation des surfaces des substrats

Après 28 jours de maturation, les corps de substrat ont été sortis pour la préparation de leur surface. En effet, La surface supérieure des substrats a été préparée de façon à recevoir les réparations. Après chaque traitement de surface, toutes les parties de béton endommagées et partiellement décollées ont été enlevées manuellement à l'aide d'un marteau et un burin. Ainsi que les particules qui présentent une apparence saine mais sonnent le creux sous des coups de marteau. En règle générale, le béton sain est celui qui reste difficile à enlever par des moyens manuels.

Le choix du type de préparation de surface est un paramètre important qui contribue à l'adhérence de la réparation. Quelle que soit la texture de surface de substrat, la surface doit être exempte de poussière, d'huile et de graisse. Un nettoyage a été fait avec un pinceau et au jet d'eau (tuyau branché au robinet avec pression), de façon à supprimer le maximum des défauts et des particules lâches. A l'aide d'une brosse métallique et des outils mécaniques, tel une perceuse à percussion avec accessoires à pointe pour la perforation (**Figure II.1.a**), et une scie portative à béton pour le rainurage (**Figure II.1.b**), on a pu varier dans les textures des surfaces des substrats.



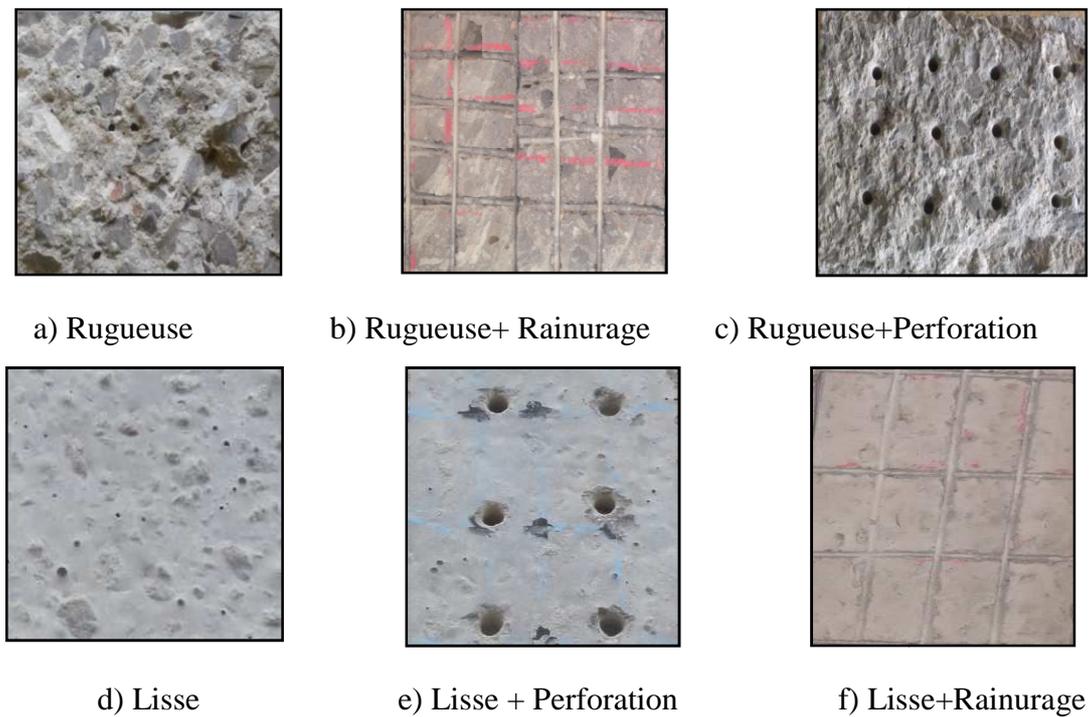
a) Perforation



b) Rainurage

**Figure II.1** Traitement de surface des différents substrats

Enfin, quatre différentes textures principales de surfaces ont été adoptées ; et deux autres obtenus par combinaison de deux textures différentes, comme montré par la **Figure II.2**.



**Figure II.2** Les différentes textures de surface des substrats

Le **Tableau II.2** indique les types de surfaces et niveau de rugosité pour chaque type de substrat. L'amplitude estimée de la surface rugueuse des substrats est l'approche similaire du profil de surface du béton (CSP) indiqué par l'International Concrete Repair Institute (**ICRI, 2013**). La surface (RG) correspond aux niveaux de rugosité CPS 7-9, est considérée comme une rugosité élevée. Par contre, le niveau de rugosité de la surface coulée et traitée par une brosse métallique est considéré comme de faible rugosité ou lisse (LS). Elle correspond dans ce cas aux niveaux de rugosité CPS 5-6.

Après l'achèvement de cette opération, tous les substrats sont soumis à nouveau à une deuxième période de cure humide ayant jusqu'à l'âge de 90 jours. Ensuite, ils ont été retirés pour une deuxième fois, et laissés à l'air libre, à l'intérieur du laboratoire plus que 540 jours. Cette période de durcissement a été décidée afin d'obtenir un substrat de béton relativement vieux pour le béton de réparation.

**Tableau II.2** Types de surfaces et niveau de rugosité des substrats

Rugosité	LS	RG	LSPR	RGPR	LSRN	RGRN
<b>Descriptif du traitement de surface</b>	Coulée + traitement avec brosse métallique	Écaillage de surface (Rugosité élevée)	Coulée + Perçage mécanique	Ecaillage + Perçage mécanique	Coulée + Rainurage	Ecaillage + Rainurage
<b>Niveau de rugosité</b>	CSP 5-6	CSP 7-9	CSP 5-6 + Trous (D=10 mm, Prf =5 mm)	CSP 7-9 + Trous (D=10 mm, Prf=5 mm)	CSP 5-6 + Rainures croisées (1mm)	CSP 7-9 + Rainures croisées (1mm)
<b>Substrat de forme Prismatique</b>	<b>x</b>	<b>x</b>	<b>x</b>		<b>x</b>	
<b>Substrat de forme Demi Cylindre</b>		<b>x</b>		<b>x</b>		<b>x</b>
<b>Substrat de forme Trapézoïdale</b>	<b>x</b>		<b>x</b>		<b>x</b>	

- **Remarque** : Les surfaces trapézoïdales des substrats prismatiques sont des surfaces sciées avec une texture lisse traitée par une brosse métallique, et non pas des surfaces coulées.
- **CSP** : Profil de surface de béton (ICRI, 2013)

### II.2.3 Application de la réparation

Après deux ans de cure au laboratoire, tous les corps de substrat ont été nettoyés avec une brosse en acier et souffler par aspirateur, afin d'éliminer les débris en suspension des granulats fins et grossiers de la surface externe. Avant de couler le béton de réparation, les corps de substrat ont été immergés dans l'eau du robinet pendant 24 h. Quelques heures avant l'application de la réparation, ils ont été retirés de leur ambiance et séchés avec un chiffon propre (eau retirée de la surface d'adhérence) ; de façon à se placer en condition saturée -surface sèche (SSS). Il semble en effet que cet état hydrique de surface soit la condition optimale pour l'obtention d'une bonne adhérence (**Silfwerbrand, 2009 et Bissonnette, 2014**). Enfin, ils sont placés dans leurs moules respectifs, comme le montre la **Figure II.3**.

La mise en place du rechargement en béton de sable dans les différents moules a été effectuée en trois couches. Chaque couche étant compactée par une tige et puis par la mise en marche de la table vibrante pendant 30 secondes. Cette opération est effectuée pour toutes les éprouvettes quel que soit le mélange de réparation.



**Figure II.3** La mise en place des substrats dans les moules avant l'application du rechargement

### II.2.4 Murissement des composites (Rechargement – Substrat)

Après la mise en place du rechargement et après moulage de 24 heures, les éprouvettes composites sont retirées de leurs moules. Puis, le murissement des composites est maintenu pendant quatre semaines. Ils ont été recouverts en moyen d'un tissu humide, et d'un film plastique (**Figure II.4**). A la fin de cette période de cure et après le retrait du film, les éprouvettes composites sont conservées au laboratoire à l'air libre à une température ambiante ( $20\pm 2^\circ\text{C}$ ) pendant une période de douze à treize semaines. A signaler que ces composites ont été soumis à des essais mécaniques après une durée totale de quatre mois (120 jours).



**Figure II.4** Conservation des éprouvettes composites

### II.3 Essais mécaniques d'adhérence

Afin d'évaluer la réaction des éprouvettes composites sous chargement et pour déterminer le type de rupture qui peut survenir, les éprouvettes ont été soumises aux différents tests de liaison (adhérence). Puisque la force de liaison dépend considérablement de la méthode utilisée, il était important de choisir le type de test d'adhérence le plus approprié, car il représente la nature réelle du contrainte exercé sur la structure en béton (**El Bakry, 2016**). En effet, un test de liaison efficace devrait être capable de simuler l'état de contrainte réelle d'une structure. La plus simple, comme la compression, la tension ou le cisaillement, ou plus complexe, telle que la combinaison de compression et du cisaillement. Il devrait également être capable d'exposer différents modes de rupture : adhésif, cohésif et mixte ; comme cela peut se produire dans le vieux béton (béton de substrat); ou dans le nouveau béton (rechargement). Cependant, un seul essai d'adhérence n'est pas suffisant, ils doivent avoir une variété d'essais, car un seul ne fournit que des données limitées sur les caractéristiques de l'adhérence.

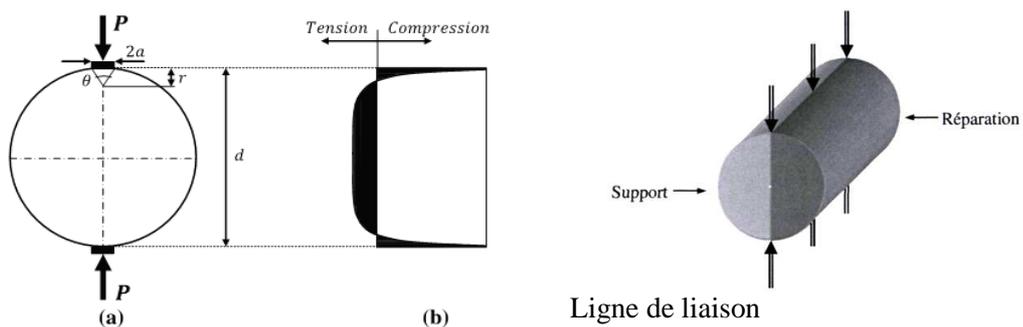
Le décollement de la couche réparée peut résulter de l'une ou des deux causes suivantes, à savoir le chargement mécanique et la variation dimensionnelle. Dans cette étude, deux modes d'essais d'adhérence ont été effectués par des essais de traction indirecte et de cisaillement oblique.

### II.3.1 Essais de traction indirecte

#### II.3.1.1 Essai de fendage (Essai Brésilien)

Cet essai est utilisé pour mesurer la résistance à la traction entre deux matériaux, généralement deux bétons différents. D'après **Espèche (2011)**, cet essai a été proposé par **Akazawa (1943)** et développé par **Carneiro et Barcellos (1953)**. Également connu comme l'essai Brésilien et il est actuellement défini dans les normes : **EN 12390-6 (2001)** et **ASTM C 496 (2004)**.

Dans cet essai, l'éprouvette composite est soumise à deux lignes opposées de chargement en compression agissant sur le plan axial (**Figure II.5.a**), à une direction parallèle à la surface de l'interface. La rupture est obtenue par la force normale de traction exercée à la surface de l'interface sous l'effet de Poisson. En effet, ce type de chargement sur un tel système géométrique produit un état bi-axial de contraintes (contraintes de compressions verticales et de tractions latérales), (**Figure II.5.b**).



**Figure II.5.** Représentation de la distribution des contraintes dans les éprouvettes composites soumise à l'essai de fendage (**Carmona, 2012**).

Afin de déterminer la force d'adhérence entre les deux bétons, celui du substrat (béton ordinaire) et du rechargement (béton de sable), l'essai a été appliqué sur deux formes de corps d'épreuve : cylindrique et cubique.

Le centrage de l'éprouvette dans la machine s'effectue éventuellement au moyen d'un gabarit de centrage et un positionnement soigneux des bandes de chargement avec les pièces d'appui, le long des parties supérieure et inférieure du plan de chargement de l'éprouvette, **Figure II.6** (a et b). Les deux lignes génératrices représentant l'interface doivent être opposées dans le plan axial afin de définir clairement le plan de chargement. Une vérification est recommandée du centrage de l'éprouvette au début de la mise en charge. La force doit être appliquée parallèlement à l'interface de ligne de liaison des éprouvettes, avec un chargement régulier et sans choc au taux de 0,05 MPa/s.



a. Eprouvette composite cylindrique



b. Eprouvette composite cubique

**Figure II.6** Application de l'essai de fendage

En raison de la même ampleur de tension de séparation et de la distribution du cylindre et du cube, la résistance à la traction par fendage de l'éprouvette cubique en béton peut être calculée comme suit:

$$\sigma_{fe} = \frac{2F}{\pi A} \text{ MPa}$$

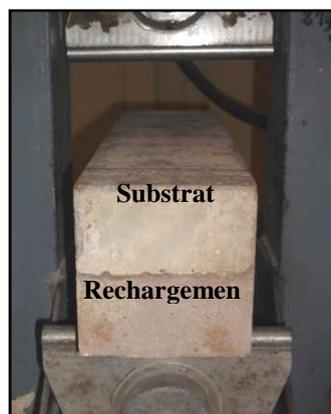
F : La force d'application (N)

A : La surface de liaison (le diamètre (a) x la hauteur (h) de l'éprouvette) en (mm<sup>2</sup>)

### II.3.1.2 Essais de flexion trois points

Les essais de flexion sont les plus couramment utilisés pour l'évaluation de la force de liaison des interfaces entre le béton de rechargement et le béton de support. Cependant, la répartition des contraintes dans ce type d'essai d'adhérence est complexe ; car elle dépend de la localisation et de l'orientation du plan d'interface. Dans le cas d'une flexion pure (sans cisaillement), seules les contraintes de traction et de compression sont présentées à l'interface, par contre, dans le cas de la flexion avec cisaillement, on trouve une combinaison des contraintes de traction, de compression et de cisaillement.

Lorsque le matériau de réparation est situé dans une zone comprimée, l'application d'une charge externe a pour conséquence d'augmenter la contrainte de cisaillement à l'interface tout en favorisant le décollement par glissement. Et lorsqu'il est situé dans une zone de traction (moment maximum négatif), les contraintes de traction à l'interface sont plus élevées et contrôlent le décollement ((**Paramasivam, 1995** et **Granju, 1998**) cités par **Benzerzour, 2004**). Dans notre étude, on a décidé de prendre le cas défavorable: Substrat en haut et rechargement en bas (**Figure II.7**), c.à.d. le rechargement est mis en tension. Dans ce cas, le décollement résulte de la flexion imposée à l'élément et le chargement du matériau de réparation.



**Figure II.7.** Essai de flexion trois points : Chargement en zone tendu

L'essai de flexion a été appliqué dans le but d'évaluer la force de liaison entre les deux matériaux en contact ainsi que la probabilité ou non du décollement à l'interface. De plus, cet essai permet à son tour de déterminer la texture adéquate des surfaces des substrats

pour une meilleure liaison. Deux types d'éprouvettes de forme prismatique sont adoptés à cet essai, avec la même géométrie et les mêmes dimensions (10x10x40) cm<sup>3</sup>, sauf que la localisation et l'orientation du plan d'interface sont différentes. Le premier type consiste à mettre la surface d'interface de l'éprouvette composite perpendiculairement à la force d'application, avec la superposition des deux bétons (rechargement /substrat) (**Figure II.8.a**). Par contre, dans le deuxième type, la force est appliquée parallèlement à la ligne d'interface des éprouvettes composites, avec une position côte à côte des deux bétons (rechargement /substrat). (**Figure II.8.b**). L'essai a été réalisé conformément au principe de l'essai de flexion en trois points, selon la norme **AFNOR EN 12390-5 (2001)**. Les éprouvettes composites prismatiques étaient simplement supportées sur deux rouleaux. La charge est appliquée régulièrement et sans choc à une vitesse de 0,05 MPa/s.



a) superposition des deux couches de bétons

b) Position côte à côte des deux couches de bétons

**Figure II. 8** Eprouvettes soumises à l'Essai de flexion trois points

La résistance d'adhérence à la flexion est calculée comme suit :

$$\sigma_{fl} = \frac{3FL}{2bd^2}$$

F : La force d'application (N)

L : L'espace entre les rouleaux de support (mm)

b et d: les dimensions latérales de l'éprouvette (mm)

### II.3.2 Essais de cisaillement oblique

L'un des essais d'adhérence le plus couramment utilisé est le cisaillement oblique "Slant Shear Test". Dans cet essai on remarque que l'interface est soumise à un état combiné de contraintes : la compression et le cisaillement, ce qui permet une répartition uniforme des contraintes à l'interface.

Cet essai a été d'abord présenté avec une forme cylindrique par (**Kreigh, 1976**) en Arizona. Plus tard, une forme prismatique a été adoptée par (**Tabor, 1978**). Après certains développements, il a été standardisé dans British Standard **BS 6319-4, (1984)**, et défini par plusieurs normes internationales, telles que : **NF EN 12615 (1999)** et **ASTM C 882 (1999)**, comme test d'adhérence destinés pour les matériaux de réparation en polymère ou résines. Récemment, il a été agréé pour l'évaluation des matériaux de réparation cimentaires (**Mirmoghtadaei, 2015**).

L'inconvénient de cet essai d'adhérence est la différence entre les dimensions des éprouvettes et les angles d'inclinaison de l'interface, puisque ces différences rendent difficile la comparaison entre les résultats obtenus (**Clímaco, 2001**). Le paramètre influant sur l'essai est l'angle d'inclinaison de l'interface. Pour la majorité des essais l'angle adopté est de  $30^{\circ}$ .

Dans notre cas d'étude, l'essai a été effectué selon les recommandations de la norme AFNOR **NF EN 12615 (1999)** ; avec un angle d'inclinaison de  $30^{\circ}$ , ce choix permet de capturer l'enveloppe de rupture de liaison dans la région critique, (**Austin, 1999**). La géométrie adoptée des éprouvettes est de type prismatique comme il était mentionné précédemment avec les caractéristiques de la (**Figure II.9.a**). Le sciage des éprouvettes prismatiques (7x7x28) cm est effectué selon un angle de  $30^{\circ}$  par rapport à leur axe transversal, afin d'obtenir deux éléments

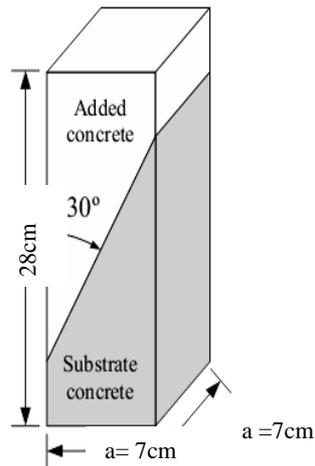
L'essai de rupture doit être effectué par compression, conformément à la norme **AFNOR EN 12390-3(2003)**, en appliquant le mode opératoire normalisé pour l'essai de résistance de la compression des éprouvettes cubiques ou cylindriques. Notamment, un placement judicieux des éprouvettes entre les deux plateaux de la presse (**Figure II.9.b**), et une attention particulière au centrage de ces derniers, de façon à ce que le chargement s'effectue perpendiculairement au sens de coulage. La charge est appliquée régulièrement et sans choc à une vitesse de 0,5 MPa/s. En fin d'essai, le mode de rupture doit être noté.

La résistance de la liaison au cisaillement est exprimée en  $\text{N/mm}^2$ . Selon la norme française **EN 12615 (1999)**, la contrainte de cisaillement à l'interface doit être calculée comme suit pour chaque éprouvette reconstituée :

$$\sigma_c = \frac{F \sin \alpha \cos \alpha}{a^2}$$

F : La force d'application (N)

a : La côte de la section transversale adopté (mm)



a. Dimensions caractéristiques

b. L'éprouvette centrée dans la presse

**Figure II.9** Eprouvette pour l'essai de cisaillement par compression

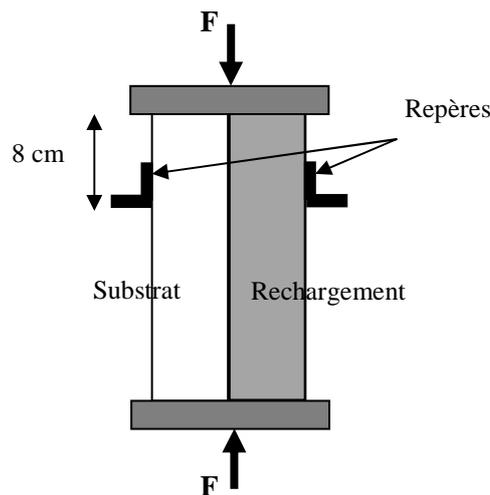
#### II.4. Essai de compatibilité dimensionnelle

Cet essai consiste à évaluer la compatibilité déformationnelle entre les deux matériaux en contact, de façon à suivre les variations dimensionnelles longitudinales, en même temps, du béton de réparation d'une part et celui du support d'autre part, lors du chargement en compression des cylindres composites, tout en se basant sur l'hypothèse du comportement des bétons en compression uniaxiale.

Le dispositif de cet essai comporte deux comparateurs digitaux avec deux supports magnétiques placés dans la machine de compression. Des repères en Aluminium sont attachés contre chaque face latérale supérieure de l'éprouvette, à hauteur d'un quart (H/4), comme il est présenté par la (**Figure II.10**).

Les éprouvettes composites sont ajustées entre les deux plateaux de la presse (Machine de compression). Le plateau supérieur étant fixe, le plateau inférieur, sur lequel est posée l'éprouvette est mobile.

En remontant celui-ci, le corps de l'éprouvette est écrasé contre le plateau supérieur. Les deux comparateurs de mesure de variations sont fixés à l'aide des supports magnétiques, attachés aux parois latérales de la machine dont l'un est placé en face du rechargement et l'autre en face du substrat (**Figure II.11**). Permettant ainsi de mesurer toutes les variations dimensionnelles longitudinales. L'effort est appliqué progressivement à une vitesse de chargement constante à 0,2 MPa/s. A chaque étape du chargement, les valeurs de l'effort de compression ainsi que le déplacement correspondant sont enregistrées, jusqu'à l'apparition de la première fissure, soit sur le rechargement ou au substrat.



**Figure II.10** Schéma du dispositif de mesure des déplacements longitudinaux des composites



**Figure II.11** Dispositif de mesure des variations dimensionnelles des composites

Le coefficient de poisson n'est pas pris en considération, pour tous les bétons étudiés, soit ceux du béton de sable ou du béton ordinaire. En effet, variations transversales sont négligeables devant les variations longitudinales dans cette étude.

## II.5 CONCLUSION

Dans ce chapitre, un aperçu détaillé est présenté sur les techniques et procédures de réparation qui ont été suivies. On n'a pas manqué d'expliquer la démarche de chaque essai d'adhérence réalisé, avec une présentation complète des différentes formes et dimensions qui correspondent à chaque essai tout en justifiant son choix.

# CHAPITRE III

MATÉRIAUX, FORMULATION

&

CARACTÉRISATION

DES BÉTONS

### III.1 INTRODUCTION

La connaissance des diverses propriétés : physiques, chimiques, minéralogiques et mécaniques des matériaux, est une exigence primordiale . L'emploi judicieux de ces matériaux dans la construction exige cette connaissance qui permet de faire un choix répondant à leur destination. Par ailleurs, il est essentiel que ces matériaux soient malaxés correctement afin de produire un mélange homogène à grande échelle et possédant par conséquent des propriétés uniformes.

Ce chapitre a pour but de définir et de justifier nos choix de base en ce qui concerne les compositions étudiées. La première partie est consacrée à la présentation des propriétés des matériaux choisis pour confectionner les bétons de réparation et celles des supports, ainsi que la procédure du malaxage. Par ailleurs, ce chapitre traite aussi de la démarche de formulation des bétons étudiés et de leur composition.

En outre la deuxième partie est une caractérisation des bétons de sable qui seront destinés à la réparation et par suite le béton de support où les critères suivants sont évalués :

- la résistance en compression et en traction (flexion trois point et fendage) ;
- le module élastique ;
- la porosité accessible à l'eau ;
- l'évolution du retrait total, du retrait endogène et du retrait de séchage.

### III.2 Matériaux utilisés et caractéristiques

#### III.2.1 Granulats

Trois types de sable ont été employés pour cette étude provenant de la région de Biskra. Deux sables utilisés pour les bétons de sable de réparation, à savoir : un sable concassé de nature calcaire de classe (0 /3) et un sable de dune siliceux de classe (0/3). Le troisième est un sable d'oued de nature siliceuse de classe (0/5), utilisé pour le béton des supports avec deux classes de gravillon (3/8) et (8/15). Ces gravillons sont obtenus des carrières d'Ain Touta (Batna). Les courbes granulométriques des granulats sont présentés sur la **Figure (III.1)**.

Il est remarqué que les trois sables utilisés possèdent une granulométrie continue, et appartiennent au fuseau de contrôle des sables à béton recommandé par la norme **AFNOR NF EN 12620 (2003)**. Les caractéristiques physiques des sables utilisés sont indiquées dans le **Tableau (III.1)**.

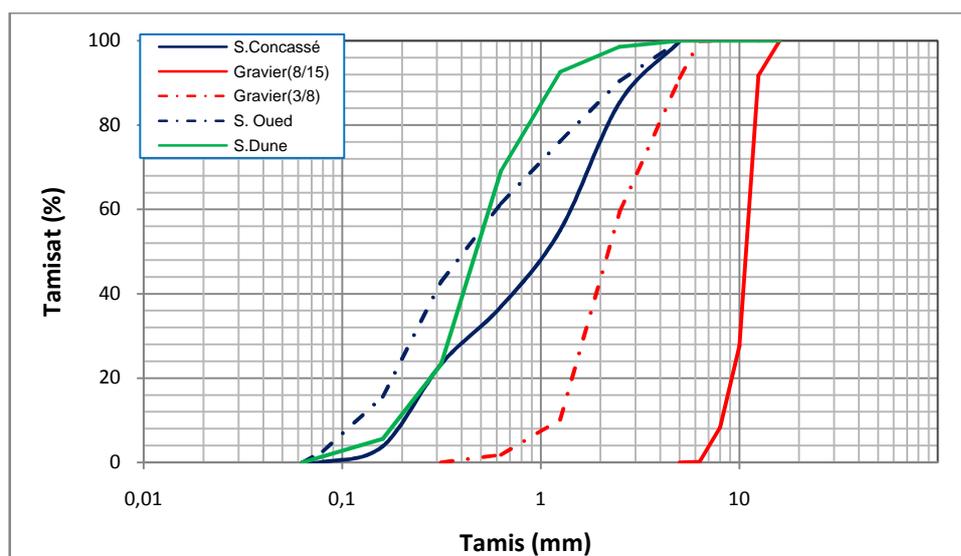


Figure III.1 courbes granulométriques des granulats (sables et graviers)

Tableau III.1 : Propriétés physiques des granulats (sables et graviers)

	Sable de d'oued	Sable concassé	Sable de dune	Gravier
Densité apparente ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	1,4	1,46	1,5	1,45
Densité absolue ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2,7	2,52	2,6	2,62
Compacité (%)	52	58	57	56
Module de finesse	2,3	3,0	2,1	-
Equivalent de sable*				
(Piston)	72	68	76	-
(%)				

\*Sables concassé ou broyés:  $E_s \geq 60$  (sable propre sans fines argileuses) (NF XP P 18-545) (2004)

### III.2.2 Ciment

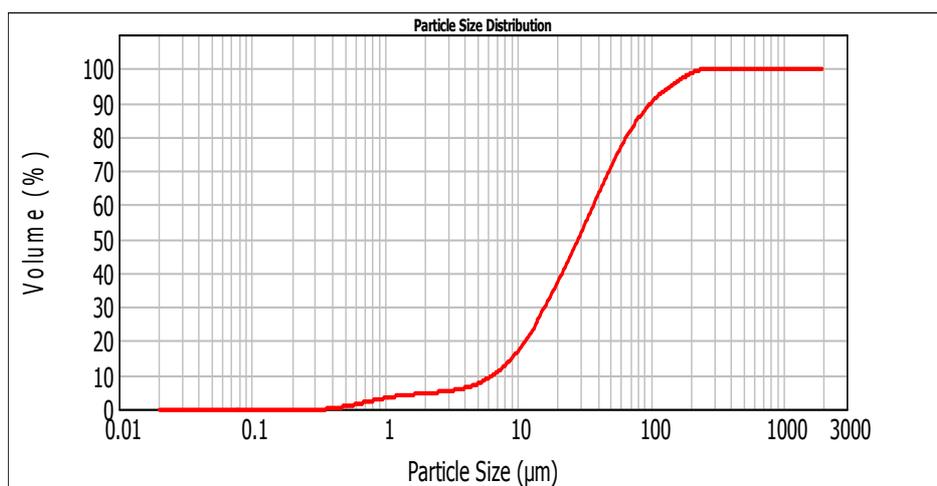
Tous les mélanges ont été fabriqués avec un seul type de ciment (CPJ-CEM II/A 42.5) provenant de la cimenterie (SCIMAT) de Aïn-Touta. Ainsi, la qualité de ce ciment constitue une constante au niveau des paramètres d'étude. Les propriétés physiques, chimiques communiquées par le producteur sont respectivement résumées aux **Tableaux III.2 et III.4**. La composition minéralogique potentielle du ciment présentée au **Tableau III.5** est calculée selon la formule empirique de Bogue (Neville, 2000).

**Tableau III.2** : Caractéristiques physiques du ciment.

Densité absolue [g /cm <sup>3</sup> ]	3.1
Densité apparente [g /cm <sup>3</sup> ]	1.09
Surface spécifique Blaine [cm <sup>2</sup> /g]	3710

### III.2.3 Filler calcaire

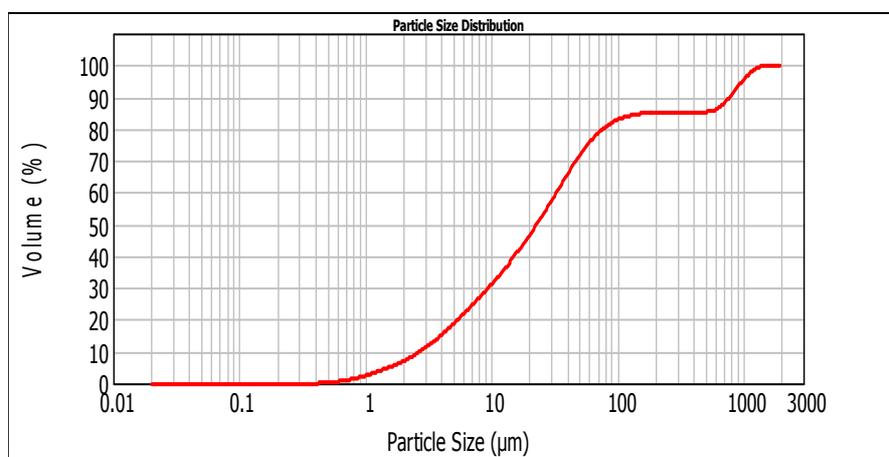
Il s'agit de roches calcaires broyées, disponibles dans la majorité des carrières Algériennes. Le filler calcaire provient de la carrière géante (ENG) Oum Settas, El Khroub à Constantine, il contient une haute teneur en calcaire, riche en Calcium avec un pourcentage supérieur à 98% de CaCO<sub>3</sub>. Le diamètre statistique moyen de ces grains est de l'ordre de 23µm (**Figure III.2**). Les différentes caractéristiques physiques et chimiques du filler calcaire utilisé sont présentées par les **Tableaux III.3 et III.4**, à partir des fiches techniques élaborées par le laboratoire de la carrière (**Annexe A**).

**Figure III.2** Répartition granulométrique du filler calcaire

### III.2.4 La poudre de verre

La poudre de verre utilisée dans cette étude est d'une couleur blanche obtenue à partir de déchets des vitres des bâtiments. D'après **Idir (2009)**, le verre de couleur blanche est plus actif (possède une grande activité pouzzolanique) par rapport aux autres couleurs. La poudre de verre est exploitée après concassage, broyage et tamisage.

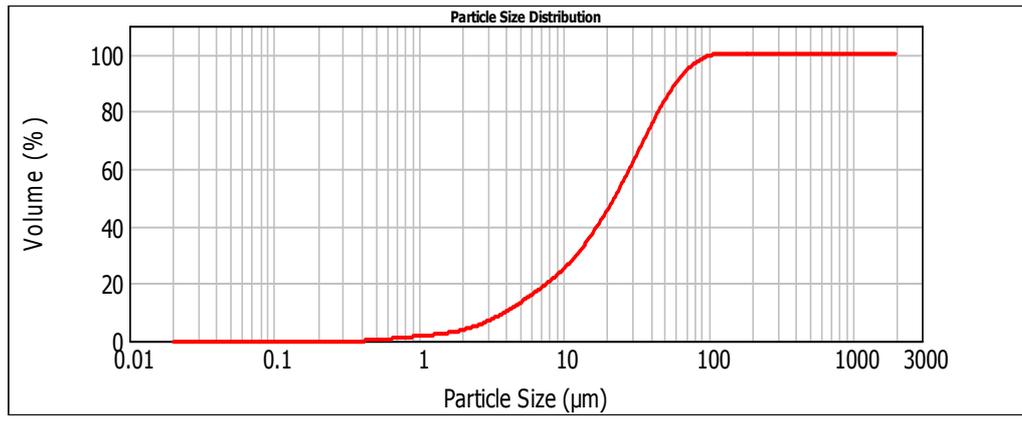
Elle est utilisée comme filler avec une granulométrie moyenne de l'ordre de 30  $\mu\text{m}$  (diamètre pour lequel 50% des grains sont inférieurs). La courbe granulométrique obtenue par la diffraction à laser présentée sur la **Figure III.3** montre que 80% des éléments étalent un diamètre inférieur à 80 $\mu\text{m}$ . Les caractéristiques physiques et chimiques sont présentées par les **Tableaux III.3 et III.4**. L'analyse chimique montre une teneur importante de silice dans la poudre de verre. La teneur élevée de la silice amorphe dans les ajouts minéraux est responsable de leur réaction pouzzolanique.



**Figure III.3** Répartition granulométrique de la poudre de verre

### III.2.5 Fumée de silice

Elle est à base de micro-silice provenant de la société «GRANITEX» sous forme de poudre grise (Particules inférieurs à 0,1 $\mu\text{m}$ ). Cette Fumée de silice est désignée par le nom «MEDAPLAST HP». Le diamètre moyen de ces grains est de l'ordre de 23 $\mu\text{m}$  « diamètre pour lequel 50% des grains sont inférieurs », comme présenté sur la **Figure III.4**. Ces caractéristiques physiques et chimiques figurent sur les **Tableaux III.3 et III.4 (Annexe B)**.



**Figure III.4** Répartition granulatoire de la fumée de silice

**Tableau III.3 :** Caractéristiques physiques du filler calcaire, la poudre de verre et la fumée de silice

Caractéristiques physiques	Calcaire	Verre	Fumée de silice
Masse volumique apparente ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	1,09	1,42	0.7
Masse volumique absolue ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )	2,7	2,45	2.1
Finesse ( $\text{cm}^2/\text{g}$ )	5300	4100	$>15.10^4$

**Tableau III.4:** La composition chimique des fines (ciment et fillers)

(%)	Ciment	Filler calcaire	Filler de verre	Fumée de silice
SiO <sub>2</sub>	20,52	0,01	71,43	93.2
CaO	63,86	55,88	9,93	0.22
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	5,13	0,01	1,51	1.02
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	3,36	0,01	0,31	0.7
MgO	1,27	0,14	2,61	0.82
Na <sub>2</sub> O	0,40	0,01	12,60	0.42
K <sub>2</sub> O	0,71	0,01	0,35	0.89
SO <sub>3</sub>	2,26	0,11	0,16	0.45
Cl <sup>-</sup>	0,027	0,005	0,02	0.03
P.A.F	2,09	43,90	0,27	2.25

**Tableau III.5:** La composition minéralogique du ciment (%)

C <sub>3</sub> S	C <sub>2</sub> S	C <sub>3</sub> A	C <sub>4</sub> AF
58,33	15,27	7,91	10,21

### III.2.6 Superplastifiant

Nous avons utilisé un adjuvant produit par la même société **GRANITEX** : le superplastifiant. Il se présente sous forme de liquide marron, conçu à base de poly carboxylates d'éther modifié. Ce haut réducteur d'eau est appelé «MEDAFLOW 145». Sa densité absolue est de  $1.065 \pm 0,015$  (**Annexe C**). Le contenant de superplastifiant a été agité avant chaque utilisation afin de bien homogénéiser la solution.

### III.2.7 Eau de gâchage

L'eau utilisée est celle du robinet de l'Université de Biskra, dont la température est comprise entre 18 et 20° C. Nous supposons qu'elle répond à toutes les prescriptions de la norme **NF EN 1008 (2003)** en matière de béton.

## III.3 Malaxage et conservation des bétons

Le malaxage des bétons au laboratoire a été effectué dans une bétonnière à cuve verticale tournante d'une capacité de 50 l, utilisée pour la préparation du béton de sable, la fabrication des substrats (supports à réparés) et les composites. De plus, on a utilisé un malaxeur à axe vertical d'une capacité de 5 l pour la confection des éprouvettes (4x4x16) cm<sup>3</sup> destinées au retrait. Après chaque malaxage, l'affaissement est mesuré à l'aide du cône d'Abrams selon la norme **NF EN 12350-2 (1999)**. La mise en place du béton est effectuée à l'aide d'une aiguille vibrante et une table vibrante selon la norme **NF P18-421(1981)**.

Après coulage, les moules ont été couverts d'un film plastique afin de conserver les bétons dans des conditions ambiantes à  $20 \pm 2^\circ\text{C}$ , selon la norme **NF EN 12390-3(2003)**. Ils ont été démoulés au bout de 24h et ensuite conditionnés dans des conditions spécifiques selon les essais auxquels ils sont destinés. Ils ont été mûris dans un bac d'eau et dans une température de  $20 \pm 2^\circ\text{C}$  jusqu'à l'échéance des essais.

### III.4 Formulation des bétons étudiés

#### III.4.1 Béton du support

Les supports sont fabriqués en béton ordinaire avec un superplastifiant, leur composition est déterminée à partir de la méthode de formulation Dreux Gorisse (**Dreux, 1995**). Les proportions mélangées sont indiquées dans le **Tableau III.6**. La confection des mélanges est conforme à la norme **NF EN 12390-2 (2001)**.

**Tableau III.6** : La composition des bétons du support (BO)

Ciment Kg/m <sup>3</sup>	Sable Kg/m <sup>3</sup>	Gravillon (3/8) Kg/m <sup>3</sup>	Gravillon (8/15) Kg/m <sup>3</sup>	E/C	Superplastifiant %
400	630	399	741	0,4	1

#### III.4.2 Béton de sable du rechargement (formulation de base)

La méthode de formulation adoptée est une méthode expérimentale basée sur plusieurs gâchés successives. La composition du béton de sable est déterminée selon une formulation fondamentale appuyée sur une approche expérimentale (**Chauvin, 1988 ; Sablocrete, 1994 et Benaissa, 2008**). Cette méthode est basée sur le critère d'optimisation de la compacité du squelette granulaire.

On a confectionné deux bétons de sable pour la réparation avec deux sables différents, un à base de sable concassé et l'autre à base de sable de dune. Il a été décidé d'utiliser le sable concassé, en raison de sa meilleure résistance mécanique et à sa forme angulaire qui rend la propagation des fissures plus difficile. De plus, sa nature calcaire rend le béton plus solide et plus élastique (**Belhadj, 2014**), ce qui est souhaitable pour un matériau de réparation. Pour la formulation des deux bétons de sable (sable de carrière et sable de dune), nous nous sommes appuyés sur l'optimisation des mélanges, en passant par 04 étapes :

- **Etape 1 : Détermination d'une formule de base**

Partant d'un choix fixe du dosage de ciment à 350 kg/m<sup>3</sup> (**Chauvin, 1988**), la quantité de sable est évaluée par un coefficient de compacité ( $\gamma$ ) du mélange, ( $\gamma$  est le rapport à un mètre cube du volume absolu des matières solides : ciment et granulats, réellement contenues dans un mètre cube de béton frais en œuvre) (**Dreux, 1995**). Le coefficient de compacité ( $\gamma$ ) est égal à **0.775**, qui correspond à un mélange avec  $D_{\max} \leq 5\text{mm}$ , une consistance plastique par vibration puissante.

Pour un sable concassé le coefficient de compactage doit être corrigé par : - 0,03, alors on prend  $\gamma = 0,775 - 0,003 = 0,745$

Le dosage du sable étant déterminé selon la formule suivante :

$$V_s = 1000\gamma - V_c \quad (1)$$

$$\text{Le volume absolu : } 1000\gamma = 745 \text{ l} \quad (2)$$

$$\text{Volume absolu du ciment : } V_c = M_c/\rho_c = 350/3,1 = 113 \text{ l} \quad (3)$$

On remplaçant (2) et (3) dans (1), on obtient:

$$\text{Volume absolu du sable : } V_s = 745 - 113 = 632 \text{ l} \quad (4)$$

$$\text{De (4) la masse de sable sec en Kg : } M_s = V_s \times \rho_s = 632 \times 2,62 = 1656 \text{ Kg} \quad (5)$$

$$\text{De (5) adoptons } M_s = 1660 \text{ Kg/m}^3$$

Le rapport E/C est égal à 0,75, correspondant à la quantité d'eau suffisante à l'hydratation du ciment, permettant ainsi le mouillage préalable du mélange. La composition de base présentée au **Tableau III.7** est prise comme béton témoin (BS)

**Tableau III.7** : Composition du béton de sable témoin (BS)

Ciment (Kg/m <sup>3</sup> )	Sable (Kg/m <sup>3</sup> )	E/C	R <sub>c28</sub> (MPa)
350	1660	0,75	21

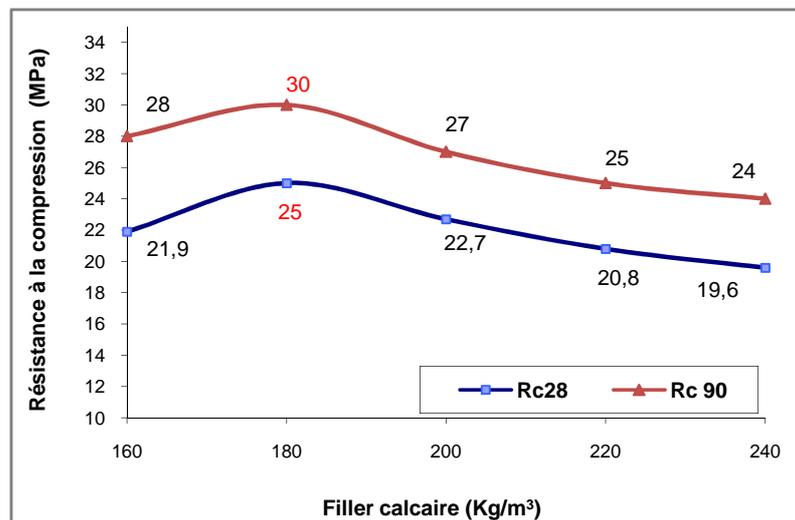
- **Etape 2 : Détermination du dosage en fines d'addition**

Pour améliorer la compacité du mélange et augmenter la résistance à la compression, l'ajout du filler calcaire dans la composition de base s'avère indispensable. En effet, l'introduction du filler calcaire assure l'ordre physico-chimique, en améliorant l'enchevêtrement cristallin et la cohésion du mélange. Cette étape consiste à corriger les dépenses en sable (le sable utilisé contient un faible pourcentage en fines de 0,1%) et en filler, de manière à garder le dosage en ciment avec le rapport E/C fixe. On a substitué et remplacé chaque fois une quantité de sable par du filler calcaire (**Tableau III.8**), jusqu'à l'obtention d'une compacité élevée avec une résistance optimale comme montré sur la **Figure III.5**.

**Tableau III.8** Les différentes compositions du béton de sable (optimisation de formulation)

Mélange	Ciment (Kg/m <sup>3</sup> )	Sable (Kg/m <sup>3</sup> )	Calcaire (Kg/m <sup>3</sup> )	E/C	E/C+F	SP* (%)	Composition optimale
BSC1	350	1500	160	0.75	0.51	/	
<b>BSC2</b>	<b>350</b>	<b>1480</b>	<b>180</b>	<b>0.75</b>	<b>0.49</b>	/	<b>x</b>
BSC3	350	1460	200	0.75	0,47	/	
BSC4	350	1440	220	0.75	0.46	/	
BSC5	350	1420	240	0.75	0,44	/	
<b>BSC2 = BSC</b>							
BSCP1	350	1480	180	0.75	0.49	0.5	
BSCP2	350	1480	180	0.75	0.49	1	
BSCP3	350	1480	180	0.75	0.49	1.5	
<b>BSCP4</b>	<b>350</b>	<b>1480</b>	<b>180</b>	<b>0.75</b>	<b>0.49</b>	<b>2</b>	<b>x</b>
BSCP5	350	1480	180	0.75	0.49	2.5	
<b>BSCP4 = BSCP</b>							
BSCP	350	1480	180	0.75	0.49	2	
BSCPE1	350	1480	180	0.7	0.46	2	
<b>BSCPE2</b>	<b>350</b>	<b>1480</b>	<b>180</b>	<b>0.6</b>	<b>0.39</b>	<b>2</b>	<b>x</b>
BSCPE3	350	1480	180	0.59	0.39	2	
BSCPE4	350	1480	180	0.58	0.38	2	
BSCPE5	350	1480	180	0.57	0.37	2	
<b>BSCPE2 = BSCPE</b>							

SP\* : superplastifiant

**Figure III.5** : Effet d'ajout du filler calcaire sur la résistance à la compression

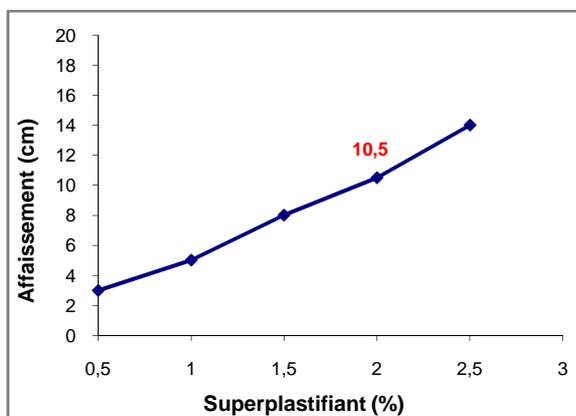
D'après la **Figure III.5**, on constate que les meilleures résistances à la compression sont obtenues par la composition **BSC2** avec une compacité optimale du mélange atteinte d'après un dosage de 180 Kg/m<sup>3</sup> du filler calcaire. Cette compacité est due au remplissage des vides

par ce dernier, qui assure une activité physico-chimique et favorise l'accélération de l'hydratation du clinker (**Ramachandran, 1998 et Bédérina, 2005**). Par contre, l'augmentation de l'ajout du filler calcaire au delà de  $180 \text{ Kg/m}^3$  fait chuter relativement la compacité ainsi que les résistances. Effectivement, une fois que les vides sont complètement remplis, les particules fines commencent à occuper la place des grains de sable, et par conséquence, une diminution de la proportion de sable et de la densité du mélange.

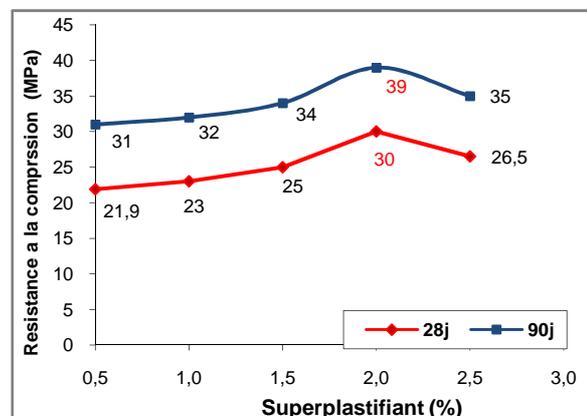
- *Etape 3 : Adaptation de la maniabilité de la mise en œuvre*

Une maniabilité ou une fluidité adéquate sont des propriétés primordiales du matériau de réparation qui influencent le développement de la force d'adhérence entre le support et béton de réparation (**Lukovic, 2012**). De ce fait, l'introduction du superplastifiant est indispensable. L'objectif de cette étape est de trouver l'optimum en superplastifiant assurant de ce faire la défloculation totale du mélange. Comme présenté au **Tableau III.8**, l'ajout du superplastifiant à des teneurs variables (0.5% - 1% - 1.5% - 2% - 2.5 %) est pris par rapport au poids de ciment. L'affaissement est contrôlé à l'aide du cône d'Abrams suivant la norme **NFP 18-451(1981)**.

La meilleure maniabilité est obtenue par la composition **BSCP4** d'une teneur en superplastifiant de 2%, permettant un affaissement supérieur à 10 cm (béton très plastique) (**Figure III.6**). En parallèle, les meilleures résistances à la compression sont enregistrées à l'âge de 28 et 90 jours avec la même teneur, comme il est montré par la **Figure III.7**. Cela peut être expliqué par l'effet principal des superplastifiants, dotés d'une meilleure distribution des grains de ciment et par conséquent, d'une meilleure hydratation.



**Figure III.6** Effet du superplastifiant sur l'affaissement



**Figure III.7** Effet du superplastifiant sur la résistance à la compression

Cela pourrait aussi expliquer pourquoi dans certains cas, les superplastifiants augmentent la résistance du béton à un rapport E/C constant (Nivelle, 2000).

#### Etape 4 : Contrôle de la résistance à la compression

La compacité maximale est obtenue avec un certain dosage optimal en fines. Par contre le béton n'est suffisamment maniable, au environ de cet optimum, que si le rapport E/C est élevé. Or l'augmentation de ce dernier réduit la résistance. Il s'agit donc d'assurer un compromis entre la compacité et la maniabilité.

Le rapport E/C = 0.75 est élevé, ce qui influe négativement sur le résultat de la résistance à la compression, de même il augmente la porosité de la matrice cimentaire. La diminution du rapport E/C est nécessaire. Dans cette étape, l'objectif recherché est d'améliorer la résistance à la compression, de réduire la porosité et d'avoir un béton plastique avec un affaissement entre 9 et 10 cm. Alors, on a fait varier le rapport E/C en fixant la teneur en superplastifiant à 2% (Tableau III.8).

Selon la Figure III.8, on remarque un affaissement de 9 cm obtenu à partir d'un rapport E/C = 0.6. D'autre part, on a enregistré des résistances optimales à la compression avec le même rapport de valeurs 36 et 45 MPa respectivement pour les âges de 28 et de 90 jours, comme montré sur la Figure III.9. Ces résultats donnés par la composition BSCPE2 désignent la quantité d'eau nécessaire et suffisante pour l'hydratation. Mais au delà du rapport E/C = 0.6 l'excès d'eau reste sans aucun doute, le principal paramètre influençant la fluidité du béton, toute en faisant chuter la résistance.

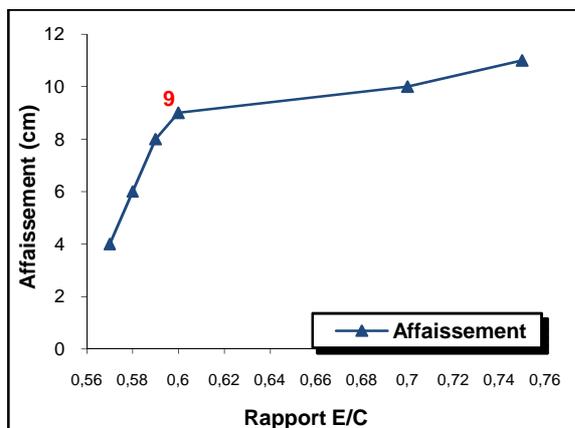


Figure III.8 : Effet du rapport E/C sur l'affaissement

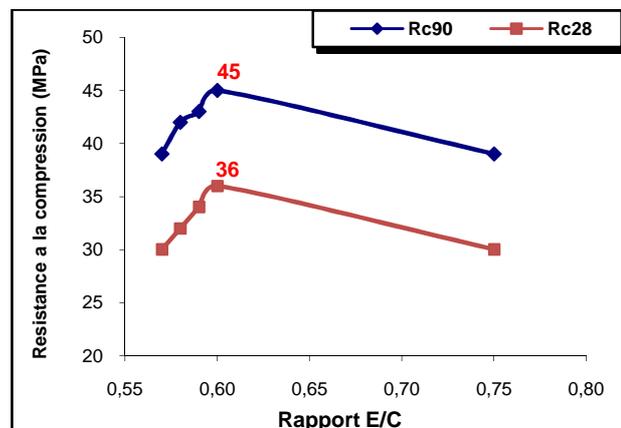


Figure III.9 : Effet du rapport E/C sur la résistance à la compression

En fait, l'addition de l'eau peut diminuer les contraintes de cisaillement dues à la cohésion et au frottement interne dans le béton et rend, par conséquent, sa viscosité plus faible.

Après l'achèvement de la quatrième étape, le meilleur choix est attribué à la composition optimale **BSCPE**. Cette composition de béton de sable est d'une maniabilité adéquate avec une meilleure compacité, sera destinée à la réparation comme rechargement sous la désignation **BSCR**.

### III.4.3 Détermination des compositions des bétons de sable de réparation

Notre objectif dans cette étape est d'obtenir un matériau dense et plus résistant pour l'appliquer dans la réparation comme rechargement mince adhérent. En effet, deux types d'additions minérales étaient incorporés à la composition de base du béton de sable de référence (**BSCR**) : La fumée de silice (FS) et la poudre de verre (PV). Afin de contribuer à l'amélioration des propriétés rhéologiques, mécaniques ou de durabilité, on a pensé à remplacer une partie de la masse du filler calcaire (CL), considérée comme ajout inerte, par un ajout actif, tout en conservant les quantités de la composition de base.

En particulier, les additions qui se caractérisent par des propriétés pouzzolaniques et/ou hydrauliques réagissent en contact de l'eau avec des constituants anhydres ou hydratés du ciment ; ce qui présente un effet chimique qui confère aux bétons une plus grande résistance mécanique et une meilleure durabilité.

Dans cette étape, les bétons présentant des résistances à la compression plus élevées ont été choisis. Par souci de simplification, on désigne le filler calcaire par (**CL**), la poudre de verre par (**PV**), la fumée de silice par (**FS**) et le superplastifiant par (**SP**).

#### III.4.3.1 Béton de sable avec fumée de silice

Par sa surface spécifique et sa grande finesse, la fumée de silice avec un dosage qui ne doit pas dépasser 10 % du poids de ciment, permet d'obtenir des bétons plus denses avec une porosité très fine, plus imperméables et donc plus durables (**Neville, 2000**). L'introduction de FS permet de diminuer d'une façon remarquable la porosité et la réduction de la dimension des plus gros pores (**Boucetta, 2014**). A cet effet et afin d'améliorer les performances de notre béton de sable (**BSCR**), résultant de la formulation de base, on a lui introduit de la FS comme filler actif avec deux teneurs, 5 et 8 % par rapport au poids de ciment.

Ces deux pourcentages sont introduits par substitution d'une quantité de la masse du CL par la même masse en FS. La composition des deux bétons est indiquée au **Tableau (III-9)** ci-dessous.

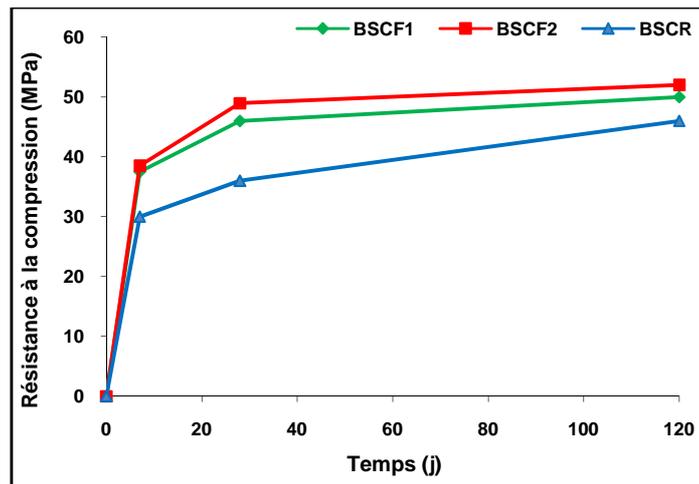
**Tableau III.9** : Composition et affaissement du béton de sable avec Fumée de Silice

Béton	Ciment (Kg/m <sup>3</sup> )	Sable (Kg/m <sup>3</sup> )	CL (Kg/m <sup>3</sup> )	FS (Kg/m <sup>3</sup> )	FS/C %	E/C	E/C+F	SP (%)	Aff* (cm)
<b>BSCR</b>	350	1480	180	0	0	0.6	0.39	2	9
<b>BSCF1</b>	350	1480	152	28	8	0.6	0.39	2	7
<b>BSCF2</b>	350	1480	162,5	17,5	5	0.6	0.39	2	9

Aff\* : Affaissement

On remarque au **Tableau III.9**, que l'ajout de fumée de silice (FS) influence la maniabilité du béton de sable où une diminution de l'affaissement est constatée en fonction de la teneur de FS. En effet, lors du malaxage le besoin en eau augmente, afin que toutes les particules de la fumée de silice soient mouillées ; ce qui fait chuter la maniabilité. La présence du superplastifiant n'a pas contribué à l'amélioration de la maniabilité par rapport au béton de référence BSCR. En effet, plusieurs auteurs voient que la fumée de silice a une demande en eau plus importante que celle du ciment, ce qui se traduit par une réduction des propriétés rhéologiques (**Ferraris, 2001 et Boucetta, 2014**).

Les essais de résistance à la compression, présentés par la **Figure III.10**, ont été effectués sur des cubes (10x10x10) cm, après une cure de 7, 28 et 120 jours. On constate une évolution de la résistance à la compression en fonction du dosage en FS et en fonction du temps de cure. Passant de 49 MPa à l'âge de 28 jours, à 52 MPa à 120 jours pour (BSCF2) et de 46 MPa à 50 MPa pour le béton (BSCF1). Comme, on a constaté une vitesse de développement importante de la résistance à jeune âge. Des valeurs de 37 et 38 MPa respectivement données par BSCFS1 et BSCFS2 à 7 jours ont dépassé celle du béton témoin à 28 jours, où on a enregistré 36 MPa seulement. La seule explication à donner, est l'effet pouzzolanique entre la silice amorphe de la FS et l'hydroxyde de calcium produit par l'hydratation du ciment Portland, qui a contribué au développement de l'hydratation du matériau restant. Cette contribution provient de l'extrême finesse des grains de F.S. Ainsi a eu lieu le développement de la résistance à court terme (**Neville, 2000**).



**Figure III.10:** Effet du Fumée de silice sur la résistance à la compression en fonction du temps

Une amélioration importante de 27 et 36% de la résistance à la compression apparaît à l'âge de 28 jours respectivement avec les teneurs 8 et 5% de FS par rapport au béton (BSCR). Toutefois, avec les mêmes teneurs, on relève une amélioration de la résistance importante à l'âge de 120 jours et qui tend vers 13% pour BSCF2 et de 8,7 % avec BSCF1. On peut constater que la fumée de silice n'altère pas au développement de la résistance, à long terme.

Du fait que le béton de sable (BSCF2) avec 5% de FS a présenté les meilleures valeurs de résistance à la compression, avec même un affaissement peu plastique de 8 cm, le choix sera porté à ce dernier comme béton de sable de réparation et sera désigné par **BSFR**.

#### III.4.3.2 Béton de sable avec la poudre de verre

Des auteurs (**Idir, 2009 ; Jani, 2014; Boucetta, 2014**) conviennent que le verre entraîne un comportement bénéfique associée à la réaction pouzzolanique s'il est utilisé sous forme de poudre ; et un comportement néfaste associé à la réaction alcali silice, si il est utilisé sous la forme de grosses particules. A partir de ce résultat et pour des raisons économiques et écologiques, on a pensé à incorporer de (PV) dans la composition de BSCR comme substitution du (CL). D'ailleurs, la poudre de verre, composée principalement de silice, a un comportement qui peut être assimilé à celui de la fumée de silice (**Boucetta, 2014**). D'après **Shayan (2002) et Idir (2009)**, il est plus intéressant de substituer le sable que le ciment par le verre pour l'obtention des résistances optimales. Dans notre d'étude, la substitution du sable est faite par (CL), d'où une partie de ce dernier va être remplacée par (PV).

Deux mélanges ont été préparés avec deux teneurs différentes de la PV, comme il est présenté au **Tableau III.10**. On a remplacé 50% du calcaire par la poudre de verre qui équivaut à 25% du poids de ciment pour la composition BSCV1 ; de même, on a remplacé environ 39% du calcaire par la PV, soit l'équivalent de 20% du poids de ciment. D'après **Idir (2009)** et **Jani (2014)**, la résistance des mortiers et des bétons diminue en fonction de leur teneur en verre. En effet des études ont montré que l'on peut incorporer jusqu'à 30% de la poudre de verre en remplacement partiel du ciment, (**Shayan (2006)** et **Zidol (2009)**). Cependant, d'autres concèdent que les meilleures résistances sont obtenues avec 20% de substitution de ciment et au-delà de cette teneur des chutes de résistances sont prévues (**Shekhawat, Boucetta, Jani, (2014)**).

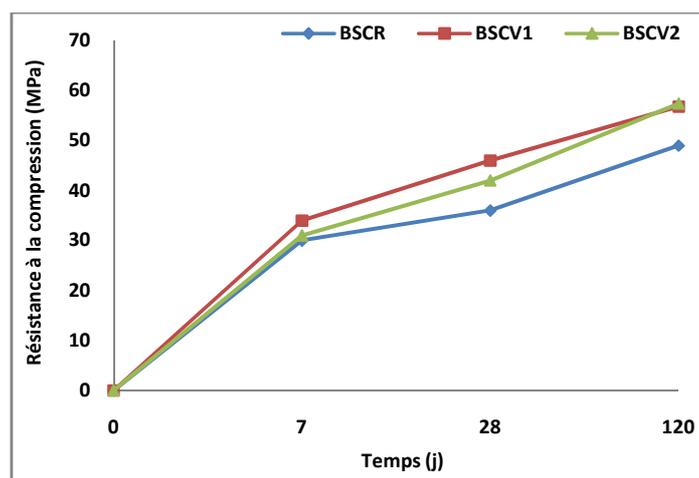
**Tableau III.10** Composition de béton de sable avec la poudre de verre

Composition	Ciment (Kg/m <sup>3</sup> )	Sable (Kg/m <sup>3</sup> )	CL (Kg/m <sup>3</sup> )	PV (Kg/m <sup>3</sup> )	PV/C %	E/C	E/C+F	SP (%)	Aff* (cm)
<b>BSCR</b>	350	1480	180	0	0	0,6	0,39	21	9
<b>BSCV1</b>	350	1480	90	90	25	0.62	0,4	2.2	8
<b>BSCV2</b>	350	1480	110	70	20	0.62	0,4	2.2	8

Aff\* : Affaissement

On remarque au **Tableau III.10**, que l'ajout de (PV) influence la maniabilité du béton de sable. Une diminution de l'affaissement est alors constatée en fonction de la teneur de PV. En effet, lors du malaxage le besoin en eau augmente. La PV ou bien la FS ont une demande en eau et en superplastifiant plus importante qu'une addition inerte du type filler calcaire (**Boucetta, 2014**).

Les essais de résistance à la compression, présentés sur la **Figure III.11**, ont été effectués sur des cubes (10x10x10) cm, après une cure de 7, 28 et 120 jours.



**Figure III.11** : Effet de la poudre de verre sur la résistance à la compression en fonction du temps

D'après les courbes tracées sur la **Figure (III.11)**, on constate une évolution de la résistance à la compression en fonction du dosage en PV et en fonction du temps de cure. L'incorporation de la poudre de verre entraîne une amélioration des résistances mécaniques, les meilleures valeurs obtenues avec la composition BSCV1. On a noté une augmentation significative de la résistance à la compression, à l'âge de 28 jours, de 16,6 % et 27,7% par rapport au BSCR avec les teneurs respectivement de 20% PV pour (BSCV2) et 25% PV pour (BSCV1). Comme on remarque, à l'âge de 120 jours, une légère différence, des résistances inférieures à 1MPa entre les deux teneurs. Ces résistances sont toujours plus élevées que celles du béton de référence BSCR. D'ailleurs, on constate une différence importante de 23,4% pour BSV1 et de 24,7 pour BSCV2. En effet, cette augmentation de résistance est rendue à l'effet pozzolanique du verre. En fait, plus la pouzzolane est fine et vitreuse, plus sa réaction avec la chaux est rapide ((Aïtcin, 2001) cité par zidol, 2014).

Notre choix retenu la composition (BSCV1) avec 50% de remplacement de calcaire. Ce choix est dû à sa résistance élevée. Cette composition sera désignée par **BSVR**.

### III.4.3.3 Béton de sable de dune

Vu l'abondance des sable de dunes dans le sud Algérien et spécialement notre région, on a pensé à l'exploiter dans la formulation du béton de sable va être utilisée comme béton de réparation.

La composition du béton de sable de dune est déterminée après plusieurs gâchés successives, suivant la même démarche de formulation du béton de sable de carrière. A partir d'un choix fixe du dosage de ciment à  $350 \text{ kg/m}^3$ , la quantité de sable est évaluée par un coefficient de compacité ( $\gamma$ ) du mélange. Dans ce cas le coefficient de compacité est pris à 0,750 (consistance molle avec piquage).

Le rapport E/C est pris à 0,7, correspondant à la quantité d'eau suffisante de l'hydratation du ciment et permettant le mouillage préalable du mélange avec une consistance molle. La composition de base (BSD) est présentée au **Tableau III.11**

**Tableau III.11** : Composition du béton de sable de dune (BSD)

Ciment Kg/m <sup>3</sup>	Sable Kg/m <sup>3</sup>	E/C
350	1656	0,7

Plusieurs gâchés ont été effectués pour l'obtention d'une composition optimale qui sera appliquée pour la réparation. D'abord, on a incorporé le filler calcaire à différentes teneurs, jusqu'à l'obtention de la compacité estimée du mélange. L'ouvrabilité du mélange a été déterminée à l'aide du cône d'Abrams. L'ouvrabilité du mélange a été déterminé à l'aide du cône d'Abrams. En visant la compacité et l'ouvrabilité ; il a été constaté que l'ouvrabilité du béton de sable dépendait du dosage en filler. L'augmentation de la teneur en filler fait diminuer l'ouvrabilité, jusqu'à obtenir l'optimum qui présente la compacité du mélange. Cet optimum étant obtenu avec un dosage de  $165 \text{ Kg/m}^3$ . Par ailleurs, il existe une concentration optimale de filler pour chaque type de sable. En effet, avant que les vides ne soient entièrement remplis, les grains de sable circulent difficilement et le faible pourcentage de filler ne fait que contraindre leur mouvement. Une fois que les vides sont complètement remplis, l'augmentation de la concentration de filler contribue à l'amélioration de la maniabilité du béton en facilitant le mouvement du grain de sable (**Bédérina, 2005**).

Ensuite et afin de minimiser le dosage en eau on a incorporé un (SP) à différentes teneurs. Deux paramètres étaient visés : la plasticité et la résistance à la compression à 28 jours.

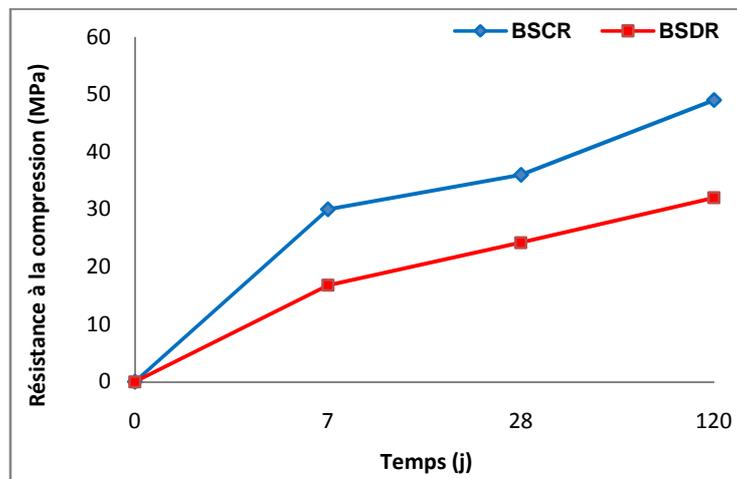
Enfin, après la détermination du dosage du (SP) et le rapport E/C, on a abouti à la composition optimale estimée indiquée au **Tableau III.12** par la désignation **BSDR**.

**Tableau III.12** Composition de béton de sable de dune

Composition	Sable (Kg/m <sup>3</sup> )	Ciment (Kg/m <sup>3</sup> )	Cl (Kg/m <sup>3</sup> )	E /C	E/C+F	SP* (%)	Aff* (cm)
<b>BSDR</b>	1491	350	165	0.57	0.39	2.2	9

Aff\* : Affaissement

D'après la **Figure III.12**, on remarque que le béton de sable dunaire a présenté une évolution de résistance en fonction du temps, cette évolution est importante à l'âge de 7 jours. D'où on constate l'effet du filler calcaire qui influence l'hydratation du ciment, notamment la résistance mécanique (**Diederich, 2010**). Par ailleurs, le béton de carrière présente des résistances importantes par rapport au béton de sable dunaire, on note une différence de 46% à l'âge de 7 jours, qui peut diminuer jusqu'à 33% à 28 jours. En général, la résistance à la compression des bétons est influencée par la forme et la nature du sable, ce qui a été constaté par **Belhaj (2014)**. La forme angulaire du sable de calcaire concassé donne un béton plus résistant à la propagation de fissures que la forme arrondie des sables dunaires.



**Figure III.12** : L'effet du type de sable sur l'évolution de la résistance à la compression

BSDR a présenté une faible résistance à la compression de 24 MPa à 28 jours, inférieure à celle du BO (béton de support). Cette classe de résistance est incluse dans la catégorie des matériaux cimentaires de réparation recommandé par **Mailvaganam (2003)**. De plus, elle appartient aux classes d'exposition R1 et R2, donnée par la norme **NF EN 1504-3(2004)**. Alors, il a été décidé de l'adapter à la réparation comme rechargement mince (réparation non structurelle), afin de tester sa capacité d'adhérence et évaluer sa compatibilité déformationnelle avec les supports en béton ordinaire.

### III.5. Béton de sable de réparation

Finalement, on a pu choisir quatre compositions de béton de sable pour la réparation. Un béton à base de sable concassé, deux autres avec substitution partielle du filler calcaire par la fumée de silice ou la poudre de verre, et le quatrième à base de sable de dune. Le **Tableau III.13** récapitule les compositions des différents bétons de sable qui seront désignés à la réparation.

L'abréviation suivante est utilisée pour définir ces bétons :

- Béton de sable de carrière à base de filler calcaire : **BSCR**
- Béton de sable de carrière à base de filler calcaire et de la fumée de silice : **BSFR**.
- Béton de sable de carrière à base de filler calcaire et de la poudre de verre : **BSVR**
- Béton de sable de dune à base de filler calcaire : **BSDR**

**Tableau III.13** : Composition des quatre bétons de sable de réparation

Composants (Kg/m <sup>3</sup> )	BSCR	BSFR	BSVR	BSDR
Ciment	350	350	350	350
Sable	1480	1480	1480	1491
CL	180	162,5	90	165
FS	-	17,5	-	-
PV	-	-	90	-
E/C	0,6	0,6	0,62	0,57
E/C+F	0,39	0,39	0,4	0,38
Sup (%)	2	2	2,2	2,2

### III.6. Caractérisation des bétons étudiés

Des essais de caractérisation ont été appliqués sur les bétons de sable de réparation ainsi que le béton des supports. Ces essais permettent une meilleure compréhension des phénomènes observés lors des essais d'adhérence ou de compatibilité sur le système de réparation (Rechargement/ substrat). Ils représentent la caractérisation physique, dont la porosité accessible à l'eau (porosité ouverte) et le retrait sont estimés. De plus, une

caractérisation mécanique paraît indispensable, comme le module d'élasticité, la résistance à la traction par fendage (l'essai Brésilien) et la flexion trois points. Ces essais ont été effectués à 28 et 120 jours, tous les résultats présentés sont la moyenne de trois mesures.

### III.6.1 Caractérisation mécanique

#### III.6.1.1 Résistance à la compression

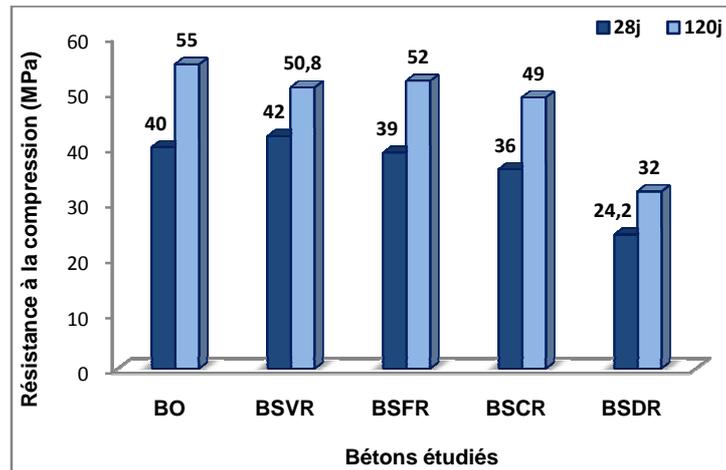
Comme il était mentionné précédemment, l'essai de résistance à la compression est réalisé sur des cubes de (10x10x10) cm, conformément à la norme **NF EN 12390-3 (2003)**.

D'après les résultats illustrés sur la **Figure III.13**, on a constaté que tous les bétons de sable ont donné des résistances à la compression inférieures à celles du béton ordinaire. Ces résultats obtenus avec un écart remarquable de (2.5, 10 et 39.5)% à 28 jours et de (5.4, 16, et 41.8)% à 120 jours respectivement pour BSFR, BSCR et BSDR. Sauf le BSVR qui a présenté une résistance plus élevée que celle du BO, à l'âge de 28 jours, de l'ordre de 5%. On a remarqué aussi que le béton de sable de dune (BSDR) est celui qui a donné les plus faibles résistances. En outre, par rapport à ce dernier, des valeurs de résistances remarquables et importantes sont enregistrées pour les bétons de sable concassé (sans et avec filler actif). En effet, cela est dû à l'effet de la forme angulaire et de la nature calcaire du sable concassé, comme il a été constaté par **Belhaj (2014)**.

Par ailleurs, l'introduction des additions minérales au béton de sable concassé engendrent une amélioration de la résistance à la compression par effet de remplissage, par effet de surface et par effet chimique ou pouzzolanique lorsqu'elles sont réactives. Le BSFR a présenté la meilleure résistance à l'âge de 120 jours, qui peut être expliquée par l'effet pouzzolanique de la fumée silice, ainsi que l'effet de remplissage du filler calcaire. Cependant, la réaction pouzzolanique des ajouts favorise à long terme la densification de la matrice par la production de C-S-H supplémentaire permettant la réduction de la porosité et de même l'amélioration de la résistance à la compression.

Conformément à la norme **NF EN 1504-3 (2004)**, les produits destinés à la réparation structurale et non-structurale sont divisés en quatre classes, selon leur résistance en compression 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. Certaines caractéristiques sont obligatoires pour toutes les applications, alors que d'autres sont facultatives. De toute façon, on va tester les quatre bétons de sable, qui peuvent être destinés à la réparation structurale et non-structurale, dont leurs classes de résistance sont différentes (R2 et R3), (voir **Tableau I.3**).



**Figure III.13** Résistance à la compression des bétons étudiés à 28 et 120 jours

### III.6.1.2 Résistance à la traction par flexion trois points

La résistance mécanique à la traction par flexion trois points est déterminée d'après la norme **NF EN 12390-5 (2000)** sur des éprouvettes prismatiques  $10 \times 10 \times 40 \text{ cm}^3$ . Les résultats de la résistance à la flexion sont obtenus aux échéances 28 et 120 jours. Chaque valeur de résistance est la moyenne de trois essais par échéance et par matériau.

La résistance à la flexion est calculée au moyen de l'équation suivante :

$$R_t = \frac{3}{2} \times \frac{FL}{bd^2} \text{ (MPa)}$$

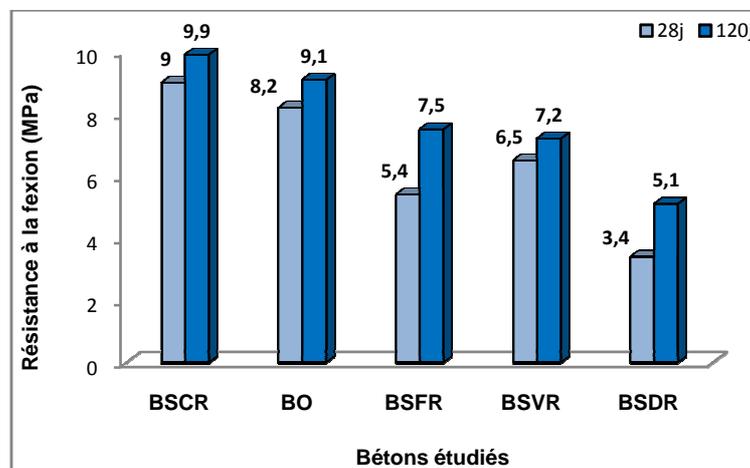
F : la charge maximale appliquée, en newtons.

b, d : sont les dimensions latérales de l'éprouvette en millimètres

L: est l'écartement entre les rouleaux d'appui, en millimètres.

Les résultats de résistance à la flexion des bétons étudiés sont présentés par l'histogramme sur la **Figure III.14**. Les résistances obtenues des différents bétons montrent des variations, d'un matériau à un autre. D'où on a remarqué la meilleure résistance à la flexion est donnée

par BSCR, de l'ordre de 9 et 9,9 MPa respectivement à 28 et 120 jours due à l'effet bénéfique des granulats concassés. De plus, ces valeurs dépassent celles du BO, avec une différence de l'ordre de 9 et 8% respectivement, pour les deux âges 28 et 120 jours. Cependant, les autres bétons de sable ont montré des résistances inférieures à celles du BO. Les plus faibles résistances sont obtenues par BSDR, à cause de leur granulométrie fine. En effet, plus le diamètre maximal des grains est élevé et plus la résistance est meilleure. D'où un important écart est remarqué par rapport au BO de l'ordre de 58,5% à 28 jours, qui décroît à 120 jours pour atteindre 44%. Les bétons BSFR et BSVR qui ont présenté des résultats convergents, restent toujours inférieurs à ceux du BO avec un écart de (20.7 et 34)% à 28 jours et de (20.8 et 17.5)% à 120 jours respectivement.



**Figure III.14** Résistance à la traction par flexion des bétons étudiés à 28 et 120 jours

La résistance à la traction du béton peut être influencée par les défauts de discontinuité dans la pâte de ciment hydraté. En effet, les fissures dans les cristaux individuels qui sont associées aux vides, la fissuration causée par le retrait ou le défaut d'adhérence peuvent agir sur la résistance (Neville, 2000).

### III.6.1.3 Résistance à la traction par fendage

La résistance mécanique à la traction par fendage a été déterminée d'après la norme NF EN 12390-6 (2001) sur des éprouvettes cylindriques (diamètre: 16 cm, hauteur: 32 cm). Les résultats de la résistance au fendage sont obtenus aux échéances 28 et 120 jours. La vitesse du chargement est 0,05 MPa/s.

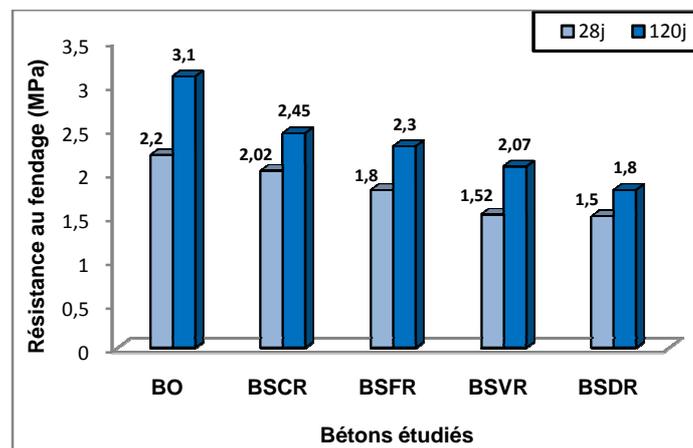
La résistance au fendage est calculée selon la formule suivante :

$$\sigma_{fe} = \frac{2F}{\pi A}$$

F : La force appliquée (N)

A : la surface de liaison (mm<sup>2</sup>)

La **Figure III.15** présente les valeurs de la résistance au fendage des différents bétons étudiés. L'analyse des résultats montre des résistances moins élevées que celles obtenues par la flexion, mais avec la même tendance. Notamment, la valeur de traction la plus élevée est obtenue par BSCR, suivi par BSFR et BSVR, d'où la plus faible est donnée par BSDR. On a remarqué que tous les bétons de sable étudiés ont présenté des résistances convergentes avec des valeurs inférieures à celles du béton de support (BO). A titre exemple, une différence est constatée entre BO et BSCR de l'ordre de 8,6% et 21% respectivement à 28 et 120 jours.



**Figure III.15** Résistance à la traction par fendage des bétons étudiés à 28 et 120 jours

Nous remarquons tout de même que le béton BSCR semble avoir une résistance en traction plus élevée que les autres bétons. Ce qui est constaté précédemment dans la flexion trois points.

#### II.6.1.4 Module d'élasticité

Cet essai consiste à déterminer le module d'élasticité ( $E_c$ ). Pour mesurer la déformation longitudinale et transversale, nous avons utilisé une cage extensométrique comme illustré sur la **Figure III-16**. Trois pointeaux de base de mesure de 160 mm sont attachés sur la surface latérale de l'éprouvette à 120°. La déformation longitudinale et transversale moyenne des éprouvettes sert à calculer le module élastique et le coefficient de Poisson.

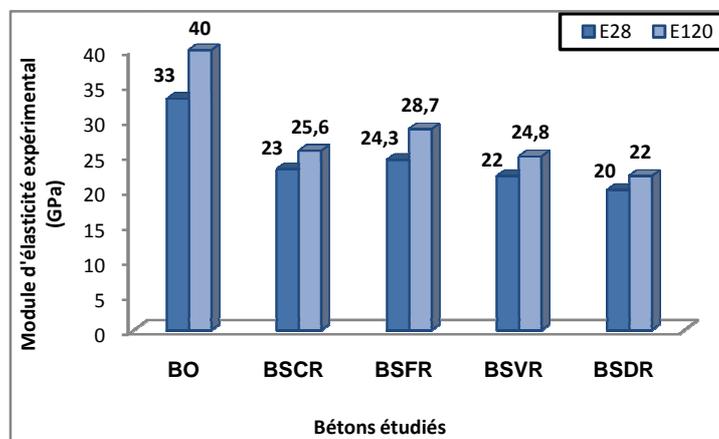
Nous ne sommes intéressés qu'à la détermination de la déformation longitudinale.



**Figure III.16** Mesure de déformabilité par la cage extensométrique

Les valeurs du module d'élasticité ont été déterminées à partir des courbes contraintes-déformation. Deux éprouvettes cylindriques 16x32 cm ont été testées pour chaque béton étudié aux échéanciers 28 et 120 jours. Les courbes contrainte-déformation ont été tracées pour chaque béton. Les valeurs de E ont été obtenues en déterminant la pente de la tangente de la courbe à l'origine.

D'après les résultats présentés par la **Figure III.17**, il semble que les bétons de sable de réparation ont un module d'élasticité plus faible que celui du béton du support. On remarque que BSFR a donné la rigidité la plus importante, qui demeure inférieure à celle du BO, d'un écart de 26,3% à 28 jours et de 31% à 120 jours. Ce résultat s'explique par l'effet bénéfique de la fumée de silice, qui rend la matrice cimentaire plus rigide et plus dense (**Laurence, 2001**).



**Figure III.17** Valeurs du module d'élasticité des bétons étudiés à 28 et 120 jours

On remarque aussi que la plus faible rigidité est enregistrée par BSDR. Une différence est notée par rapport au BO de 41% à 28 jours et de 47,5% à 120 jours. En effet, les granulats calcaires produits des zones de transition denses (interface entre l'agrégat et le ciment hydraté) (Neville, 2000), de façon à avoir une amélioration des résistances mécanique meilleurs à celles avec le sable de dune.

Conventionnellement, le module d'élasticité augmente lorsque la résistance à la compression augmente, ce qui n'est pas le cas pour nos bétons. On remarque que malgré sa résistance élevée, le BSVR a présenté des valeurs de rigidité inférieures à celles du BSCR et BSFR. D'après ce qui a été passé en revue (chap.I, §11.2), les bétons qui ont donné des résistances importantes à la compression, similaires à celles du BO ont présenté des modules d'élasticité inférieurs à ce dernier, ce qui a été aussi constaté par Molez (2003).

Alors pour confirmer les résultats expérimentaux du module d'élasticité, on a appliqué la formule théorique élaborée à partir des études faites dans le cadre du projet national français Sablocrete (Sablocrete, 1992). Le module peut être évalué en fonction de la résistance à la compression  $R_c$  au moyen de la formule suivante :

$$E_{ij} = 8100 (R_c)^{1/3} \text{ (MPa)}$$

Sur le **Tableau III.14** on reporte les valeurs calculées par la formule théorique avancée. Ces valeurs sont assez proches des valeurs déterminées au laboratoire à l'aide de l'extensomètre. On a remarqué la même tendance que celle des résultats expérimentaux. L'écart entre les valeurs théoriques et les valeurs expérimentales ne dépasse pas 4,3%, ce qui montre une bonne estimation des résultats du module d'élasticité.

**Tableau III.14** : Valeurs expérimentales et théoriques du module d'élasticité

Béton	$E_{28}$ (GPa)		Ecart type %	$E_{120}$ (GPa)		Ecart type %
	Expérimentale	Théorique		Expérimentale	Théorique	
<b>BO</b>	33	37,6	3,3	40	41,8	1,3
<b>BSCR</b>	23	26,7	2,6	25,6	29,6	2,8
<b>BSFR</b>	24,3	27,4	2,2	28,7	30,2	1,1
<b>BSVR</b>	22	28,1	4,3	24,8	30	3,7
<b>BSDR</b>	20	23,4	2,4	22	25,7	2,6

De toute façon, les modules d'élasticité trouvés avec les bétons de sable sont inférieurs à ceux du béton ordinaire. En effet, ces faibles valeurs ont la même tendance avec celles citées

dans la littérature et qui sont justifiés par l'absence de gros granulats qui apportent la rigidité supplémentaire aux bétons. Le module d'élasticité des bétons résulte du module de déformation des granulats et de leur fraction volumique qu'ils occupent au sein du matériau (Neville, 2000), c'est pourquoi les bétons de sable sont plus déformables. D'autre part, la forme angulaire des grains de sable concassé rend la propagation de la fissure plus difficile dans le béton (Belhdj, 2014), ce qui mène à une déformation favorable aux bétons de réparation.

Ces résultats sont en accord avec Benaissa (1993), qui a trouvé que les bétons de sable sont plus déformables, par rapport aux bétons classiques, ils sont corrélativement moins fissurables. La littérature nous a permis de constater que le module de Young est un paramètre important dans le contexte des réparations. Pour un même niveau de déformation de retrait libre, plus le matériau de réparation sera rigide et plus les contraintes de traction seront importantes, du fait de la plus grande restriction offerte aux déformations. Selon Emmons (1994), un module de déformation du béton de réparation inférieur ou égal à celui du support est souhaitable, pour une bonne compatibilité entre les deux matériaux. Donc, l'utilisation d'un matériau possédant une capacité de déformation améliorée est préférable dans la réparation, tout comme le cas de nos bétons de sable

## II.6.2 Caractérisation physique

### II.6.2.1 La porosité accessible à l'eau

La porosité est une propriété de transfert des mortiers de réparation, elle est considérée comme un indicateur important de durabilité. Vu son importance, l'évaluation de cette propriété est indispensable dans cette étude.

A cet effet, la procédure d'essai suivie a été appliquée selon la norme ASTM C642-06 (2006). Afin d'arriver à calculer la porosité accessible à l'eau, des pesées à l'air et dans l'eau étaient nécessaires selon ce qui suit :

L'essai a nécessité les quatre pesées suivantes :

- *Masse sèche par étuvage* : sécher l'éprouvette à une température entre (100 à 110) °C jusqu'à une masse constante, soit M1.

- **Masse saturée après immersion** : Immerger l'éprouvette dans l'eau à 21°C, après le séchage final, pendant 48 h au minimum. Sécher en surface en enlevant l'humidité de la surface avec une serviette et en déterminant la masse, soit M2.
- **Masse saturée après ébullition** : Placer l'éprouvette dans un récipient adapté, recouvert d'eau du robinet et faire bouillir pendant 5 h (**Figure III.18**). Laisser refroidir pendant au moins 14 h jusqu'à une température finale de 20 à 25 ° C. Essuyer la surface avec une serviette et déterminer la masse, soit M3.
- **Masse apparente immergée** : Suspender l'échantillon, après immersion et ébullition, par un fil et déterminer la masse apparente dans l'eau par une pesée hydrostatique (**Figure III.19**). Désigner cette masse apparente M4.

La porosité à l'eau (P) a été calculée en utilisant l'équation (1)

$$P\% = \frac{M_3 - M_1}{M_3 - M_4} * 100 \dots\dots\dots (1)$$

L'essai de porosité est effectué sur des éprouvettes cubiques de (10x10x10) cm<sup>3</sup>, après un murissement à l'eau de 28 jours.



**Figure III.18** Bain marie pour l'ébullition des éprouvettes



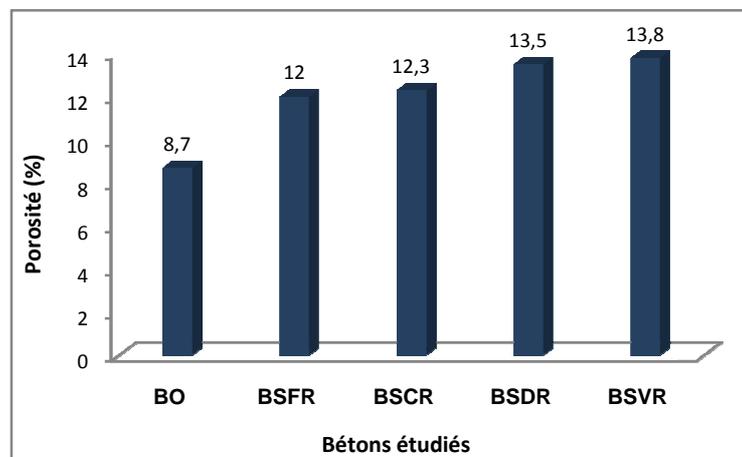
**Figure III.19** La pesée hydrostatique

Les résultats présentés sur la **Figure III.20** montrent les valeurs de la porosité ouverte de chaque béton étudié. On constate une porosité moyenne des bétons de sable, supérieure ou égale à 12%, contre une porosité plus faible du BO de l'ordre de 8,7 %. Cette différence est reliée au rapport E/C et à la composition de la matrice cimentaire. La porosité ouverte la plus

importante de 13,8% donnée par le béton BSVR est plus élevée que celle du BSCR de l'ordre de 12,3%. Ceci s'explique par le rapport E/C élevé de BSVR, soit 0,62.

En outre, la plus basse porosité est de l'ordre de 12% donnée par BSFR. Une légère différence de la porosité est remarquée entre BSCR et BSFR qui ont le même rapport E/C. Cette différence est de l'ordre de 0,3%, qu'on peut la considérer négligeable.

Notamment, il est à mentionner que la porosité est le résultat naturel de la quantité d'eau supplémentaire à celle nécessaire à l'hydratation des grains de ciment et au remplissage des vides éventuels présents dans les granulats (Zidol, 2014). En revanche, une porosité importante à la compression a été enregistrée à l'âge de 28 jours et qui est en corrélation avec la résistance obtenue. Ce résultat est en accord avec les résultats obtenus par (Boucetta, 2014). En effet, il a présenté la relation entre la porosité ouverte et la résistance en compression mesurées à 28 jours, il a constaté qu'un béton d'une résistance de 42 MPa, correspond à une porosité entre (14 et 15)%. Certains auteurs témoignent la tendance vers une légère augmentation de la porosité du béton avec l'incorporation des ajouts (Zidol, 2014).



**Figure III.20** Résultats de la porosité à l'eau

Une porosité du même ordre est remarquée pour les deux types de bétons (BSVR et BSDR). Malgré que ce dernier a enregistré la résistance à la compression la plus faible. D'où on constate l'influence de la granulométrie et la forme du sable (le sable concassé contre le sable de dune). Neville (2000) pense que l'effet des vides d'un diamètre inférieur à 20 nm semble négligeable, bien que, les pores ne sont pas tous de formes cylindrique ou sphérique. De ce fait, pour une porosité donnée, la diminution de la dimension des pores entraîne une augmentation de la résistance de la pâte de ciment. De toute façon, les résultats de porosité

obtenus pour les quatre bétons de sable sont considérés comme légèrement supérieurs, ce qui est d'un commun accord avec ceux obtenus par **Benaissa (1993)**. De plus, selon la classification des bétons, par classe de durabilité potentielle de **l'AFGC (2004)**, ces valeurs de porosité permettent une classe moyenne à nos bétons de sable.

### III.6.2.2 Mesure des retraits libres et des pertes en masse

Des éprouvettes (4x4x16) cm en béton de sable et (7x7x28) cm en béton ordinaire ont été fabriquées pour la mesure du retrait dans l'ambiance du laboratoire après le démoulage. Ces mesures ont été réalisées suivant la norme **NF P 15-433 (AFNOR, 1994)**. Les éprouvettes sont dotées à leurs extrémités de plots métalliques noyés dans le béton, afin de les placer verticalement dans un rétractomètre équipé d'un comparateur digital, qui permet le suivi de la variation de la longueur de l'échantillon (**Figure III.21.a**). Le résultat du retrait est la moyenne de mesure sur deux éprouvettes chaque jour pendant 120 jours. La variation du retrait est déterminée comme suit :

Soit :  $d\ell(t)$  : la valeur lue sur le comparateur au temps  $t$ .

$L$  : la longueur de base prise égale à 160 mm.

$\Delta\ell(t)$  :

L'éprouvette a une longueur au temps considéré :

$$\ell = L + d\ell(t).$$

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

$$\varepsilon(t) = \Delta\ell(t)/L$$

En particulier, l'essai de retrait permet d'évaluer le potentiel de contraction d'un béton pendant les premiers mois suivant sa fabrication. Dans cette partie expérimentale, deux mesures de retrait sont effectuées : le retrait total et le retrait endogène. Les mesures du retrait total sont accompagnées de la mesure de perte de masse. Les pertes de masse constatées correspondent à l'évaporation de l'eau libre. Les pesées sont réalisées à l'aide d'une balance pourvue d'une précision de 0,1% (**Figure III.21. b**). Le calcul est effectué en pourcentage par rapport à la masse initiale de l'éprouvette comme suit :

Soit :

$m_{int}$ : la masse initiale de l'éprouvette avant dessiccation,

$m_t$  : la masse mesurée à l'instant  $t$ .

La perte en masse est :

$$\Delta m (\%) = 100 \times (m_{\text{int}} - m_t) / m_{\text{int}}$$

Le retrait endogène est mesuré sur des éprouvettes sans échanges hydriques avec le milieu ambiant. Elles sont enveloppées dans des feuilles d'aluminium. D'autre part, les éprouvettes destinées à déterminer le retrait total sont conservées sans aucune protection. Le retrait de séchage est déduit du retrait total en considérant ce dernier comme une superposition du retrait endogène et de séchage.



a) mesure du retrait endogène



b) mesure de la perte en masse

**Figure III.21** mesure de retrait et de la perte en masse

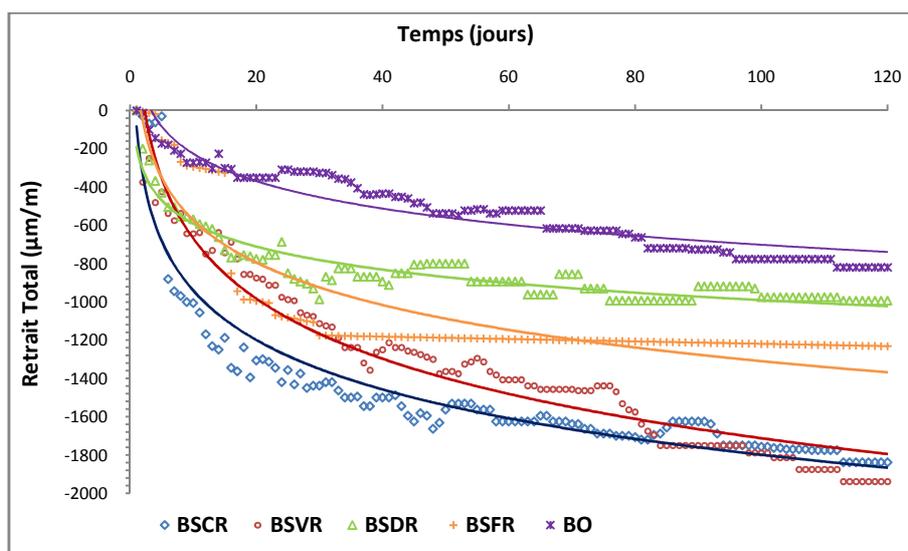
L'évolution moyenne du retrait total en fonction du temps des bétons étudiés est illustrée dans la **Figure (III.22)**. Les déformations sont négatives puisqu'il s'agit d'une contraction du béton. La première observation que nous pouvons faire est que BSVR est celui qui a développé les déformations de retrait les plus importantes, parmi l'ensemble des bétons. On remarque une cinétique variable entre gonflement et rétrécissement. Néanmoins, il faut noter que la déformation du retrait total a augmenté tout au long de l'essai pour atteindre une valeur de  $1930 \mu\text{m}/\text{m}$  après 120 jours. Par ailleurs, le BSCR vient en deuxième ordre après le BSVR, avec un potentiel de retrait important de l'ordre de  $1830 \mu\text{m}/\text{m}$ . On a constaté des variations dimensionnelles avec une cinétique rapide ; en conséquence, une amplitude est notée de  $880 \mu\text{m}/\text{m}$  est notée au septième jour. Toutefois, une cinétique moins rapide continue avec des déformations variables entre gonflement et retrait, qui commence à se stabiliser après le quatre vingt dixième (90) jour.

D'autre part, le BO a présenté les déformations de retrait les moins importantes, qui ont été variables, pendant toute la période d'essai, jusqu'à l'âge de 120 jours, où on a enregistré une

amplitude de  $650\mu\text{m}/\text{m}$ . Il s'agit du matériau qui possède la quantité du liant la moins importante et le volume de pâte le plus faible (**Laurence, 2001**).

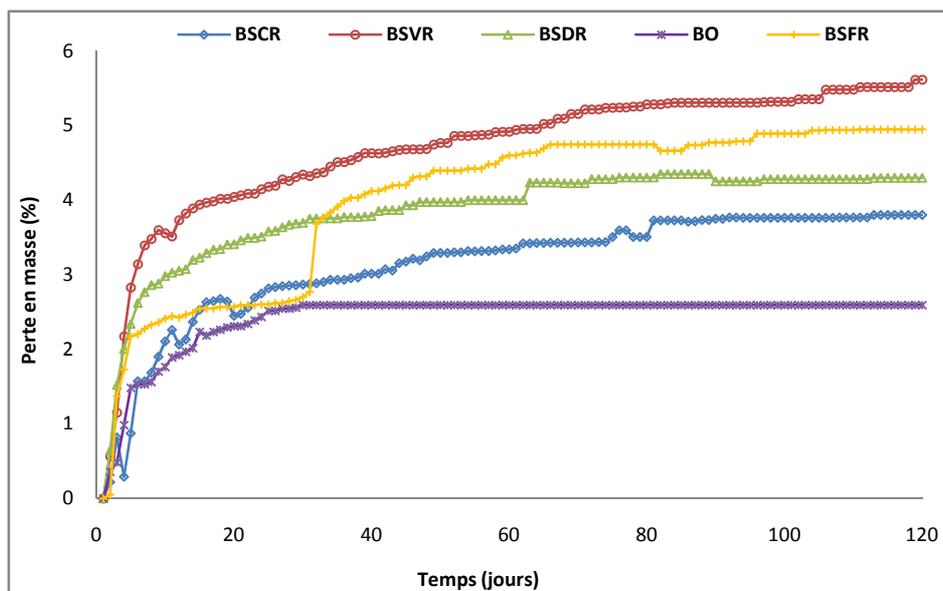
Les deux bétons BSFR et BSDR affichent des comportements différents. Ils ont développé des déformations nettement plus faibles que celles mesurées sur le béton BSVR et BSCR. Le BSDR a manifesté des pics de gonflements à différents temps. Cependant, les déformations de retrait commencent à se stabiliser au centième jour, pour présenter à la fin d'essai, une valeur faible de  $990\mu\text{m}/\text{m}$  par rapports aux autres bétons de sable. Or, BSFR avec un développement de retrait rapide a pris environ trente jours pour se stabiliser ; il affiche une valeur importante de l'ordre  $1230\mu\text{m}/\text{m}$  à 120 jours. On constate que les déformations du retrait de BSFR sont plus élevées que celles de BSDR, et ce, en raison de la quantité élevée du liant (ciment+ FS), ainsi que le volume important de la pâte. Comme, on peut rendre ces variations dimensionnelles différentes entre les quatre bétons de sable à l'effet négatif de l'augmentation du dosage en eau sur le retrait. En effet, les bétons avec rapport E/C élevé ont présenté des amplitudes de retrait plus importantes que celles avec un rapport E/C bas.

Après tout, Les déformations du retrait total des bétons de sable sont deux à trois fois plus importantes que celle du BO, ce constat est en concordance avec celui de **Benaissa (1993)**. Notamment, BSVR et BSCR ont présenté des amplitudes élevées, trois fois plus que celle du BO ainsi que BSFR qui a développé des amplitudes deux fois de plus. A l'exception du BSD qui a présenté un retrait moins supérieur à celui du BO.



**Figure III.22** Evolution du retrait total des bétons étudiés

Par ailleurs, la variation de masse au cours de ces mesures est reportée sur la **Figure III.23**. On peut observer que le béton perdant le peu de masse est le BO (2,6 % après 120 jours), c'est celui qui a présenté le moins de retrait. Nous remarquons une perte plus importante de l'ordre de 5,6% pour BSVR, ce qui reflète sa variation dimensionnelle importante. Par contre, BSCR est le béton qui a présenté une amplitude importante de retrait total (avec BSVR) a perdu moins de masse de l'ordre de 3,8% pendant 120 jours. En outre, BSFR qui a développé un potentiel de retrait inférieur à celui de BSDR a présenté une perte importante de 4,59% qui converge vers celle du BSVR. De plus, BSDR affiche une perte inférieure de 4,3%. Il apparaît que ce ne sont pas les bétons montrant les déformations les plus importantes qui ont les pertes de masse les plus fortes. Selon **Neville (2000)**, le changement de volume d'un béton en cours de séchage n'est plus égal au volume d'eau évaporée.



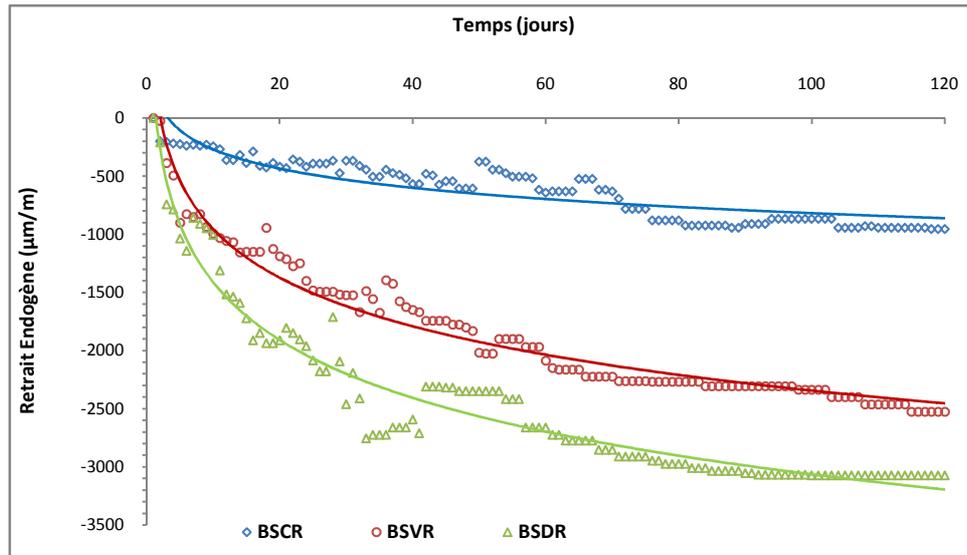
**Figure III.23** Evolution de la perte en masse des bétons étudiés

Notamment, le retrait est un phénomène hydrique complexe, il est largement admis qu'une partie prépondérante du retrait est liée à des échanges d'eau avec l'extérieur. Pour mieux comprendre le comportement hydrique des bétons de sable, on a mesuré le retrait endogène et on a déduit le retrait de séchage du retrait total.

### a. Le retrait endogène

Les résultats présentés sur la **Figure III.24** montrent que les trois bétons de sable ont des comportements différents en retrait endogène, aussi bien en amplitude qu'en cinétique des déformations mesurées. Le béton qui a développé les déformations d'endogène les plus élevées est le BSDR. La vitesse du développement des variations dimensionnelles a été très importante pendant 30 jours. Après cette période, la cinétique de déformation a commencé à ralentir et se stabiliser, afin d'afficher à 120 jours une amplitude élevée de  $3000\mu\text{m/m}$ . Cette cinétique est semblable à celle des mortiers qui possèdent un volume de pâte important (**Laurence, 2001**). Le BSDR a un rapport E/C+F très faible de 0,38. Etant donné qu'une grande quantité des fines a besoin de s'hydrater, un pourcentage important des grains restent anhydres, ce qui donne naissance au retrait endogène. De plus, BSVR a développé un retrait endogène moins élevée de  $2500\mu\text{m/m}$ , avec une cinétique variable. Ce résultat peut être relié à la composition de ce béton avec un rapport E/C+F = 0,4. Or, le BSCR a présenté un développement du retrait endogène modéré de  $950\mu\text{m/m}$  avec une cinétique continue et moins variable. On note, que c'est le béton qui a présenté le moins retrait endogène par rapport aux deux autres bétons de sable.

Ces variations dimensionnelles instables peuvent être expliquées par le fait que le retrait endogène est la conséquence de la contraction Le Chatelier. En effet, cette contraction continue avec l'hydratation des grains anhydres et ralentit quand la diffusion de l'eau devient plus difficile de par la densification croissante de la pâte due à la formation continue des C-S-H (**Zreiki, 2009**). Quand l'eau capillaire est consommée, l'humidité interne diminue, ce qui produit une tension interne de la pâte inversement proportionnelle au diamètre des capillaires. Plus le diamètre des pores est petit, plus les tensions capillaires sont importantes (**Laurence, 2001**).



**Figure III.24** Evolution du retrait endogène des bétons étudiés

C'est le cas de nos bétons de sable, qui possèdent une porométrie fine (**Benaïssa, 1993**). D'autre part, la présence des fines contribue au développement du retrait endogène, comme les fillers (CL ou CL+PV) qui réagissent chimiquement avec le ciment et par conséquent exigent un besoin supplémentaire d'eau. Notamment, c'est le cas correspondant au BSVR avec deux types de filler de deux finesses différentes.

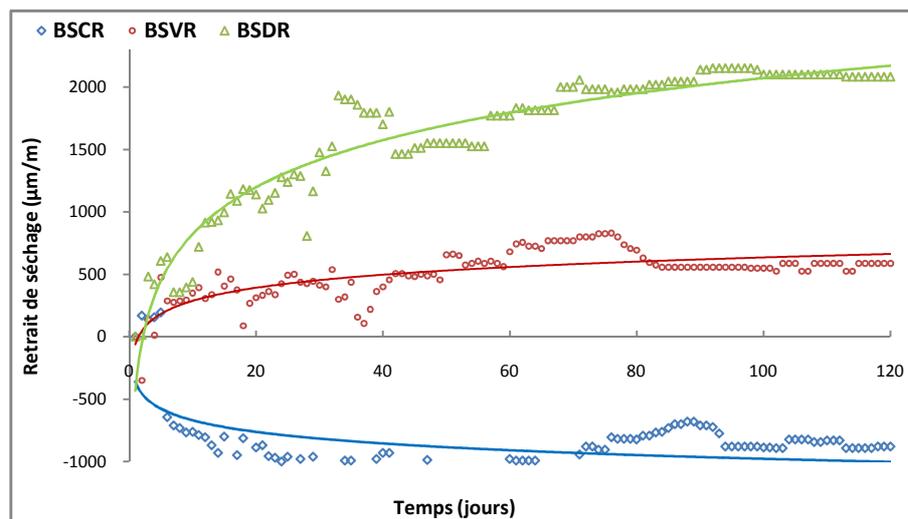
### b. Le retrait de séchage

Le retrait de séchage est dû au mouvement de l'eau qui se trouve dans les pores du béton vers le milieu extérieur lors de son séchage. Ce retrait dépend des conditions ambiantes dans lesquelles se trouve le béton.

L'évolution du retrait de séchage en fonction du temps présenté sur la **Figure III.25** a été obtenue en déduisant le retrait endogène du retrait total. On remarque que, le développement des déformations de séchage entre les trois bétons de sable est différent. En particulier, BSVR qui a manifesté la moindre amplitude du retrait de séchage, de  $580\mu\text{m/m}$  après 120 jours. D'après certains auteurs, le retrait d'une pâte de ciment hydraté est directement proportionnel au rapport E/C lorsque celui-ci reste compris entre 0,2 et 0,6 (**Brooks, 1989** cité par **Neville, 2000**). Pour des rapports E/C plus élevés, l'eau additionnelle disparaît au séchage sans provoquer de retrait, ce qui explique le résultat du BSVR. De plus, ce résultat confirme celui de **Shayan (2006)**, qui a constaté que le retrait de séchage diminue avec l'augmentation de la teneur en poudre de verre.

Cependant, on remarque que BSVR a présenté un retrait de séchage plus faible par rapport au retrait endogène qui est très élevé. Par ailleurs, c'est ce qui a été constaté aussi pour BSDR, qui a développé une déformation de retrait endogène supérieure à la déformation du retrait de séchage. Notamment, les variations dimensionnelles produites de séchage par BSDR sont importantes et atteignent  $2080\mu\text{m}/\text{m}$  à l'âge de quatre mois. On a remarqué une cinétique très variable allant jusqu'à 70 jours pour se stabiliser.

D'autre part, on a remarqué que BSCR a développé une cinétique élevée de séchage précoce, avec des déformations variables. Après un ralentissement, une stabilisation est remarquée, pour afficher une amplitude de retrait de séchage de  $880\mu\text{m}/\text{m}$  (en valeur absolue) à 120 jours. En fait, BSCR a présenté un retrait de séchage moins élevé convergeant au retrait endogène.



**Figure III.25** Evolution du retrait de séchage des bétons étudiés

Donc, nos bétons de sable ont développé des variations de retrait importantes, soit endogène ou de séchage. En effet, ce n'est pas négligeable, sachant que ce retrait sera empêché par le support. Donc ces variations doivent être prises en considération.

D'après **Benaissa (1993)**, les bétons de sable sont non fissurable. En particulier, une porosité de l'ordre de 13 % est à l'origine d'une cinétique de séchage rapide et uniforme des bétons de sable, par conséquent, l'absence de forts gradients hydriques entraîne de faibles contraintes de traction en peau. Par suite une faible densité de fissuration.

De toute façon, il faut prévoir une cure humide aux systèmes réparés, afin de minimiser l'amplitude des déformations de retrait et qui rejoint l'avis d'**Espeche (2011)**.

### III.6.3. Conclusion

Ce chapitre avait pour but l'identification des matériaux utilisés dans chaque béton étudié et la présentation de la formulation adaptée aux bétons de sable qui seront désignés à la réparation. De plus, pour mieux comprendre le comportement des réparations, une caractérisation des bétons a été nécessaire. Les essais mécaniques et physiques effectués dans ce chapitre ont permis de tirer les conclusions suivantes :

- Concernant la résistance à la compression, les valeurs obtenues pour les quatre bétons de sable (BSCR, BSVR, BSFR, BSDR) sont inférieures à celle du béton de support (BO), ce qui est souhaitable pour une bonne compatibilité entre le support et le rechargement (**Emmons, 1994**). De plus, ces résistances sont adaptées à la classification des matériaux de réparation cimentaires préconisés par **Mailvaganam (2003)**, et conforme à la norme **NF EN 1504-3 (2004)**. Ce classement de résistance, nous permet d'utiliser ces bétons dans les deux types de réparation (structurelle et non structurelle).
- Les résultats obtenus de la traction par flexion varient entre supérieurs et inférieurs par rapport au BO. Le béton BSCR a présenté la meilleure valeur de résistance de l'ordre de 9MPa. Cette valeur est contre 8,2MPa pour BO, ce qui est demandé pour une bonne compatibilité entre les deux matériaux (Rechargement/support). En revanche, les trois autres bétons de sable ont enregistré des résistances moins faibles par rapport au béton de support, ce qui pourrait avoir un effet négatif sur la durabilité des réparations.
- Les résistances mécaniques (en flexion et compression) du béton de sable calcaire sont meilleures que celles du béton de sable de dune, grâce à la nature et la forme angulaire des sables de carrières.
- Pour la résistance à la traction par fendage, la meilleure résistance a été donnée par BSCR de 2,02MPa qui s'approche à celle du BO de 2,1MPa. Au contraire, les trois autres bétons ont montré des résistances inférieures par rapport au BO.
- De faibles modules d'élasticité obtenus à 28 jours (20 à 24,3) GPa pour les quatre bétons de sable qui sont inférieurs à ceux du béton ordinaire. Ces résultats impliquent une déformabilité souhaitable dans le système de réparation et une réduction du potentiel de fissuration résultant des contractions de retrait restreint.

- Une porosité moyenne (12 à 13,8)% obtenue par les bétons de sable qui seront destinés à la réparation. En fait, selon le document scientifique et technique de l'**AFGC (2004)**, ces valeurs donnent à nos bétons une classe moyenne dans le classement de durabilité potentielle.
- Les bétons BSDR et BSVR ont développé des cinétiques de retrait rapides, avec des amplitudes importantes qui peuvent engendrer des fissures dans le système de réparation. Tant que les bétons de sable sont déformables et se caractérisent par un faible module d'élasticité, la possibilité de la fissuration est peu probable.
- Les granulats calcaires (filler et sable) contribuent à l'amélioration des résistances mécaniques du béton de sable, ainsi que leur élasticité due à leur forme angulaire des grains.
- L'ensemble des résultats montre que la propriété essentielle des bétons de sable est leur déformabilité (faible module d'élasticité), cette propriété leur donne avantage pour les utiliser comme matériaux de réparation. Cependant, cet avantage s'oppose à un inconvénient qui est le retrait important développé par ces bétons. En effet, nous voyons qu'on peut prévenir les conséquences de ce retrait par une cure humide aux systèmes réparés.

L'étude du comportement mécanique des réparations et la capacité d'adaptation de ces différents bétons de sable fait l'objet principal du chapitre suivant.

# CHAPITRE IV

## PRÉSENTATION DES RÉSULTATS ET DISCUSSION

## IV.1 Introduction

Ce chapitre présente les résultats des différentes expériences qui ont été appliquées pour évaluer la capacité d'adaptation de chaque béton de sable comme rechargement mince adhérent dans la réparation.

Afin d'évaluer la force de liaison entre le rechargement et le substrat, nous nous sommes concentrés tout d'abord, sur le comportement des éprouvettes composites soumises aux différentes sollicitations: la flexion, la traction et la compression. Par ailleurs, 174 composites ont été testé sous trois différent types d'essais, dont: la flexion trois points, la traction par fendage et le cisaillement par compression. L'adhérence mécanique du rechargement au support dépend fortement de l'état superficiel de ce dernier (la rugosité). Par ailleurs, on a adapté deux niveaux de rugosité de surface lisse (LS) et rugueuse (RG). En outre, on a introduit de la perforation et du rainurage à chaque niveau de rugosité, pour avoir quatre autres textures de surfaces : (LSPR, LSRN) et (RGPR, RGRN).

Dans ce but, en premier lieu les éléments suivants ont été déterminés: la résistance de liaison, le mode de rupture et le type de liaison.

Dans un second lieu, la capacité déformationnelle a été estimée à partir de l'analyse du comportement mécanique de douze (12) éprouvettes composites cylindriques. En outre, l'évaluation de la compatibilité déformationnelle a été présentée entre les deux bétons en contact, de façon à suivre les variations dimensionnelles longitudinales, du couple support-rechargement sous un chargement de compression uniaxiale et faire une comparaison des deux comportements en parallèle.

## IV.2 Liaison et adhérence mécanique

L'objectif de cette partie d'étude, c'est l'évaluation de la résistance de liaison entre deux couches de bétons (rechargements et substrat). Les éprouvettes composites sont soumises à deux types de contraintes : la traction et le cisaillement. Quant à la traction, elle est évaluée à partir de deux essais : la flexion trois points et le fendage, (Voir chap. II, §3.1). Le cisaillement oblique a été évalué à partir de l'essai de compression (Voir chap. II, §3.2). En effet, la résistance de liaison dépend considérablement de la méthode d'essai d'adhérence

suivie (**El Bakry, 2016**). En outre, chaque essai est influencé par les dimensions de l'éprouvette, la charge d'application, et l'orientation de l'interface (**Santos, 2009**).

Les essais d'adhérence sont appliqués après 120 jours du mûrissement des composites (Rechargement/Substrat). Un examen visuel a été nécessaire pour toutes les éprouvettes composites avant l'application des essais, afin de s'assurer qu'il n'y a pas de fissures à l'interface résultant du retrait restreint. Les résultats de la force de liaison considérée sont la moyenne de trois à quatre éprouvettes par essai. Un écart type (ECT) qui correspond à la mesure de la dispersion des valeurs de force autour de la moyenne (la racine carrée de sa variance) a été calculé pour chaque cas d'essai. Par suite, le coefficient de variation (CV) exprimé en pourcentage est déterminé par le rapport de l'écart type (ECT) à la moyenne. Un diagnostic du mode de rupture des composites après la fin de chaque essai d'adhérence a été indispensable.

#### **IV.2.1 Résistance de liaison par flexion (flexion trois points)**

Sachant que, la tension est induite dans le béton par flexion de la structure en raison du chargement ou en raison des conditions environnementales. L'essai de flexion trois points a été appliqué dans le but de tester l'adhérence du rechargement dans le cas de réparation des dallages et tabliers des ponts. En outre, le béton de réparation a été placé dans la face inférieure (côté traction) comme il a été expliqué précédemment, (Voir chap. II, §3.1.1). Selon **Perez (2009)**, cette orientation indique le cas le plus critique pour l'apparition du décollement. En outre, dans notre étude cette position va être désignée par (Cas A). En effet, l'essai permet de mesurer la contrainte à la rupture des éprouvettes composites. Plus cette contrainte est élevée, plus l'interaction entre le rechargement et le support est forte. Pour chaque rechargement, on a quatre groupes de composites, sauf pour le rechargement BSFR, où on n'a que deux seulement.

##### **IV.2.1.1 Variance de la résistance de liaison par flexion**

###### **A. Composites BSCR/BO**

Les forces de liaison par flexion présentées au **Tableau IV.1** montrent la variance des valeurs obtenues pour chaque composite avec le rechargement BSCR. Les valeurs de résistance sont remarquées par un ECT inférieur à un, varie entre 0.18 et 0.52MPa, suivi

par un CV avec des valeurs entre 3.3% et 7.47 %. On constate une faible dispersion qui indique l'homogénéité des résultats dans la plupart des cas.

La meilleure valeur de la résistance moyenne de liaison est de l'ordre de 8.84MPa. Elle est obtenue par les composites aux substrats de surfaces (RG). En deuxième position, on trouve les composites aux substrats de surfaces lisses perforées (LSPR), avec la valeur de 7.8MPa.

**Tableau IV.1** Variance de la résistance de liaison par flexion des éprouvettes composites avec rechargement BSCR

Rugosité du Substrat	Composite	Force (Kgf)	Résistance moyenne de liaison (MPa)	ECT (MPa)	CV (%)
LS	BSCR1/BO	1250	5,62	0,42	7,47
	BSCR2/BO	1100			
	BSCR3/BO	1400			
RG	BSCR1/BO	2050	8,84	0,52	5,88
	BSCR2/BO	2050			
	BSCR3/BO	1800			
LSPR	BSCR1/BO	1800	7,8	0,42	5,38
	BSCR2/BO	1600			
	BSCR3/BO	1800			
LSRN	BSCR1/BO	1250	5,4	0,18	3,33
	BSCR2/BO	1200			
	BSCR3/BO	1150			

### B. Composites BSVR/BO

Nous remarquons d'après les résultats montrés au **Tableau IV.2**, que la variance entre les valeurs de la résistance de liaison obtenus par les composites avec rechargement BSVR est moins importante. On a trouvé un ECT inférieur à un, variant entre 0.18 et 0.56MPa. Néanmoins, un important CV de 12.3% résultant des composites de substrats LS a été remarqué. En revanche, un faible CV de 2.5% est constaté avec les composites aux substrats de surfaces RG ; d'où une faible dispersion qui montre une homogénéité des résultats. En outre, une valeur importante de la résistance moyenne de liaison a été obtenue par ce groupe, elle est de l'ordre de 7.2MPa. Mais, la résistance la plus élevée été donnée

par les composites aux surfaces des substrats LSRN, avec une valeur de 7.35MPa et un CV de 7.6%.

**Tableau IV.2** Variance de la résistance de liaison par flexion des éprouvettes composites avec rechargement BSVR

Rugosité du Substrat	Composite	Force (Kgf)	Résistance moyenne de liaison (MPa)	ECT (MPa)	CV (%)
LS	BSVR1/BO	950	4,8	0,59	12,3
	BSVR2/BO	1250			
	BSVR3/BO	1000			
RG	BSVR1/BO	1600	7,2	0,18	2,5
	BSVR2/BO	1550			
	BSVR3/BO	1650			
LSPR	BSVR1/BO	1350	5,54	0,59	10,65
	BSVR2/BO	1050			
	BSVR3/BO	1300			
LSRN	BSVR1/BO	1800	7,35	0,56	7,6
	BSVR2/BO	1600			
	BSVR3/BO	1500			

### C. Composites BSDR/BO

Les résultats présentés au **Tableau IV.3** montrent la variance des valeurs de résistance de liaison obtenues par les composites avec rechargement BSDR. De même, on peut remarquer un ECT inférieur à un, cet écart varie entre 0.18 et 0.43MPa. Par ailleurs, le CV le plus élevé est obtenu par les composites aux substrats LS, avec un pourcentage de 10.07%, suivi d'une valeur de 9.14% donnée par les composites aux substrats LSRN. Par contre, on a déterminé un CV moins élevé de 4.4% avec les composites aux substrats RG, ce qui reflète l'homogénéité des valeurs obtenues par ce groupe.

D'un autre côté, on remarque que les meilleures résistances de liaison ont été enregistrées par les composites avec substrat LSRN, suivi par celles avec substrat RG, respectivement avec les valeurs 4.73MPa et 4.05MPa.

**Tableau IV.3** Variance de la résistance de liaison par flexion des éprouvettes composites avec rechargement BSDR

Rugosité du Substrat	Composite	Force (Kgf)	Résistance moyenne de liaison (MPa)	ECT (MPa)	CV (%)
LS	BSDR1/BO	600	2,78	0,28	10,07
	BSDR2/BO	700			
	BSDR3/BO	550			
RG	BSDR1/BO	850	4,05	0,18	4,44
	BSDR2/BO	950			
	BSDR3/BO	900			
LSPR	BSDR1/BO	700	3,53	0,28	7,93
	BSDR2/BO	800			
	BSDR3/BO	850			
LSRN	BSDR1/BO	1150	4,73	0,43	9,14
	BSDR2/BO	1100			
	BSDR3/BO	900			

#### D. Composites BSFR/BO

Nous remarquons d'après les résultats montrés sur le **Tableau IV.4**, que la variance entre les valeurs de résistance de liaison obtenue avec les deux groupes des composites avec rechargement BSFR est moins importante. On a déterminé un ECT inférieur à un, de l'ordre de 0.18MPa pour les deux cas de rugosité de surface. Comme on a remarqué un faible CV avec les pourcentages 2.35% et 2.76 % respectivement pour les composites aux surfaces RG et celles aux surfaces LSPR. On constate une homogénéité des résultats. La meilleure résistance de liaison est donnée par les composites aux substrats RG avec une valeur de 7.65MPa.

**Tableau IV.4** Variance de la résistance de liaison par flexion des éprouvettes composites avec rechargement BSFR

Rugosité du Substrat	Composite	Force (Kgf)	Résistance moyenne de liaison (MPa)	ECT (MPa)	CV (%)
RG	BSFR1/BO	1750	7,65	0,18	2,35
	BSFR2/BO	1650			
	BSFR3/BO	1700			
LSPR	BSFR1/BO	1400	6,52	0,18	2,76
	BSFR2/BO	1450			
	BSFR3/BO	1500			

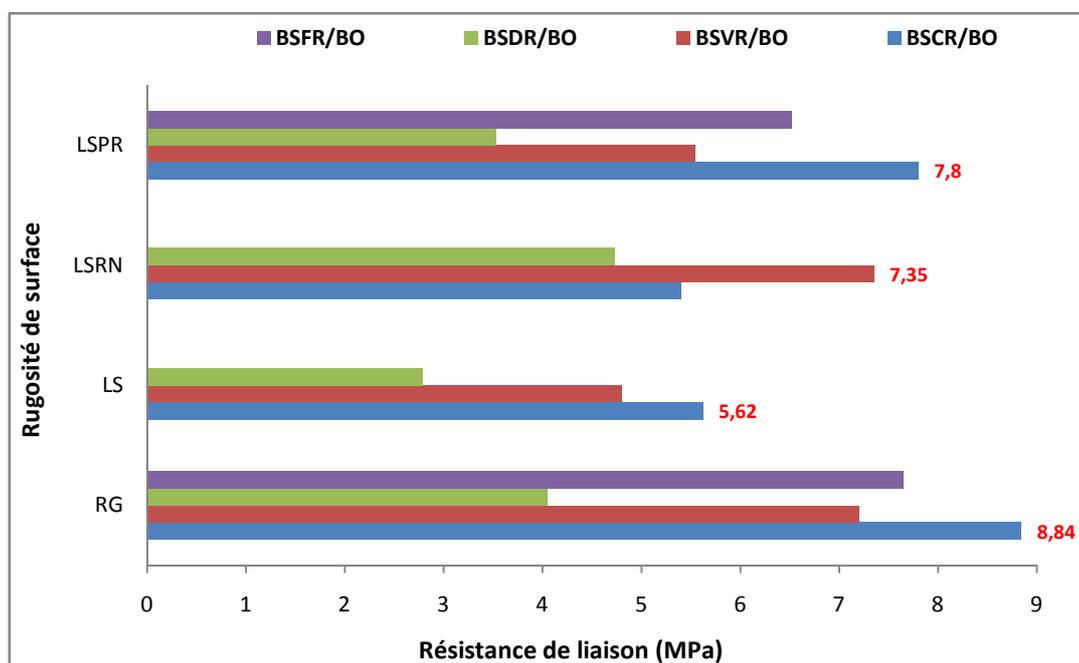
#### ❖ Récapitulation

On constate que les résultats obtenus avec tous les composites ont montré un écart type (ECT) faible, inférieur à un avec les quatre types de rechargement. En effet, plus ECT est petit, plus la dispersion des résultats est faible, ce qui signifie que la valeur de la résistance moyenne est représentative. D'un autre côté, la valeur la plus importante du coefficient de variation (CV) qui a été déterminée par le rapport d'ECT à la résistance moyenne de liaison est de 12.3%. Cette valeur est la mesure relative de dispersion des résultats autour de leur moyenne, où on la considère peu importante. Donc les résultats sont considérés comme homogènes.

#### IV.2.1.2 Effet de rugosité de surface sur la résistance de liaison par flexion

Selon l'histogramme présenté sur la **Figure IV.1**, on remarque l'effet de rugosité de surface sur la résistance de liaison par flexion. En outre, la meilleure résistance de 8.84MPa a été enregistrée par les composites BSFR/BO, celles aux substrats de rugosité de surface élevée (RG). En revanche, des résistances moins importantes ont été constatées par les composites aux substrats de faible rugosité (LS) ; où on a obtenu la valeur de 2.78MPa par les composites BSFR/BO. D'un autre côté, on a remarqué avec les surfaces, celles avec perforation (LSPR) ou avec rainurage (LSRN), une amélioration de la résistance d'adhérence. Quant aux composites BSFR/BO et BSFR/BO, celles aux surfaces LSRN, il a été noté des valeurs de résistance de liaison élevées par rapport aux composites avec surface de substrat LS, respectivement de 7.35MPa avec une amélioration de 53% et

4.73MPa avec une amélioration de 70%. De même, une amélioration de la résistance a été constaté par les composites avec surface de substrat LSPR par rapport à ceux avec surface de substrat LS. D'abord, on a noté 7.8MPa avec BSCR/BO, ce qui signifie une augmentation de résistance de l'ordre de 38.8%. Ensuite, on a remarqué une résistance peu importante de l'ordre de 3.5MPa par BSDR/BO, avec une amélioration de résistance de 27%. Enfin, les composites BSVR/BO ont donné une valeur de 5.5MPa avec une amélioration moins importante de 15.4%. Partant de ce fait, on constate l'effet de rugosité de surface des substrats sur la résistance de liaison par flexion.



**Figure IV.1** La résistance de liaison par flexion des différents composites en fonction de rugosité de surface des substrats

Il est remarqué que les meilleures valeurs de résistances ont été obtenues par les composites BSCR/BO, dans les trois cas de rugosité de surface (RG, LS, LSPR). En outre, ce résultat peut être rendu à la caractéristique individuelle de la résistance à la flexion du BSCR, qui est due à la contribution des sables de carrière dans l'amélioration des résistances mécaniques en particulier la flexion (**Belkacem, 2014**). D'autre part, dans le cas de rugosité LSRN, c'est les composites BSVR/BO qui ont présenté les meilleures valeurs de résistance. Cela peut être dû à la surface importante de contact (rainurage) entre les deux bétons. En effet, l'augmentation de la rugosité de surface augmente la surface de contact (**Julio, 2004 et Momayez, 2005**), ainsi la résistance de liaison. Comme on peut

attribuer ces résultats à la densification continue de la microstructure de la zone de transition dans l'interface, en raison de l'effet de remplissage du FC et des réactions pouzzolaniques à long terme de la PV, ce qui est en accord avec le constat de **Benyahia (2017)**.

#### IV.2.1.3 Modes de rupture des éprouvettes composites soumises à la flexion (Cas A)

Le mode de rupture résultant des éprouvettes composites dans cet essai d'adhérence (flexion trois points) a été monolithique. Par ailleurs, la réponse de toutes les éprouvettes est considérée semblable.

La rupture a commencé par une fissuration dans la face inférieure en traction (le rechargement) au milieu de l'éprouvette composite. Passant par l'interface, la fissure s'est propagée verticalement dans le même sens vers la face supérieure en compression (le substrat). Ainsi, l'éprouvette a été partagée en deux moitiés, sans décollement de l'interface substrat-rechargement, comme il est montré dans la **Figure IV.2**.



**Figure IV.2.** Mode de rupture des éprouvettes composites soumises à la flexion (Cas A)

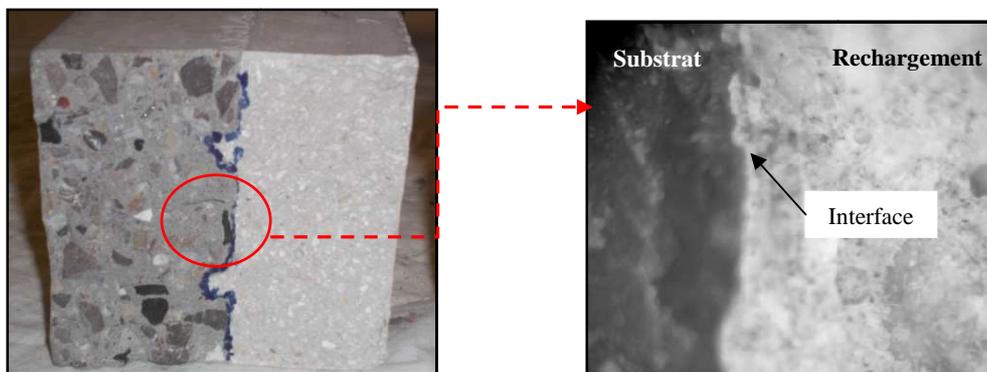
D'après **Courard (1998)**, si la rupture se produit le long de l'interface du matériau de réparation et du substrat, donc, il s'agit d'une rupture incompatible (d'adhésion). Par contre, si le béton de réparation (rechargement) et le béton de substrat sont compatibles, la rupture résultante est de cohésion considérée comme compatible.

Un mode de rupture unique a été constaté pour tout les composites (rupture de cohésion), quelque soit le type de rechargement ou le niveau de rugosité de surface des substrats. Ce mode de rupture est analogue à celui des éprouvettes monocouches. D'un autre côté, on a remarqué que les deux moitiés prismatiques résultant de l'essai de flexion ont présenté un état sain dans l'interface, sans décollement de la couche de rechargement

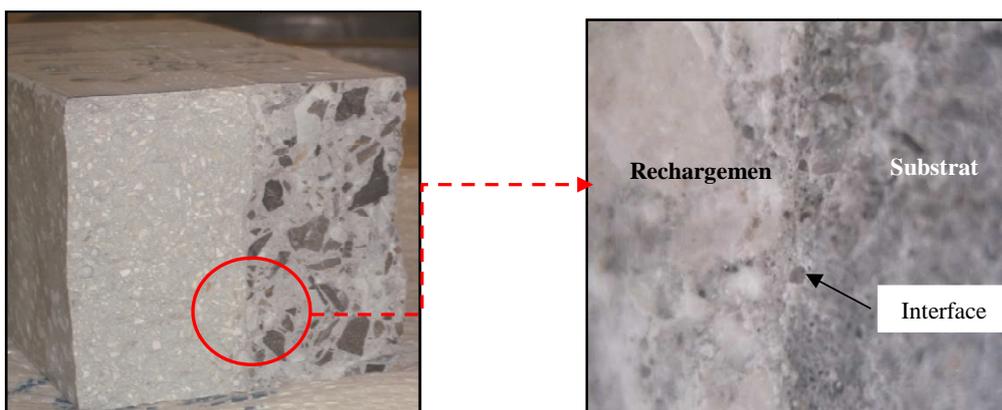
(Figure IV.3.a). En outre, des observations effectuées à l'aide d'un microscope optique (Magnit 24x MPB-2) ont montré une interface saine sans amorçage de fissuration, comme il est présenté sur les Figure (IV.3.b et c).



a) Les composites demi-prismatiques résultant d'essai



b) Observation mésoscopique de l'interface du composite (cas de surface LSPR)



c) Observation mésoscopique de l'interface du composite (cas de surface RG)

**Figure IV.3** Etat d'interface après la rupture des éprouvettes composites soumises à la flexion (Cas A).

Un décollement de la couche du recouvrement peut se produire, lorsque le traitement de surface est inadéquat. Il est à noter que le décollement n'a pas eu lieu, étant donné que la contrainte de traction du matériau de rechargement n'a pas dépassé la résistance à la traction de la liaison. De plus, il signifie que la surface des substrats a été adéquate. Ces résultats concordent avec ceux obtenus par **Perez (2009)**, sur des poutres composites (béton ordinaire- rechargement cimentaire).

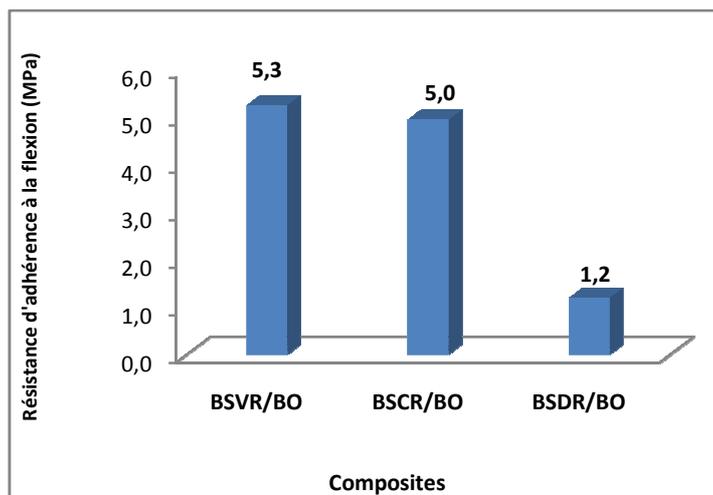
De même, **Tayeh (2013.c)** a appliqué l'essai de flexion trois points sur des composites prismatiques, afin d'évaluer la liaison entre le support en béton ordinaire et le rechargement en béton fibré à ultra haute performance (UHPFC). D'ailleurs, il a été observé une rupture monolithique au milieu des prismes, ce qui est en accord avec nos constats. Par ailleurs, **Pattnaik (2007)** a considéré ce mode de rupture comme compatible, lorsqu'il se produit au centre de l'éprouvette composite, c.à.d. la rupture atteint les deux matériaux ensemble.

#### **IV.2.1.4 Effet de l'orientation de l'interface sur la résistance de liaison à la flexion**

L'orientation de l'interface peut avoir un effet sur la résistance de liaison et sur le mode de rupture. A cet effet, on a changé l'orientation de l'interface, où on a appliqué la force parallèlement à la ligne d'interface des éprouvettes composites, avec une position côte à côte des deux bétons (rechargement et substrat) (Voir chap II, § 3.1.2), cette orientation est désignée par (Cas B). L'essai est appliqué pour les trois types de composites : BSCR/BO, BSVR/BO, BSDR/BO.

La **Figure IV.4** montre les valeurs de résistance à la flexion obtenue à partir de la nouvelle orientation de l'interface. On a remarqué des résistances peu importantes par les composites BSVR/BO et BSCR/BO à plus faibles par ceux de BSDR/BO. Ces valeurs sont faibles par rapport à celles obtenues dans le cas précédent (cas A), quelque soit le niveau de rugosité de surface des substrats. Effectivement, il a été constaté l'effet de rugosité de surface ainsi que l'orientation de l'interface sur la résistance de liaison, ce qui est en accord avec les résultats de **Julio (2004)** et **Momayez (2005)**.

D'un autre côté, on a constaté deux modes de rupture résultant dans cet essai de flexion (Cas B), soit de cohésion ou d'adhésion.



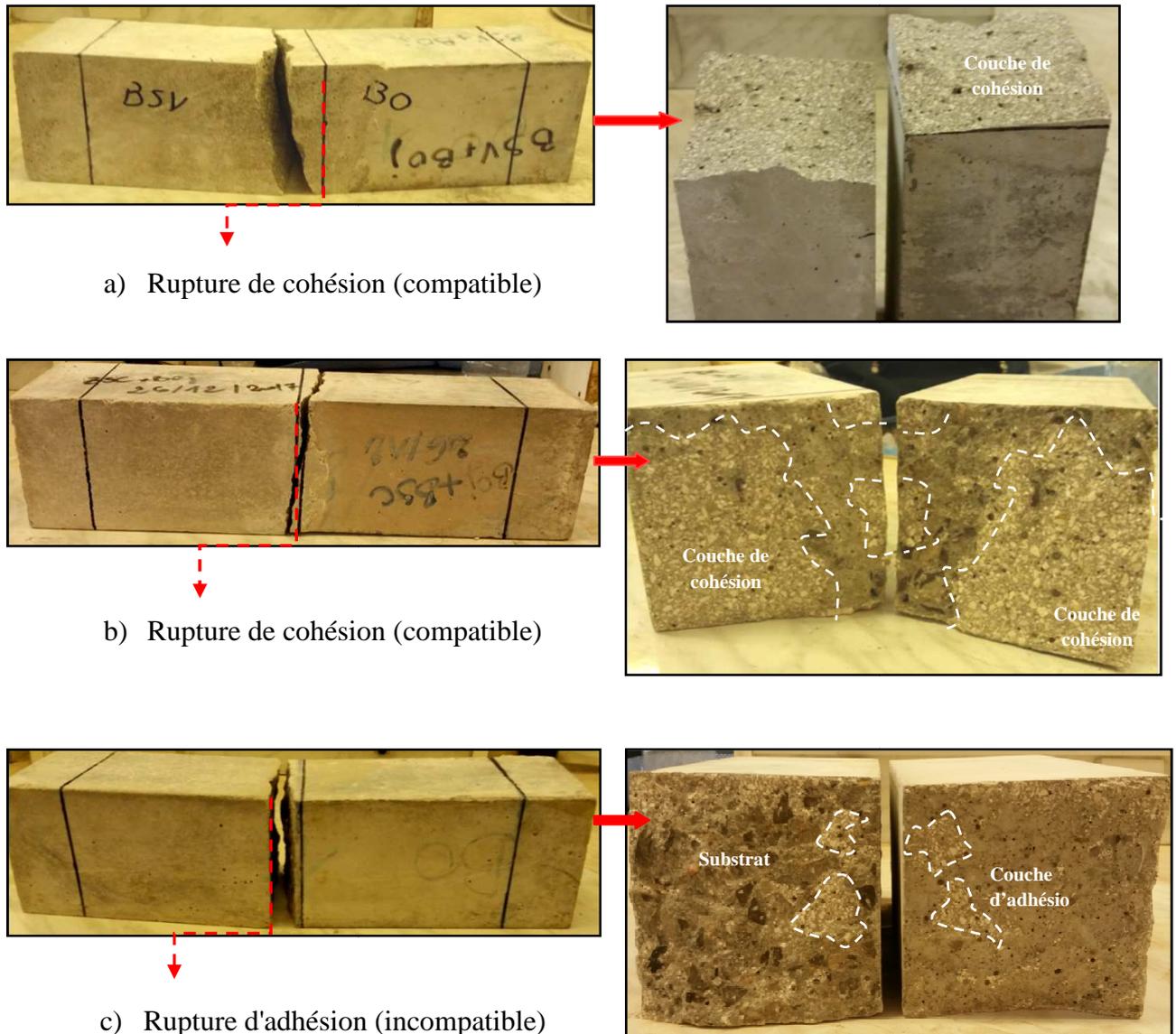
**Figure IV.4** Résistance de liaison à la flexion (Cas B)

En effet, une rupture adhésive: c'est la rupture qui a lieu à l'interface entre le rechargement et le substrat. En revanche, une rupture cohésive : c'est la rupture qui n'a pas lieu à l'interface entre les deux bétons, mais qui peut avoir lieu soit dans le rechargement, soit dans le substrat.

La **Figure IV.5** montre les modes de rupture produits par les trois types des composites. Il a été constaté des ruptures de cohésion considérés comme compatibles, soit avec les composites BSVR/BO ou avec ceux de BSCR/BO (**Figure IV.5** a et b). Ils ont présenté des valeurs de résistances considérables, de l'ordre de 5.3 et 5MPa, respectivement par rapport à celles des composites BSDR/BO avec 1.2MPa. Ces derniers ont produit une rupture d'adhésion (**Figure IV.5.c**) considérée comme incompatible. En d'autres termes, l'obtention d'une rupture cohésive par rapport à une rupture adhésive caractérise une bonne adhérence entre les deux parties du composite, qui indique que le point faible du système ne se situe pas à l'interface.

En outre, on peut rendre la rupture d'adhésion et les faibles résistances de liaison obtenues par les composites BSDR/BO, à leurs propriétés mécaniques et physiques, qui peuvent être de cause, comme la faible résistance individuelle à la flexion et le retrait important. Etant donné que le retrait est empêché par le substrat, donc, des contraintes de traction se développent dans le matériau de réparation, ce qui favorise la rupture d'adhésion et contribue à la séparation des deux matériaux. Bien que, le BSVR se caractérise par un retrait considérable, il a montré une compatibilité satisfaisante avec le substrat, qui peut

être rendu à sa résistance à la flexion et à la densification assurée par la PV dans la microstructure de la zone de transition à l'interface.



**Figure IV.5** Modes de rupture des éprouvettes composites soumises à la flexion (Cas B)

Par ailleurs, ces modes de rupture ont été observés par **Benyahiya (2018)**, sur des composites de mortier (mortier de pozzolane/ mortier de ciment). Ils ont été aussi remarqués par **Abadou (2018)** qui a étudié l'effet d'ajout du déchet céramiques sanitaires et faïences sur l'adhérence du mortier de réparation au substrat, ainsi que, l'état de contrainte dans la couche de rechargement

## IV.2.2 Résistance de liaison au fendage

L'essai de traction par fendage est un paramètre fortement représentatif pour estimer un échec de réparation à base de ciment. Cette méthode est plus valide que d'autres, elle présente des résultats plus cohérents (**Momayez (2004)** et **Espeche (2011)**). L'essai est appliqué dans le but d'évaluer la force de liaison entre les deux bétons des éprouvettes composites (le béton de sable et le béton ordinaire).

L'essai de fendage a été appliqué sur des composites cylindriques avec des substrats ayant trois textures de surface différentes, à savoir (RG), (RGPR) et (RGRN). De même, l'essai a été appliqué sur des composites cubiques avec des substrats de textures (RG) et (LSPR).

### IV.2.2.1 Variance de la résistance de liaison par fendage des composites cylindriques

#### A. Composites BSCR/BO

Les forces de liaison au fendage présentées au **Tableau IV.5** montrent la variance des valeurs obtenues par chaque composite avec le rechargement BSCR. La résistance moyenne de liaison est remarquable par un ECT inférieur à un, variant entre 0.1 et 0.28MPa, suivi par un CV avec des valeurs entre 5.2% et 11.4 %. Il a été constaté une dispersion peu importante des valeurs de résistance.

La meilleure valeur de la résistance moyenne de liaison a été de l'ordre de 2.7MPa. Elle a été obtenue par les composites avec surfaces de substrat (RGRN) ainsi qu'avec des surfaces (RGPR). En outre, on note des valeurs inférieures, de l'ordre de 1.7MPa, qui ont été présentées par les composites avec des substrats de rugosité élevée (RG).

**Tableau IV.5:** Variance de la résistance de liaison par fendage des composites cylindriques avec rechargement **BSCR**

Rugosité du Substrat	Composite	Force (KN)	Résistance moyenne de liaison (MPa)	ECT (MPa)	CV (%)
RG	BSCR1/BO	153,5	1,9	0,1	5,2
	BSCR 2/BO	151,7			
	BSCR 3/BO	154			
	BSCR 4/BO	137			
RGPR	BSCR1/BO	227,5	2,7	0,31	11,4
	BSCR 2/BO	243,6			
	BSCR 3/BO	204,2			
	BSCR 4/BO	179			
RGRN	BSCR1/BO	213	2,7	0,28	10,3
	BSCR 2/BO	232,8			
	BSCR 3/BO	232,9			
	BSCR 4/BO	180			

### B. Composites BSVR/BO

Les résultats présentés au **Tableau IV.6** montrent la variance des valeurs de résistance de liaison obtenues par les composites aux rechargements BSVR. D'où, on a remarqué un ECT inférieur à un, cet écart varie entre 0.11 et 0.77MPa. Par ailleurs, le CV le plus élevé est obtenu par les composites aux substrats RGPR, avec un pourcentage de 33.4%, suivi d'une faible valeur de 7.4% donnée par les composites aux substrats RGRN. En outre, on a eu le plus faible CV de 4.4% avec les composites aux substrats RG, ce qui a reflété l'homogénéité des valeurs obtenus par ce groupe.

D'un autre côté, on remarque que les meilleures résistances de liaison ont été enregistrées par les composites aux substrats RGRN, suivi par ceux aux substrats RGPR, respectivement avec les valeurs 2.7MPa et 2.3MPa

**Tableau IV.6** Variance de la résistance de liaison par fendage des composites cylindriques avec rechargement **BSVR**

Rugosité du Substrat	Composite	Force (KN)	Résistance moyenne de liaison (MPa)	ECT (MPa)	CV (%)
RG	BSVR1/BO	166,8	2,1	0,11	5,32
	BSVR2/BO	162,7			
	BSVR3/BO	186,9			
	BSVR4/BO	172,1			
RGPR	BSVR1/BO	123,6	2,3	0,77	33,4
	BSVR2/BO	277,1			
	BSVR3/BO	202,4			
	BSVR4/BO	125,5			
RGRN	BSVR1/BO	189	2,7	0,2	7,4
	BSVR2/BO	232,8			
	BSVR3/BO	233,9			
	BSVR4/BO	205,6			

### C. Composites BSDR/BO

Les valeurs des résistances de liaison moyennes obtenus par chaque composite avec le rechargement BSCR sont regroupés au le **Tableau IV.7**. Il a été remarqué un ECT constamment inférieur à un, inséré entre deux valeurs 0.08 et 0.18MPa. En outre, le CV minimal est déterminé par les composites avec des substrats de rugosité (RGPR). Or, les composites avec ceux de rugosité (RGRN) ont montré un CV plus élevé de l'ordre de 9.3%. Comme on a constaté un coefficient de variation (CV) le plus important dans cette catégorie, de 10.5%, donné par les composites aux substrats RG.

Par ailleurs, les meilleures résistances de liaison ont été obtenues par les composites aux substrats de rugosité RGRN, avec la valeur de 2.0MPa. D'un autre côté, des résistances approximatives ont été notées par les composites aux substrats (RGPR) et (RG), respectivement de l'ordre de 1.6 et 1.7MPa.

**Tableau IV.7** Variance de la résistance de liaison par fendage des composites cylindriques avec rechargement **BSDR**

Rugosité du Substrat	Composite	Force (KN)	Résistance moyenne de liaison (MPa)	ECT (MPa)	CV (%)
RG	BSDR1/BO	164,2	1,7	0,18	10,5
	BSDR2/BO	136,3			
	BSDR3/BO	124,4			
	BSDR4/BO	130			
RGPR	BSDR1/BO	127,7	1,6	0,08	5
	BSDR2/BO	138			
	BSDR3/BO	117,8			
	BSDR4/BO	121,2			
RGRN	BSDR1/BO	139,6	2,0	0,18	9,3
	BSDR2/BO	165,1			
	BSDR3/BO	164			
	BSDR4/BO	179,8			

#### D. Composites BSFR/BO

D'après les résultats montrés au **Tableau IV.8**, on remarque une variance moins importante entre les valeurs de résistance de liaison obtenues par les deux groupes des composites avec rechargement BSFR. Il a été déterminé deux valeurs de ECT inférieures à un, de l'ordre de : 0.18 et 0.6MPa avec les composites aux substrats RG et RGPR respectivement. Comme on a noté un CV égal 26 %, par les composites aux substrats de rugosité RGPR. D'où, une dispersion importante dans les résultats est constatée. En revanche, la meilleure résistance de liaison a été donnée par ces derniers, avec une valeur de 2.3MPa. Pour les composites aux substrats RG, on a obtenu un CV moins élevé de 10% et une résistance de liaison moyenne de 1.8MPa.

**Tableau IV.8:** Variance de la résistance de liaison par fendage des composites cylindriques avec rechargement **BSFR**

Rugosité du Substrat	Composite	Force (KN)	Résistance moyenne de liaison (MPa)	ECT (MPa)	CV (%)
RG	BSFR1/BO	161,7	1,8	0,18	10
	BSFR 2/BO	129			
	BSFR 3/BO	137,1			
	BSFR 4/BO	160,2			
RGPR	BSFR1/BO	201	2,3	0,6	26
	BSFR 2/BO	105			
	BSFR 3/BO	243,6			
	BSFR 4/BO	202,4			

### ❖ Récapitulation

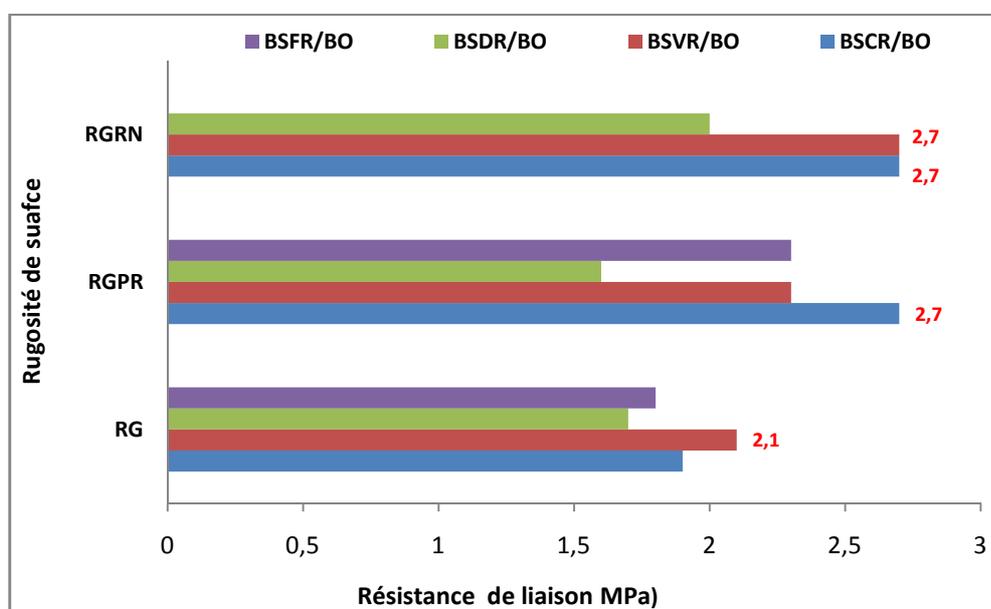
D'après les résultats présentés dans les **Tableaux IV.5 à IV.8**, un faible écart type (ECT) inférieur à un a été constaté pour tous les composites aux différents rechargements. Effectivement, ça signifie de faible dispersion des résultats, par conséquent, des valeurs de résistances moyennes représentatives. En revanche, deux valeurs importantes du coefficient de variation (CV), de l'ordre de 33.4% et de 26% ont été déterminées respectivement par les composites de rechargement BSVR et BSFR, cas des surfaces de substrat RGPR. Ces coefficients qui sont considérés élevés indiquent une certaine incertitude des résultats. Toutefois, dans le même cas de surface (RGPR), le rechargement BSDR a présenté un CV minimal de l'ordre de 5%.

Notons dans le cas d'un faible coefficient de variation (inférieur à 15%), les résultats sont vus comme homogènes et significatifs, ce qui a été dans la plupart des cas de surfaces RG et RGRN avec les quatre cas de rechargement.

#### IV.2.2.2 Effet de la rugosité de surface sur la résistance de liaison au fendage des composites cylindriques

La **Figure IV.6** montre les valeurs de résistance de liaison au fendage obtenues des différents composites cylindriques en fonction de la rugosité de surface des substrats. L'analyse de cette figure nous fait découvrir l'effet du traitement de surface supplémentaire (le rainurage et la perforation) sur l'amélioration de la résistance de liaison.

En effet, les meilleures résistances ont été obtenues par les composites avec des substrats de rugosité RGRN. On a noté des valeurs de 2.7 MPa dans les deux cas de rechargement BSCR et BSVR, avec une augmentation de l'ordre de 42% et de 28.5% respectivement par rapport aux surfaces RG. Ensuite, une résistance moyenne de 2MPa a été enregistrée par le rechargement BSDR, avec une augmentation de 17.6%. De plus, on a remarqué que les composites aux rechargements BSCR ont gardé les mêmes valeurs de résistance de 2.7MPa dans le cas rugosité de surface avec perforation (RGPR). En outre, dans le même cas de rugosité de surface, les composites avec rechargements BVCR et BSFR ont enregistré des valeurs similaires de l'ordre de 2.3MPa. D'où on a constaté avec BSVR un taux d'augmentation moins important de 9.5% et avec BSFR un taux plus important de 28% par rapport aux surfaces RG.



**Figure IV.6** Résistances de liaison par fendage des différents composites cylindriques en fonction de la rugosité de surface des substrats

En ce qui concerne, les résultats obtenus de résistances de liaison, ils sont considérés comme meilleurs selon la classification de la qualité de liaison proposée par **Sprinkel (2000)**. Notamment, ces valeurs sont comprises dans l'intervalle [1.6 et 2.7] MPa. En effet, une résistance de liaison  $\geq 2.1$ MPa montre une liaison excellente entre la couche de rechargement et le substrat. Comme il est présenté par le cas des composites BSCR/BO et BSVR/BO à l'état de surface RGRN. Ainsi que ces derniers avec le composite BSFR/BO, en état de surface RGPR. D'un autre côté, quand les résistances de liaison sont insérées

dans l'intervalle (1.7 et 2) MPa, la liaison entre les deux couches est considérée très bonne, ce qui est le cas des trois composites BSCR/BO, BSFR/BO et BSDR/BO à l'état de surface RG. De même, à l'état de surface RGRN, le rechargement BSDR a montré une très bonne liaison avec le support. Par contre, ce dernier a présenté une résistance de liaison au fendage inférieure, de l'ordre de 1.6MPa, ce qui a été suffisant pour dévoiler une bonne qualité de liaison. Ces résultats sont en accord avec ceux de **Tayeh (2012)** obtenus avec un rechargement en béton fibré ultra haute performance (UHPFC).

On peut voir clairement sur la **Figure IV.6** dans le cas de rugosité de surface RGPR, que les composites avec rechargement BSVR ont présenté des valeurs de résistance inférieures à celles avec rechargement BSCR. Ce qui peut être expliqué par l'ancrage imparfait du BSVR dans les trous, en raison de la faible liaison, suite à une maniabilité insuffisante de ce dernier par rapport à celui du BSCR.

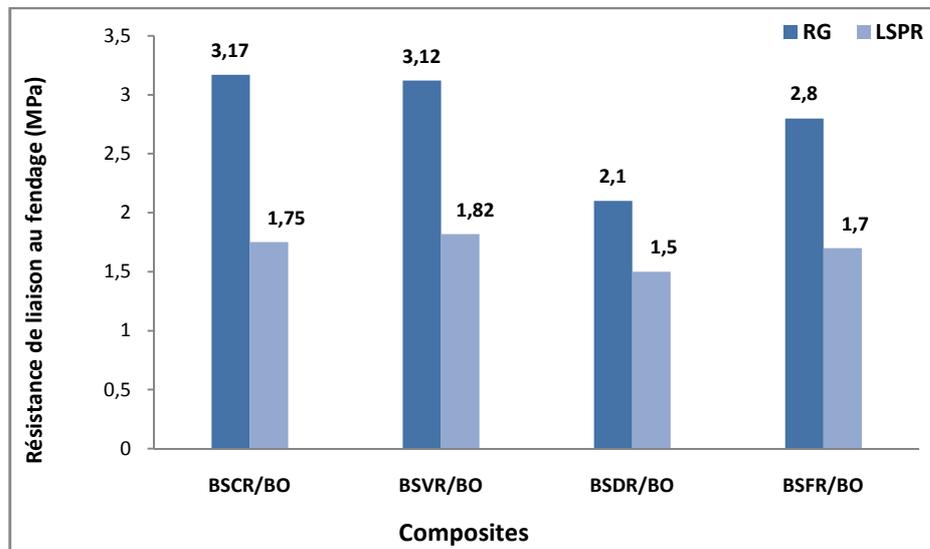
#### **IV.2.2.3 Effet de la rugosité de surface sur la résistance de liaison par fendage des composites cubiques**

Après l'analyse des résultats de liaison obtenus par l'essai de fendage sur des composites cylindriques, l'essai a été appliqué pour la deuxième fois, sur des composites cubiques. Toutefois, les textures des substrats choisis dans cette étape sont de deux types, dont, RG et LSPR. Ce choix vient après l'examen des résultats du CV obtenus par les composites cylindriques. Donc, il a été décidé de tester les composites avec substrats de surface lisse perforée (LSPR), et les comparer avec celles d'une surface rugueuse (RG).

Les résistances de liaison présentées sur la **Figure IV.7** montrent des valeurs importantes enregistrées dans le cas des surfaces rugueuses (RG). En effet, dans ce cas, les composites avec rechargements BSCR ont donné la meilleure résistance de 3.17MPa, suivi par les composites avec rechargements BSVR et BSFR respectivement de l'ordre de 3.12MPa et 2.8MPa. D'où on a remarqué une légère différence de 1.6% entre les résistances présentées par ces deux derniers (BSCR et BSVR). D'autre part, la plus basse résistance de 2.1MPa a été enregistrée par BSDR.

En outre, dans le cas des substrats avec surfaces LSPR, on constate des résistances inférieures à celles avec surfaces RG. Cette fois, les composites avec rechargement BSVR ont présenté la plus élevée résistance de l'ordre de 1.82MPa, suivi par celle du

rechargement BSCR, avec 1.75MPa. D'où un petit écart de 3.8% est remarqué. De plus, les composites avec rechargement BSFR ont montré des valeurs approximatives à celles de BSCR de 1.7MPa, avec un écart de 2.8%. Cependant, il convient de mentionner, pour les deux cas de rugosité de surface, qu'il n'y a pas d'amélioration de la résistance de liaison avec la fumée de silice par rapport aux autres rechargements BSVR et BSCR. D'ailleurs, ce qui est en désaccord avec l'avis de **Momayez (2005)**. En dernier, le rechargement BSDR a noté la plus petite résistance de liaison de 1.5MPa.



**Figure IV.7** Résistances de liaison par fendage des composites cubiques

Il est clairement remarqué l'effet de rugosité de surface sur les résultats. En effet, le cas des substrats avec surfaces perforées conduit à des valeurs de la résistance de liaison considérablement inférieures à ceux de rugosité élevée (RG). Ce qui peut être expliqué, par l'existence du treillis avec des trous de 10 mm comme seul traitement de surface considéré comme insuffisant, car la plus grande partie n'a pas été traitée. C'est le cas similaire constaté par **Julio (2005)** sur des substrats avec surface partiellement ébréchée.

En dernière analyse, concernant la qualité de liaison en termes de force, on remarque des valeurs de résistance insérées entre [1.5 et 3.17] MPa. Par conséquent, ces résultats montrent une bonne à excellente qualité de liaison. D'autre part, la norme européenne **EN1504-3 (2004)**, indique que la résistance de liaison doit être d'au moins de 2MPa dans le cas d'une réparation structurelle et 1MPa pour les réparations non structurelles.

En outre, les résultats obtenus avec les quatre types de rechargement concordent avec ceux de **Momayez (2005)** qui a testé les trois catégories de matériaux de réparation. Également, en accord avec ceux de **Tayeh (2013a)** obtenus par le béton fibré ultra haute performance. Aussi ces résultats correspondent avec celles acquises par **Grigoriadis (2017)**, sur des matériaux de réparation commerciaux qui ont été durcis dans des micro-ondes.

#### IV .2.2.4 Modes de rupture des composites soumises au fendage

Après application d'essai, on a constaté différentes formes de ruptures manifestées par les différentes éprouvettes composites (cylindriques et cubiques).

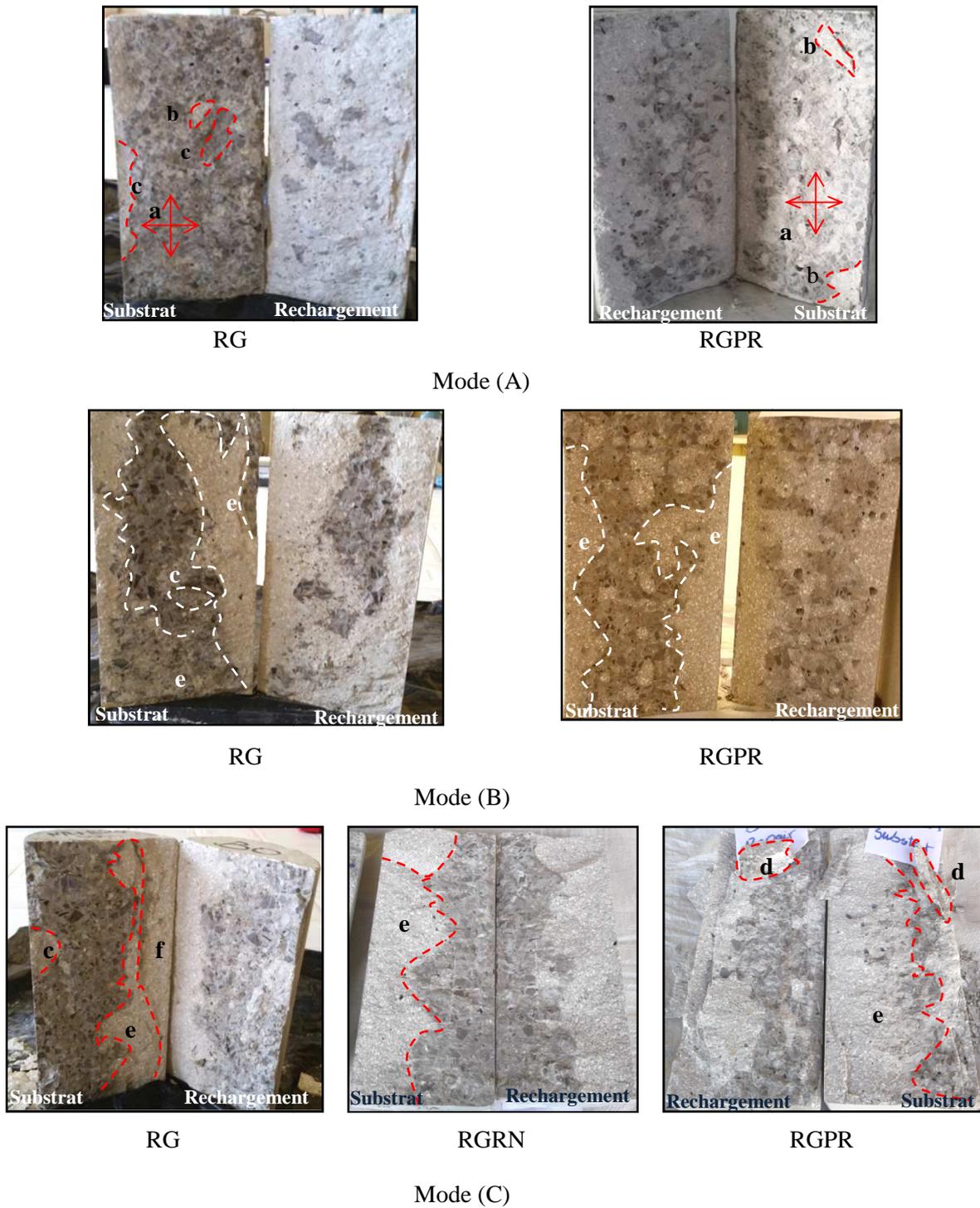
En effet, une séparation parfaite qui se produit entre le matériau de réparation et le substrat donne une réparation non réussie. Sachant que l'interface (zone de transition) entre le matériau de réparation et le béton du substrat est l'endroit le plus faible dans l'éprouvette composite. Par contre, dans une rupture due à l'écrasement du matériau de réparation, l'écrasement du substrat ou une combinaison des deux, indique un succès de réparation, où l'articulation (zone de transition) entre le matériau de réparation et le béton du substrat ne présente pas une zone faible dans l'éprouvette **Soliman (2014)**.

La **Figure VI.9** illustre les trois modes de rupture rencontrés par les éprouvettes composites cylindriques, dont :

- **Mode A:** Séparation parfaite entre le rechargement et le substrat (rupture produite à l'interface).
- **Mode B:** Rupture mixte, avec attachement partielle du rechargement à différents zones du substrat.
- **Mode C:** Rupture mixte, avec détérioration partielle du rechargement ou du substrat.

Il a été remarqué des ruptures manifestées sous forme d'une séparation parfaite entre les deux couches de bétons (mode A). Ce mode a été exposé que par les composites aux substrats de rugosité RG et RGPR, dans le cas des cylindres. D'après le **Tableau VI.9**, On trouve un à deux cas sur quatre pour chaque rechargement. Par contre, le mode (C) a été le plus dominant, rencontré dans le cas des composites aux substrats de rugosité RGRN, pour

les trois types de rechargement BSCR, BSVR et BSDR. D'où, on enregistre deux à quatre cas sur quatre pour chaque rechargement.



**Figure VI.8** Modes de rupture des composites cylindriques soumis au fendage

Par ailleurs, chaque mode de rupture a été spécifique par différentes formes d'échec. Avant tous, on peut voir le mode (A) sous forme de rupture globale qui se situe dans la zone de transition (**Figure VI.8(a)**), et qui peut être caractérisé par de petites couches minces du rechargement attaché au substrat (**Figure VI.8(b)**). Comme, on peut voir dans ce mode, un échec hybride, puisque le décollement du rechargement a été observé (**Figure VI.8(c)**). Ensuite, les modes (B) et (C) sont manifesté sous forme d'attachement partielle du rechargement à différents zones du substrat (**Figure VI.8(e)**) et/ou détérioration partielle du rechargement et/ou du substrat (**Figure VI.8 (d,f)**). En effet, lorsque le substrat est irrégulier, et quand le nouveau béton envahissait l'ancien béton, la rupture sera mixte et se produit dans le nouveau béton en remplissant le volume de support. Ces observations sont en concordance avec celles constatés par **Espeche (2011)**. D'ailleurs, ces modes mixtes de rupture étaient associés à des forces de liaison élevées.

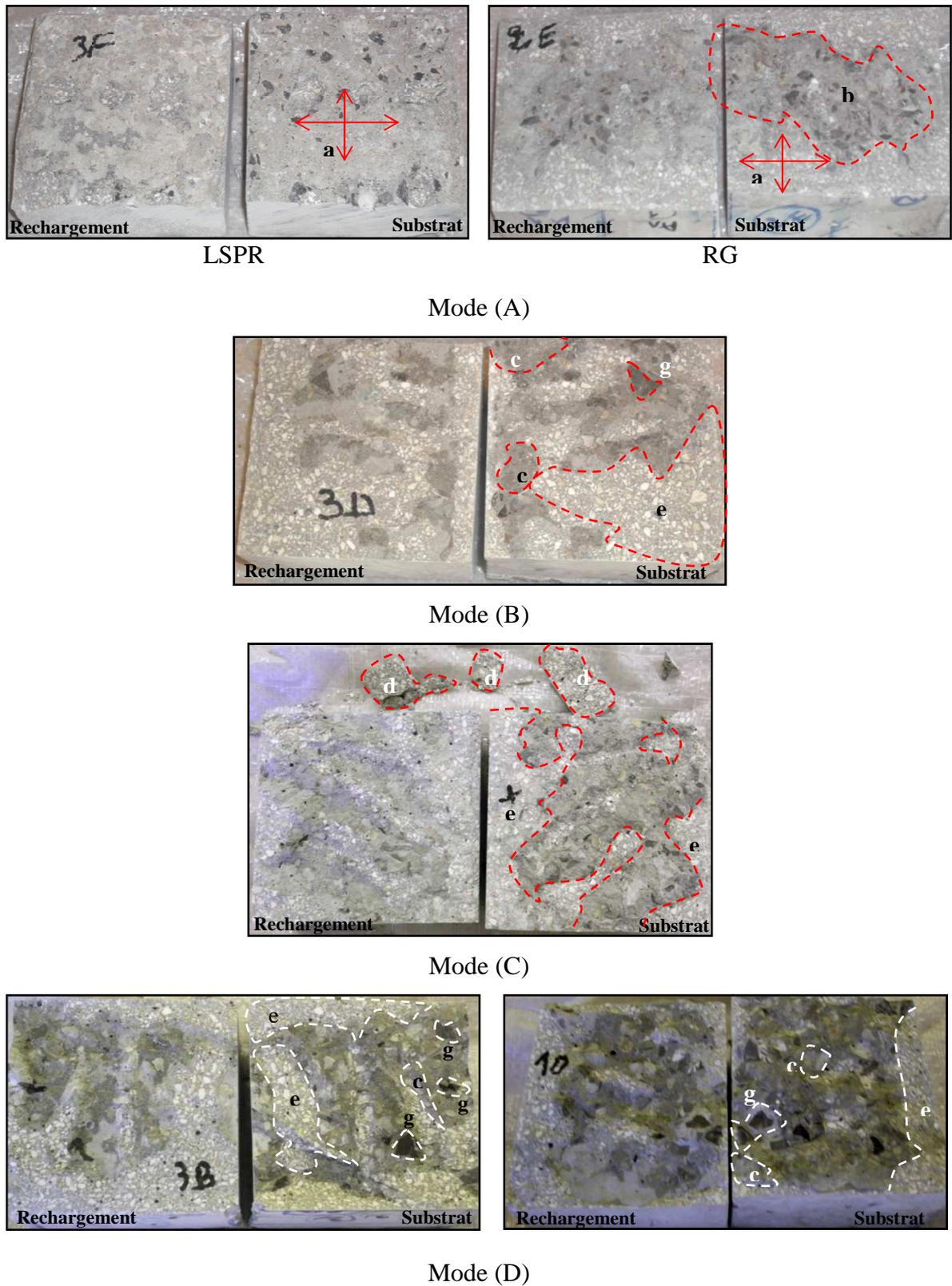
De ce fait, on a pu constater l'importance de la liaison du rechargement dans le cas des surfaces rugueuses traitées avec rainurage.

Quant aux composites cubiques, les mêmes trois modes ont été remarqués pour ceux des cylindres, en supplément un quatrième, à savoir :

- **Mode A:** Séparation parfaite entre le rechargement et le substrat (rupture produite à l'interface).
- **Mode B:** Rupture mixte, avec attachement partielle du rechargement à différents zones du substrat.
- **Mode C:** Rupture mixte, avec détérioration partielle du rechargement ou du substrat.
- **Mode D:** Rupture mixte, détachement partielle du rechargement ou du substrat, avec fracture du gravillon de l'ancien béton.

Les quatre modes de rupture exposés par les composites cubiques sont présentés sur la **Figure VI.9**. Il a été remarqué que, la liaison à des surfaces poreuses est moins importante, le cas similaires des composites cylindriques. Notamment, on trouve le mode (A) dans deux à trois cas sur quatre pour chaque rechargement, au niveau de rugosité LSPR, et à la limite maximale, un cas sur quatre au niveau de rugosité RG, comme présenté au **Tableau VI.9**. En outre, le mode (B) a été le plus dominant, suivi par le mode

(C) et enfin le mode (D) exposé par les deux rechargements BSCR et BSVR dans l'état de rugosité de surface RG.



**Figure VI.9** Modes de rupture des composites cubiques soumises au fendage

D'autre part, il faut rappeler qu'il a été enregistré les mêmes formes de rupture que celles des composites cylindriques. Sauf, le cas de rupture en mode (D), où il a été observé des fractures des gravillons dans l'ancien béton (**Figure VI.9 (g)**).

On a constaté que les formes de rupture ne sont pas similaires, contrairement à ce qui a été observé par **Grigoriadis (2017)**, où, il n'a trouvé qu'un seul mode de rupture pour tous les composites qui ont subi deux modes de cure différents (séchage à l'air ou par micro-ondes). En revanche, ces formes correspondent bien à celles observées par **Li (2003)**, **Espeche (2011)** et **Dybel (2017)**.

Généralement, on peut dire que l'adhérence entre le rechargement et le substrat est forte. D'ailleurs, les composites qui ont donnés des forces de liaison importantes ont présenté une adhérence parfaite.

**Tableau VI.9** Nombres des cas pour chaque mode de rupture à chaque niveau de rugosité (Essai de fendage)

Eprouvettes	Rugosité du Substrat	Mode de rupture	Composites				
			BSCR/BO	BSVR/BO	BSDR/BO	BSFR/BO	
Cylindres	RG	A	0	1	2	1	
		B	2	2	2	1	
		C	2	1	0	2	
	RGPR	A	1	2	1	1	
		B	2	2	2	2	
		C	1	0	1	1	
	RGRN	A	0	0	0	/	
		B	1	0	2	/	
		C	3	4	2	/	
	Cubes	RG	A	0	0	1	1
			B	1	0	2	1
			C	2	1	1	2
D			1	3	0	0	
LSPR		A	2	2	3	2	
		B	1	2	1	1	
		C	1	0	0	1	
		D	0	0	0	0	

En effet, d'après le nombre détectés des cas de rupture pour chaque type de rechargement à chaque niveau de rugosité du substrat (**Tableau VI.9**) ; on a constaté que la meilleure liaison a été acquise par le rechargement BSCR, avec trois cas de rupture à l'interface sur vingt, signifiant une rupture à 85% mixte, suivi par le rechargement BSVR avec cinq cas sur vingt, indiquant une rupture à 75% mixte, ensuite, le BSFR avec cinq cas sur seize, c.à.d. une rupture à 69% mixte, et finalement, le BSDR avec sept cas sur vingt, garantissant une rupture à 65% mixte.

L'explication donnée à ces résultats, c'est la rugosité de surface qui peut être prise en compte comme l'un des paramètres les plus importants afin d'assurer une parfaite liaison entre le substrat et le rechargement, bien que la liaison soit moins importante dans le cas des surfaces perforées (RGPR et LSPR). Cela est dû à l'insuffisance de l'ancrage du rechargement dans les trous, qui a produit une zone faible, ainsi qu'une liaison maigre.

En outre, les rechargements BSVR et BSCR ont bien contribué à la liaison. On rend la liaison satisfaisante du BSVR à la raison de l'amélioration du à l'hydratation du ciment mélangé avec de la poudre de verre (**Idir (2009) et Jani (2014)**). Ce dernier est censé réduire la porosité et augmenter la micro-dureté dans la zone d'interface, tel que rapporté par **Lukovic (2012)**. De plus, la meilleure liaison du BSCR est due à sa maniabilité adéquate qui a contribué à la propagation rapide et la pénétration du matériau de réparation dans les cavités et les entailles du substrat. Ainsi que la composition fine et homogène du béton de sable dépourvu d'éléments grossiers, et enfin son faible module d'élasticité.

### IV.2.3 Résistance de liaison par cisaillement oblique

Sachant bien que, la force de liaison mesurée est fortement affectée par la méthode du test utilisée. Les conséquences de l'essai de cisaillement oblique (Slant Shear) indiquent des résultats plus élevés de la force de liaison, ainsi des valeurs cohérentes, en comparaison à d'autres méthodes (**Julio et Momayez, (2005)**). En outre, les composites sont soumises à un effort combiné de compression et de cisaillement. Où, certains chercheurs affirment que le test représente l'état de contraintes typiques des structures réelles (**Austin, 1999**). D'ailleurs, cet essai s'est avéré approprié à l'évaluation de la liaison mutuelle des matériaux cimentaires, et non pas seulement pour les matériaux résineux ou avec agent de liaison (époxy ou latex), ce qui justifie notre choix de cet essai pour cette partie d'étude.

L'essai de cisaillement oblique a été appliqué sur des composites prismatiques avec des substrats ayant trois textures de surface différentes, à savoir (LS), (LSPR) et (LSRN).

#### IV.2.3.1 La variance de la résistance de liaison par cisaillement oblique

##### A. Composites BSCR/BO

Le **Tableau IV.10** présente les forces de cisaillement ainsi que la variance des résistances de liaison obtenues par des composites avec rechargement BSCR. On remarque que la meilleure résistance moyenne au cisaillement est obtenue par les composites aux substrats de rugosité LSPR. Ces résultats montrent un ETC important avec des valeurs supérieures à un. En effet, dans les cas des surfaces LSPR et LSRN, on a eu des valeurs élevées de CV, respectivement sont 13.4% et 12.3%. Or, les composites avec rugosité de substrat LS ont présenté un écart type minimal de 0.6MPa, impliquant un CV moins important de l'ordre de 6%. On constate une dispersion des résultats peu importante, entre 6 et 13%, et qui sont considérés comme homogènes.

**Tableau IV.10:** Variance de la résistance de liaison par cisaillement des composites avec rechargement BSCR

Rugosité du Substrat	Composite	Force (KN)	Résistance moyenne de liaison (MPa)	ECT (MPa)	CV (%)
LS	BSCR1/BO	118	9,9	0,6	6,0
	BSCR 2/BO	117			
	BSCR 3/BO	111			
	BSCR 4/BO	98			
LSPR	BSCR1/BO	212,4	16,0	2,15	13,4
	BSCR 2/BO	144,5			
	BSCR 3/BO	188,6			
	BSCR 4/BO	178			
LSRN	BSCR1/BO	145,5	14,4	1,78	12,3
	BSCR 2/BO	197,7			
	BSCR 3/BO	143,2			
	BSCR 4/BO	165,7			

## B. Composites BSVR/BO

Les valeurs des résistances de liaison moyennes obtenues par chaque composite avec le rechargement BSVR sont regroupés au **Tableau IV.11**. D'où, on a remarqué la meilleure valeur de résistance au cisaillement oblique obtenue par les composites avec substrats LSRN. On a enregistré une valeur moyenne de l'ordre de 25.9MPa. Cette moyenne est caractérisée par un écart type de 0.97MPa avec un faible coefficient de variance de 3.7%. En outre, les composites aux substrats LSPR ont acquis une bonne valeur de résistance, mais moins élevée que celle avec les substrats LSRN, de l'ordre de 18MPa avec ECT supérieur à un de 1.6MPa et un CV moyen de 8.8%. Enfin, la plus faible résistance été donnée par les composites de substrat LS d'une valeur de 8.9MPa, d'où on a noté un ECT de 0.4MPa et un CV de 4.5%. Les résultats obtenus pour ce groupe de composites s'avèrent homogènes et acceptables. En outre, l'effet de rugosité de surface est clairement remarqué.

**Tableau IV.11:** Variance de la résistance de liaison par cisaillement des composites avec rechargement BSVR

Rugosité du Substrat	Composite	Force (KN)	Résistance moyenne de liaison (MPa)	ECT (MPa)	CV (%)
LS	BSVR1/BO	107,7	8,9	0,4	4,5
	BSVR2/BO	95			
	BSVR3/BO	101			
	BSVR4/BO	99,2			
LSPR	BSVR1/BO	202,4	18,0	1,6	8,8
	BSVR2/BO	173,5			
	BSVR3/BO	219,4			
	BSVR4/BO	217,9			
LSRN	BSVR1/BO	284,6	25,9	0,97	3,7
	BSVR2/BO	307			
	BSVR3/BO	279,6			
	BSVR4/BO	299,5			

## C. Composites BSDR/BO

Le **Tableau IV.12** présente la variance des résultats de résistances moyennes de liaison obtenus par chaque composite avec le rechargement BSDR. On a constaté de faibles valeurs par les trois types de rugosité de surface. La meilleure valeur est de 11.5MPa

donnée par les composites aux substrats LSRN avec un ECT de 1.38MPa et un CV un peu élevé de 12 %. Par ailleurs, la plus faible résistance est présentée par les composites aux substrats LS avec la valeur 7.7MPa, et un ECT inférieur à un, égal à 0.5MPa avec un CV de 6.5%. Par conséquent, les résultats de ce groupe de composites sont considérés comme homogènes, avec des variances acceptables.

**Tableau IV.12:** Variance de la résistance de la liaison au cisaillement des composites avec rechargement **BSDR**

Rugosité du Substrat	Composite	Force (KN)	Résistance moyenne de liaison (MPa)	ECT (MPa)	CV (%)
LS	BSDR1/BO	76,7	7,7	0,5	6,5
	BSDR2/BO	90,3			
	BSDR3/BO	92			
	BSDR4/BO	88			
LSPR	BSDR1/BO	95	8,5	0,5	5,8
	BSDR2/BO	93,5			
	BSDR3/BO	106,5			
	BSDR4/BO	92,3			
LSRN	BSDR1/BO	112	11,5	1,38	12,0
	BSDR2/BO	150,4			
	BSDR3/BO	118,4			
	BSDR4/BO	140			

### E. Composites BSFR/BO

Dans le **Tableau IV.13**, on trouve les forces de liaison ainsi la variance des résistances présentés par le groupe de composites BSFR/BO, pour deux cas de rugosité de surface (LS et LSPR). D'où on a enregistré une résistance moyenne de 11.7MPa par les composites aux substrats LSPR. De plus, un ECT supérieur à un, de l'ordre 2.3MPa, impliquant un CV important de 19.6%, signifiant une dispersion considérable dans les résultats. En revanche, avec les surfaces LS, on a une résistance moyenne de liaison plus faible de l'ordre de 9.5MPa, avec un ECT et un CV moins importants, respectivement sont de l'ordre de 0.77MPa et de 8.1%. Ces derniers montrent l'homogénéité des valeurs de résistances.

**Tableau IV.13:** Variance de la résistance de liaison par cisaillement des composites avec rechargement **BSFR**

Rugosité du Substrat	Composite	Force (KN)	Résistance moyenne de liaison (MPa)	ECT (MPa)	CV (%)
LS	BSFR1/BO	120	9,5	0,77	8,1
	BSFR2/BO	100			
	BSFR3/BO	99			
	BSFR4/BO	110			
LSPR	BSFR1/BO	105	11,7	2,3	19,6
	BSFR2/BO	161,7			
	BSFR3/BO	155,2			
	BSFR4/BO	108			

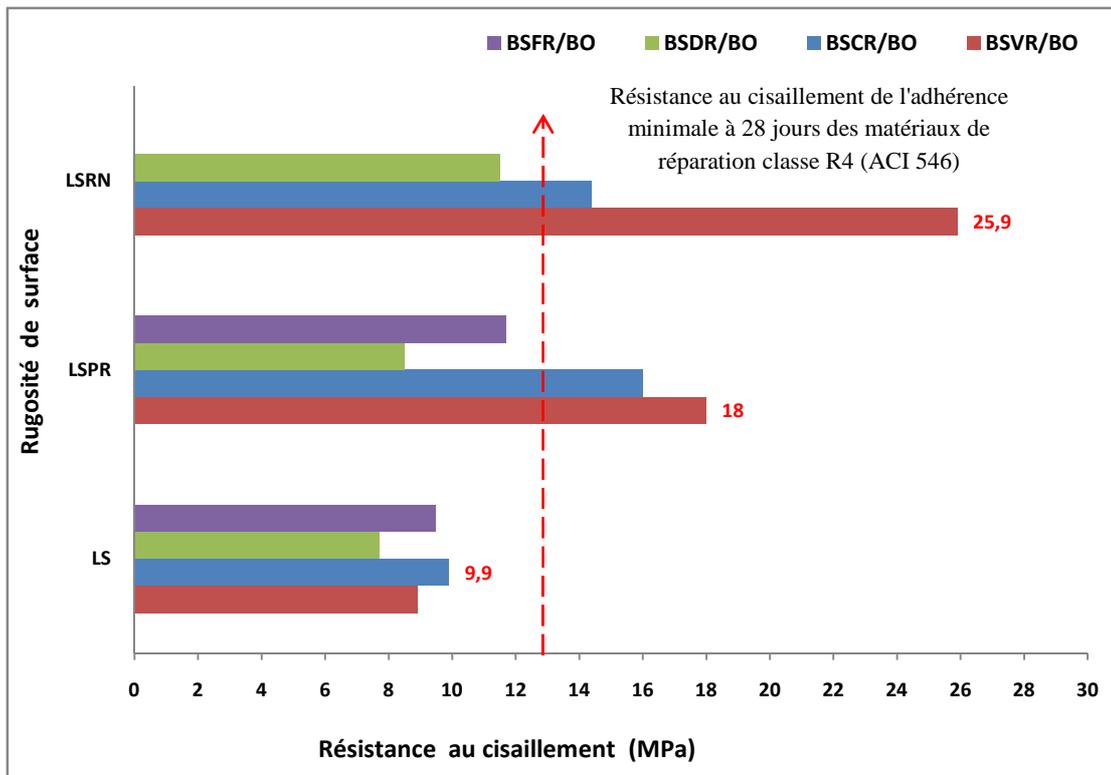
#### ❖ Récapitulation

Les résultats présentés dans les **Tableaux IV.10 à IV.13**, montrent dans la plus part des cas des écarts type (ECT) dépassant la valeur de un. En plus, on a noté une seule valeur importante du coefficient de variation (CV) de l'ordre de 19.6%, qui a été donnée par les composites BSFR/BO, dans le cas de rugosité de surface LSPR. Toutefois, les trois autres groupes de composites (BSCR/BO, BSVR/BO, BSDR/BO) ont montré un CV moins élevé (inférieur à 15%) qui signifie moins de dispersion dans les résultats. D'ailleurs, on peut considérer les résistances moyennes de l'adhérence obtenues par cisaillement oblique comme cohérentes et significatives. En outre, ils sont similaires aux COV obtenus par d'autres chercheurs comme **Momayez (2005)**, **Santos (2011)**, variant de 4.7 à 15.8% et de 2.1 à 38.3% respectivement.

#### IV .2.3.2 Effet de la rugosité des surfaces sur la résistance de liaison par cisaillement oblique

La **Figure VI.10** illustre des résistances de liaison par cisaillement oblique obtenues par les différents composites en fonction de la rugosité de surface des substrats. Il est clairement remarqué, que la résistance d'adhérence la plus élevée est donnée par les composites BSVR/BO, dans le cas des substrats LSRN. Cette résistance est de l'ordre de 25,9MPa, suivi par la valeur de 18MPa avec les mêmes composites à l'état de surface des substrats LSPR. D'où une diminution de 30.5% a été constatée. Ensuite, dans le même état

de surface, on enregistre une résistance importante de 16MPa par les composites BSCR/BO et qui ont présenté une diminution de 11% par rapport aux ceux de BSVR/BO. D'où, on a noté une diminution de 38.2% par rapport à la meilleure valeur de résistance au cisaillement obtenue dans cet essai d'adhérence. En outre, la résistance d'adhérence la plus élevée acquise à l'état de surface LS a été donnée par les composites BSCR/BO. Toutefois, cette valeur de 9.9MPa est considérée comme faible résistance. D'autre part, il a été remarqué une diminution considérable de 61.7% par rapport à la résistance la plus élevée.



**Figure VI. 10** La résistance de liaison par cisaillement oblique des différents composites en fonction de la rugosité de surface des substrats

Par ailleurs, on constate que la plus faible valeur de résistance d'adhérence est obtenue par les composites BSDR/BO avec les trois types de rugosité de surface. En outre, les composites BSFR/BO ont présentés des résistances plus importantes que ces derniers, d'où la meilleure valeur de 11.7MPa est donnée à l'état de surface perforée. Néanmoins, elle est considérée comme faible résistance. Donc, le rechargement du béton de sable avec la FS

n'a pas contribué à l'amélioration de la résistance d'adhérence. Contrairement à ce qui a été constaté par **Mohammadi (2014)** qui a étudié l'effet de la FS sur l'adhérence en cisaillement sur des bétons de réparation. Où il a obtenu après un remplacement de 5% en masse du ciment par la FS une valeur de résistance de 20.8MPa, à l'âge de 120 jours.

De plus, nos résultats obtenus avec la FS sont en contradiction avec celles de **Momayez (2004)** qui a montré que l'ajout de la FS est plus efficace sous les contraintes de cisaillement. Par ailleurs, on rend ces faibles résultats à la finesse de la FS (2800 cm<sup>2</sup>/g) qui est insuffisante pour atteindre une densification continue dans la microstructure de la zone de transition à l'interface.

En ce qui concerne, les rechargements BSVR et BSCR ont bien contribué à l'adhérence mécanique. Notamment, le béton de sable avec la PV a présenté les meilleures valeurs d'adhérence. Ce résultat peut être attribué à l'amélioration de la microstructure spécialement au niveau de la zone de transition à l'interface entre le béton de réparation et le substrat. En fait, l'amélioration de la microstructure n'était pas seulement régie par l'activité pouzzolanique du PV, mais aussi par la capacité des particules du filler CL plus fines à combler les espaces entre les particules de ciment, entraînant une augmentation significative de la force intermoléculaire et du verrouillage mécanique (**Benyahia, 2017**). En outre, cette explication justifie les bons résultats acquis par le béton de sable à base de filler CL (BSCR).

D'autre part, les différents types de surface de substrat ont montré une influence significative sur la force de liaison en cisaillement. En effet, les faibles valeurs de résistance ont été obtenues avec les substrats de surface lisse (LS) par les quatre types de rechargement. Quant à la force d'adhérence la plus élevée est liée aux surfaces avec rainurage (LSRN), suivi par celle avec perforation. De ce fait, une surface plus rugueuse a un effet significatif sur la résistance de liaison. Par conséquent, un meilleur interverrouillage est assuré entre le substrat rugueux et le rechargement. D'ailleurs, l'état de surface est un facteur significatif qui influence la résistance au cisaillement oblique de liaison, ce qui est en concordance avec **Julio (2004)**, **Tayeh (2013a)** et **Mirmoghtadaei (2015)**.

De toute façon, les résultats de résistance au cisaillement oblique obtenus avec les composites BSDR/BO et BSFR/BO sont assez faibles par rapport à la limite inférieure des

valeurs de résistance au cisaillement oblique (classe R4) spécifiées par le guide de réparation du béton (ACI 546R (2004) selon Tayeh (2013a) et Benyahia (2017)). En revanche, les résultats obtenus par les composites BSCR/BO et BSVR/BO sont acceptables et répondent à la limite inférieure exigée par le guide de réparation ACI 546R (2004) cité précédemment (voir Figure VI.10). Comme on peut considérer ces résultats significatives en les comparant avec ceux d'autres chercheurs, dont : Julio (2004), Momayez (2005), Santos (2011), et Mirmoghtadaei (2015).

#### IV.2.3.3 Modes de rupture des composites soumises au cisaillement oblique

Les composites prismatiques soumises au cisaillement oblique ont présenté des ruptures adhésives avec un décollement à l'interface et d'autres cohésives avec un comportement monolithique. Selon la Figure VI.11 montré ci-dessous, On constate trois modes de rupture, dont :

- **Mode A** : Rupture à travers l'interface ;
- **Mode B** : Rupture à travers l'interface associée à une fracture du rechargement ;
- **Mode C**: Rupture monolithique à travers les trois couches (rechargement, interface et substrat).

On remarque dans le cas de la rupture en mode **A** une séparation parfaite entre les deux parties du composite (Rechargement et substrat). Notamment, l'échec à travers l'interface inclinée indiquant une liaison faible entre le matériau de réparation et celui du substrat. En effet, c'est une rupture adhésive, ce mode a été remarqué par plusieurs chercheurs (Santos (2011), Tayeh (2012) et Saldanha (2013)).

Ce mode a été remarqué dans la majorité des cas de surface des substrats lisses (LS). D'après le Tableau VI.14, il a été le dominant par les composites BSDR/BO et BSFR/BO. Où, la rupture adhésive a été détectée dans quatre cas sur quatre avec ces derniers. Cependant, le nombre de cas s'est réduit à un cas sur quatre avec les surfaces (LSPR et LSRN). D'autre part, le mode de rupture (**A**) a été observé par les deux autres types de composites BSCR/BO et BSVR/BO. Mais, il est trouvé dans deux à trois cas sur quatre avec les surfaces de substrats LS et dans un cas maximum sur quatre avec les surfaces rugueuses (LSPR et LSRN).

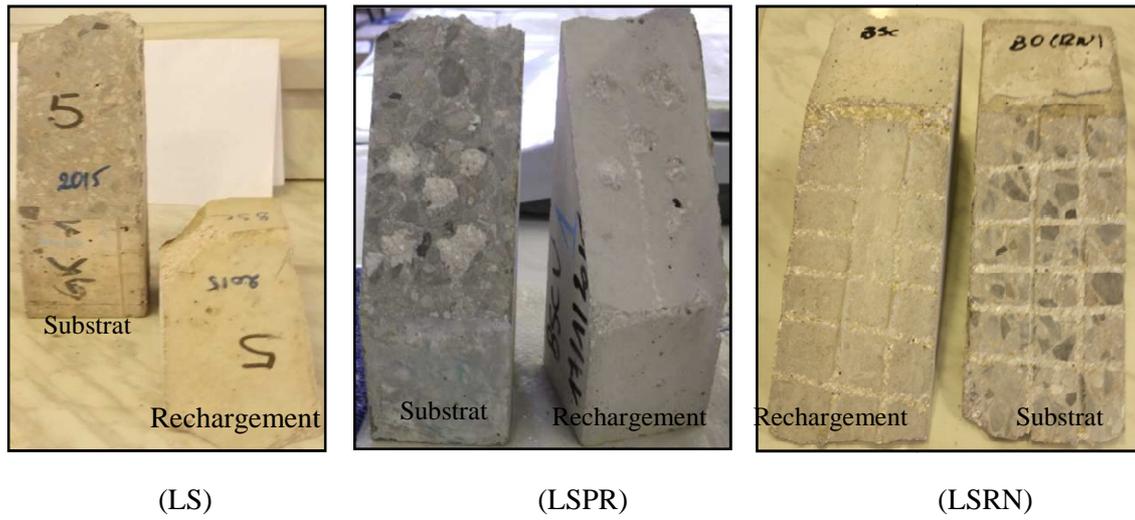
Quant au deuxième mode de rupture (**B**), il est manifesté sous forme d'une rupture à travers l'interface associée à une fracture du rechargement ou avec des coins cassés. Ce mode indique une résistance plus faible du matériau de réparation que la force de liaison à l'interface. En effet, on peut considérer la rupture dans cet état comme rupture partiellement cohésive, qui signifie une liaison acceptable, bien que la réparation ne soit pas réussite à 100%.

Cette forme de rupture a été observé à l'état de surface LS, dans un seul cas sur quatre par les composites BSCR/BO, et dans deux cas sur quatre par ceux du BSVR/BO (**Tableau IV.14**). En outre, dans l'état de surface LSPR, la rupture en mode (B) a été remarqué dans un cas à trois sur quatre, où les composites BSDR/BO ont été les plus dominant. En revanche, avec les surfaces LSRN et dans quatre cas, on a observé un par les composites BSCR/BO et deux par les BSDR/BO.

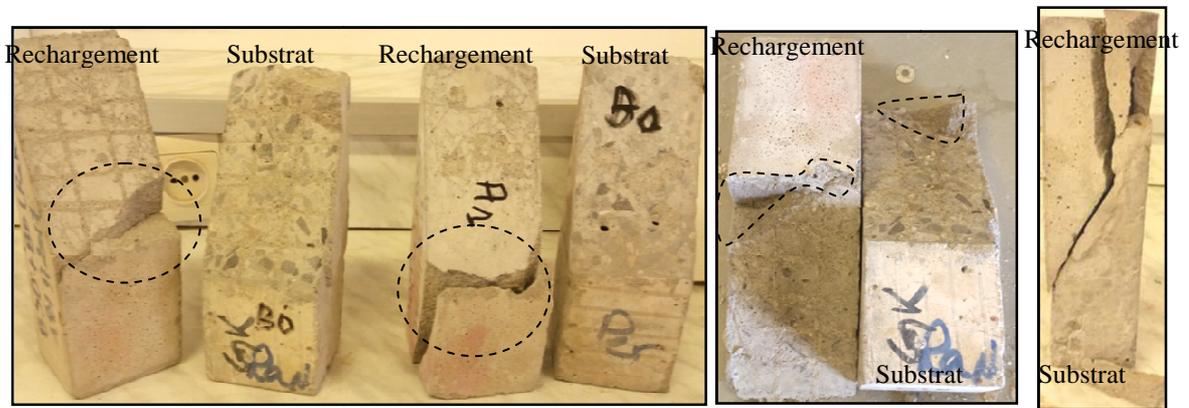
Concernant le troisième mode de rupture constaté (Mode C), il a été manifesté par une rupture à travers les trois parties du composite (rechargement, interface et substrat). Cette rupture est considérée monolithique et qui présente un état cohésif (**Figure IV.11**). En outre, elle indique une excellente liaison avec une réparation plus réussie, dans la quelle les performances monolithiques ont été obtenues entre le rechargement et le béton du substrat.

A l'état de surface LSRN, la rupture dominante été en mode (C). En effet, elle été présenté par tous les composites BSVR/BO, suivi de trois cas sur quatre des composites BSCR/BO, et par un seul cas de composite BSDR/BO (**Tableau IV.14**).

Par ailleurs, il a été constaté que l'état de surface avec rainures a contribué à l'amélioration de la liaison ainsi à la réussite de la réparation. Notamment, la rupture des composites avec surface de substrat lisse (LS) été à 80% adhésive en Mode (A), sans avoir aucune rupture monolithique. Donc, cet état de liaison est considéré faible. Par contre, dans le cas de surfaces de substrat rainuré, la rupture dominante est monolithique, elle a été à 67% cohésive en mode (C) et 25% en mode (B), où la liaison a été parfaite. Ces modes de ruptures sont similaires aux constats de plusieurs chercheurs (**Santos (2011), Tayeh (2012), Saldanha (2013), et Mohammadi (2014)**).



Mode (A)



Mode (B)



Mode (C)

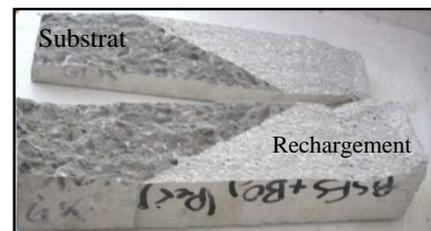


Figure IV.11 Modes de rupture des composites soumises au cisaillement oblique

De toute façon, ces formes de rupture sont rendues à la texture des substrats qui influence la liaison mécanique, aussi au comportement pouzzolanique de la poudre de verre qui influence la liaison chimique. On croit que la capacité de la poudre de verre à améliorer la zone de transition dans le béton de sable, par son effet de micro-remplissage et sa réactivité pouzzolanique, aurait également pu jouer un rôle central dans l'amélioration de la liaison d'interface du composite.

D'autre part c'est possible que la matrice exposée et texturée du béton de substrat a pu fournir une source prête de  $\text{Ca(OH)}_2$  pour les réactions pouzzolaniques, établissant ainsi non seulement une liaison mécanique, mais aussi une liaison chimique à l'interface du composite, comme il a été constaté par **Tayeh (2012)**.

**Tableau IV.14** Nombres des cas pour chaque mode de rupture à chaque niveau de rugosité (Essai du Cisaillement oblique)

Rugosité du Substrat	Mode de rupture	Composites			
		BSCR/BO	BSVR/BO	BSDR/BO	BSFR/BO
LS	A	3	2	4	4
	B	1	2	0	0
	C	0	0	0	0
LSPR	A	1	0	1	1
	B	2	2	3	1
	C	1	2	0	2
LSRN	A	0	0	1	/
	B	1	0	2	/
	C	3	4	1	/

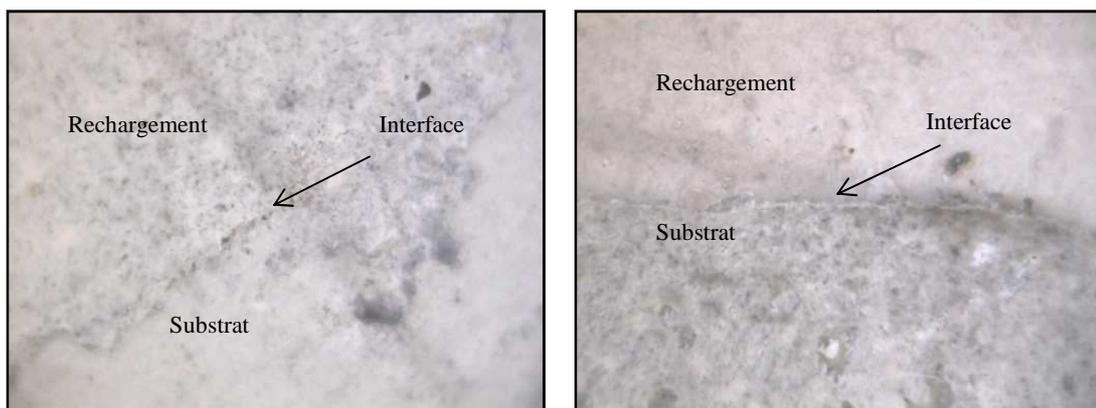
### IV.3 Compatibilité déformationnelle des composites (Rechargement-substrat)

#### IV.3 .1 Etat déformationnelle des composites sous sollicitations hydriques

Généralement, dès que la réparation est mise en place, celle-ci va subir des variations dimensionnelles dues au retrait et des chargements mécaniques qui pourraient nuire à l'adhérence et également au matériau de réparation lui-même. D'où la nécessité d'assuré la compatibilité déformationnelle entre les deux matériaux en contact.

En outre, l'un des moyens d'obtention d'une bonne compatibilité déformationnelle consiste à utiliser un matériau dont le retrait est faible, mais pour notre étude ce n'est pas le cas. En fait, les bétons de sable employés dans cette étude ont présenté un retrait total considérable (Voir chap. III, § 6.2.2). Pour cette raison, l'inspection visuelle et l'observation mésoscopique ont été indispensables pour tous les composites avant chaque essai d'adhérence, afin de voir s'il s'est produit des fissures au niveau de l'interface causés par le séchage et les échanges hydriques.

L'examen mésoscopique des éprouvettes composites avec les quatre types de rechargement a montré un état sain, aucune fissure n'a été détectée tout le long du périphérique de l'interface, comme il est illustré par la **Figure IV.12**. De ce fait, on constate une bonne compatibilité dimensionnelle entre les deux bétons (le béton de sable et le béton ordinaire). En effet, la forme angulaire des grains de sable concassé rend la propagation de la fissure plus difficile dans le béton (**Belhadj, 2014**), ce qui conduit à une déformation favorable. De plus, on rend le résultat de la bonne compatibilité dimensionnelle, à l'état hydrique du substrat (saturée -surface sèche), qui a contribué aussi à la réduction du retrait, sans oublier le mode de cure humide qu'ils ont subi tous les composites après le démoulage, ce qui en accord avec **Espeche (2011)**.



Interface supérieure du cylindres

Interface latérale du prisme

**Figure IV.12** Observation mésoscopique de l'interface des composites

### IV.3.2 Comportement des composites (Rechargement-Substrat) en compression uniaxiale

Après avoir vérifié l'état de l'interface des différents composites sous chargement hydrique, on est passé à l'évaluation dimensionnelle sous chargement mécanique. D'ailleurs, les bétons de sable sont plus déformables, par rapport aux bétons ordinaires, par conséquent ils sont moins fissurant (**Benaissa, 1993a**).

Cette étape d'étude consiste à évaluer la compatibilité déformationnelle entre les deux matériaux en contact, de façon à suivre les variations dimensionnelles longitudinales, du couple support-rechargement sous un chargement de compression uniaxiale et faire une comparaison des deux comportements en parallèle. L'effort de compression a été appliqué progressivement jusqu'à l'apparition de la première fissure, soit sur le substrat ou le rechargement et qui se traduit par l'arrêt de la machine.

Généralement, la rupture en compression s'accompagne de déformations latérales importantes dues dans un premier temps aux microfissures de fendage dans la phase pré-pic, puis aux macro-fissures en bande de cisaillement dans la phase post-pic (**Aubrée, 2014**).

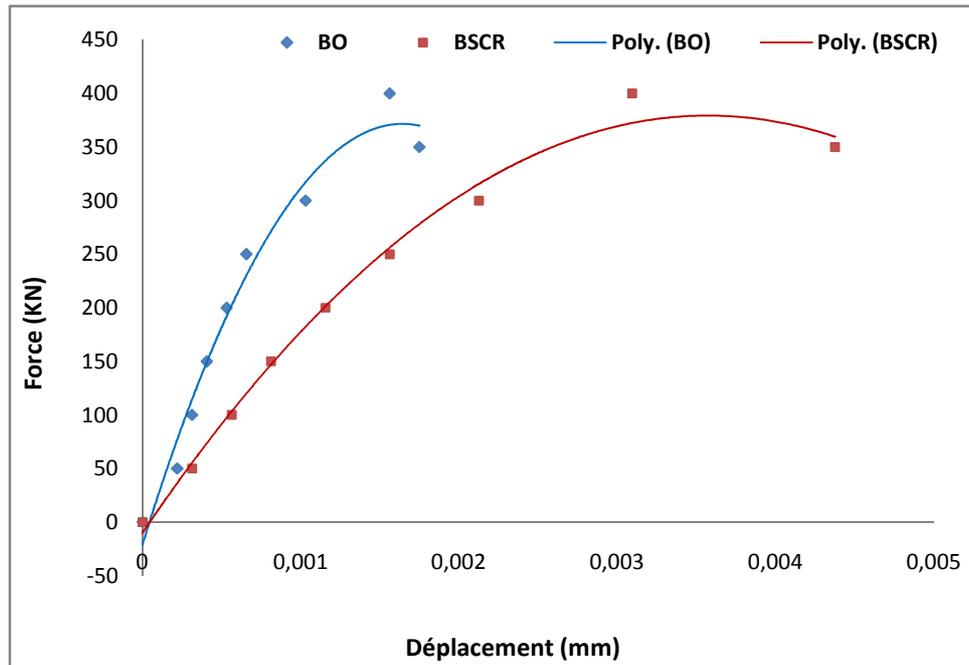
Les courbes suivantes des Figures (**IV.13, IV.14, IV.15, IV.16**) présentent les résultats obtenus du déplacement longitudinal en fonction de la force de compression uniaxiale appliqué sur les différents composites avec les quatre types de rechargement.

En outre, le comportement du béton en compression est quasiment élastique linéaire isotrope jusqu'à une contrainte d'environ 30% de la résistance de rupture, cette étape présente la phase pré-pic. En particulier, dans cette phase le comportement des bétons est élastique, les seules fissures présentes sont des microfissures généralement causées par le retrait mais non pas par la sollicitation mécanique (**Aubrée, 2014**). D'ailleurs, la déformation résiduelle est nulle. Néanmoins, l'Apparition de microfissures commence dans la deuxième phase de 40% à 80% de la charge de rupture (au pic), où la déformation résiduelle longitudinale augmente (**Molez, 2003**).

Dans cette étape d'étude on s'est intéressé à la phase pré-pic, d'où l'arrêt du chargement a été dès l'apparition de la première fissure, ce qui correspond à 80% de la contrainte de rupture.

La **Figure IV.13** montre le développement du déplacement longitudinal résultant de l'effort de compression appliqué sur les composites BSCR/BO. Les deux bétons manifestent une allure quasi linéaire, représentant un comportement élastique. Cependant, il est constaté un taux de raccourcissement différent entre les deux bétons (BSCR et BO), l'un par rapport à l'autre. Il est clairement remarquable, que les petites variations dimensionnelles présentées par les deux bétons (BSCR et BO) au début du chargement (à 50 KN) ont été similaires. Mais, à partir de 100KN, la progression du taux de déformations du BSCR devient plus importante par rapport à celle du BO, où on constate un écart important entre les deux paliers de déformation. En effet, la rigidité ainsi que le module d'élasticité entre les deux bétons sont différents, où ceux du BO sont plus importants.

De plus, on voit clairement que la phase pré-pic du BO est plus courte que celle du BSCR, qui est du à l'intervalle étendu et considérable de déformation de ce dernier par rapport à celui du BO. Par exemple, au même niveau de force à 300KN, il se produit un taux de déformation de  $1031.10^{-6}$  mm par le BO et de  $2125.10^{-6}$ mm par BSCR, qui montre une variation dimensionnelle plus importante par ce dernier avec une augmentation deux fois de celle du BO. En particulier, dans la phase élastique, environ à 30% de la résistance de rupture du BO, on note une valeur de déformation de  $656.10^{-6}$ mm résulte d'une force de 250KN. D'autre part, dans la même phase élastique du BSCR, avec un effort de compression qui correspond à 200KN, on a une valeur de déformation plus supérieure de l'ordre de  $1156.10^{-6}$ mm, présentant une différence de 76% par rapport à celle du BO. De toute façon, on a constaté un comportement déformationnelle important du BSCR en phase de pré-pic. Ce qui est expliqué une rigidité et un module élastique moins importants. Notamment, cette propriété est due à la composition du matériau dépourvu en gravier et riche en sable de carrière. En effet, le module du béton est fonction des modules du squelette granulaire et de la matrice cimentaire.



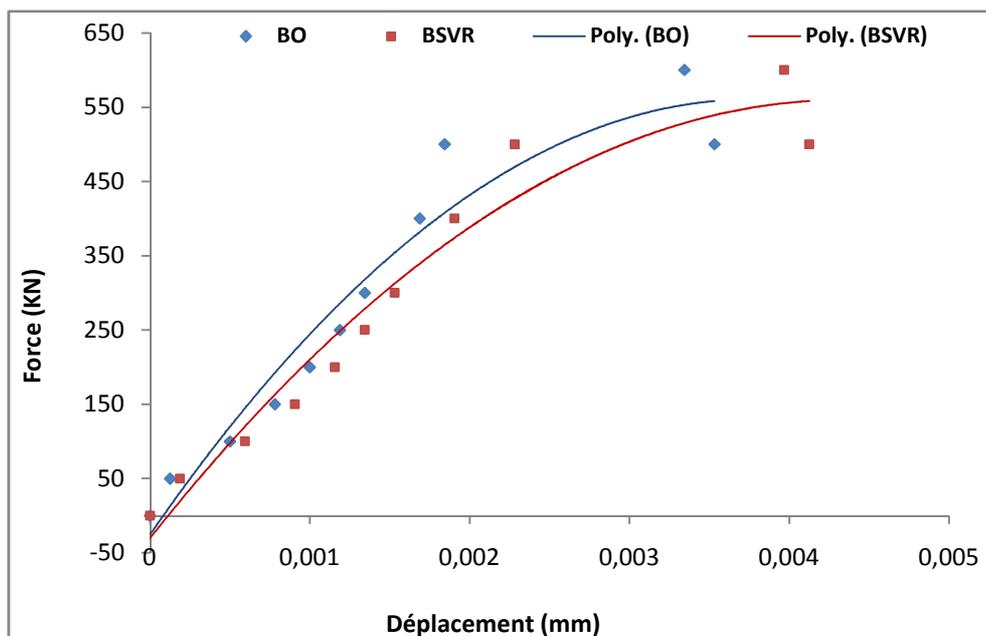
**Figure IV.13** Courbes force– déplacement du composite BO/BSCR soumis au chargement de compression uniaxiale

D'ailleurs, le pic est atteint après une déformation de  $3094 \cdot 10^{-6} \text{ mm}$  par le BSCR et de  $1562 \cdot 10^{-6} \text{ mm}$  par le BO, ce qui présente une différence de 50% à celle du BSCR. On peut constater que la variation dimensionnelle du BSCR est environ deux fois celle de BO. Par conséquent une capacité déformationnelle considérable du BSCR. Ce résultat est dû à la forme angulaire des sables concassé qui rend la propagation de la fissure plus difficile dans le béton (**Belhadj, 2014**), impliquant plus de déformation.

Or, la première fissure été manifestée selon un plan verticale au support (BO). Donc, une capacité de déformation nettement plus élevée avant l'apparition de la macro-fissuration. Ce qui justifie les résultats d'adhérence obtenu avec ce type de rechargement et qui signifie la bonne capacité d'adaptation du BSCR avec le béton ordinaire.

Concernant les composites BSVR/BO, il a été remarqué le même comportement en compression uniaxiale que les bétons cités précédemment. D'après la **Figure IV.14**, en première étape, on est devant une phase élastique quasi linéaire, puis la deuxième étape présenté par la phase de dégradation quasi-isotrope de 40% à 80% de la contrainte au pic (**Molez, 2003**).

D'autre part, les deux bétons BSVR et BO ont présenté des courbes de déformation de même allure et avec la même tendance. On a remarqué une variation dimensionnelle similaire des deux bétons. Par exemple à 250KN on a un raccourcissement de  $1187.10^{-6}$ mm par BO et  $1343.10^{-6}$ mm par BSVR. Toutefois, les déformations du béton de sable restent supérieures à celles du béton ordinaire. La même tendance dans la déformation peut être expliquée par le faible écart entre les rigidités des deux bétons. Les premières fissures sont manifestées selon la génératrice verticale de l'éprouvette sur les deux faces des bétons. Par conséquent, une capacité de déformation élevée avant l'apparition de la macro-fissuration, ainsi une bonne compatibilité dimensionnelle entre les deux matériaux. Ce qui justifie les bons résultats d'adhérence obtenu avec le BSVR et qui signifie une bonne capacité d'adaptation au béton ordinaire celui du support.

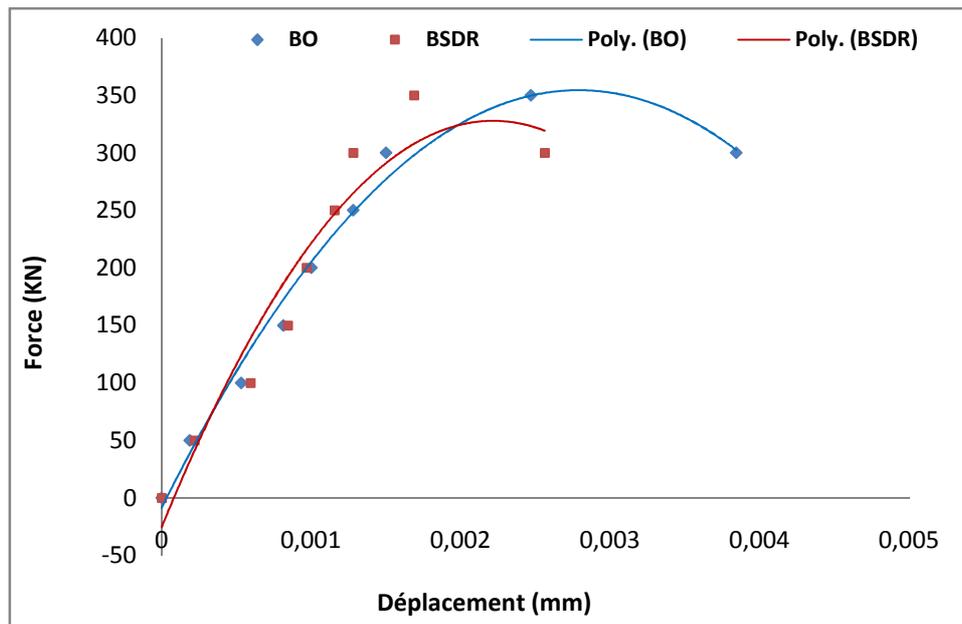


**Figure IV.14** Courbes force– déplacement du composite BO/BSVR soumis au chargement de compression uniaxiale

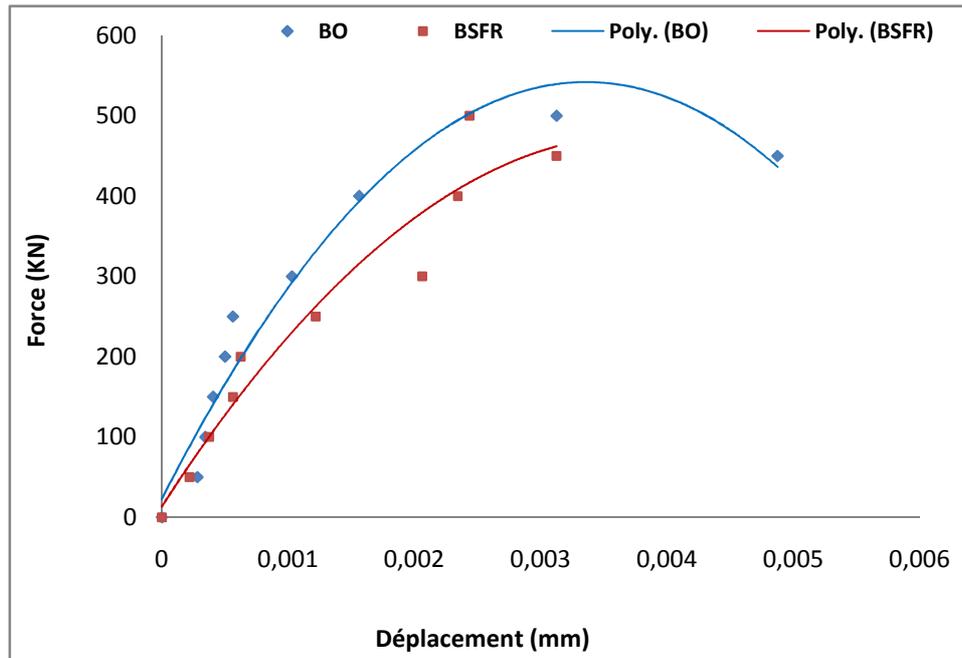
Enfin, les composites avec les rechargements BSDR et BSFR ont présenté un comportement similaire. Ce comportement est quasi-linéaire représentant un état élastique, jusqu' à 30% de la contrainte au pic en première phase. En revanche, en deuxième phase, il devient non linéaire qui représente un état quasi-isotrope de 40% à 80% de la contrainte au pic. En outre, ce qui été remarquable par les deux bétons de sable BSDR et BSFR, la

déformation peu importante présenté par rapport au BO, comme il est montré sur les Figures IV.15 et IV.16. D'où, on constate un intervalle moins important des déformations dans les deux phases pré-pic pour les deux bétons de rechargement. De plus, le BSDR a montré la même tendance avec le BO, où une superposition des deux courbes a été remarquée dans la première phase pré-pic. Sauf que le BSDR a échoué avant le BO, en manifestant des petites fissures au sommet de l'éprouvette. De ce fait, la différence importante de la rigidité entre les deux bétons qui a été de cause. Par conséquent, le BSDR n'a pas contribué à l'adaptation dimensionnelle au substrat. En fait, c'est ce qui justifie les faibles résultats d'adhérence obtenu par ce matériau.

Le même constat est donné pour le BSFR qui a montré une capacité de déformation peu importante par rapport au BO. Par conséquent, la première fissure apparue été par le BSFR. Malgré une rigidité semblable à celui du BO et qui reste son explication.



**Figure IV.15** Courbes force– déplacement du composite BO/BSDR soumis au chargement de compression uniaxiale



**Figure IV.16** Courbes force– déplacement du composite BO/BSFR soumis au chargement de compression uniaxiale

#### IV.4 Conclusion

Le présent chapitre était consacré à l'étude expérimentale de la capacité d'adhérence des bétons de sable sous différentes sollicitations, ainsi que leur adaptation au béton ordinaire de substrat, en tenant compte de l'effet de rugosité des surfaces. Cette partie d'étude était réalisée en deux phases :

- 1<sup>ère</sup> phase : Détermination de la résistance de liaison et le mode de rupture produit dans les trois essais d'adhérence (flexion trois point, fendage et cisaillement oblique).
- 2<sup>ème</sup> phase : Evaluation de la capacité de déformation des composites à partir d'une analyse du comportement mécanique en compression uniaxiale.

Les résultats de cette étude expérimentale nous ont permis de dégager les conclusions principales suivantes :

- Les valeurs de résistance d'adhérence obtenus par les composites soumises à la flexion trois points et au cisaillement oblique ont présenté des coefficients de variance modérés et

acceptables, montrant des résultats cohérents et significatifs. En revanche, le coefficient le plus important de 33.4% était déterminé par les composites BSVR/BO dans l'essai de fendage avec les surfaces de substrat RGPR. Ce coefficient considéré comme élevé indique une certaine incertitude des résultats.

- Les meilleures résistances de liaison par la flexion ont été obtenues par les composites avec rechargement BSCR, dans les trois cas de rugosité de surface (RG, LS, LSPR). Sauf, le cas de surface LSRN, où le rechargement BSVR a mieux contribué à la liaison avec le BO et qui a présenté la meilleure valeur de résistance à la flexion.

- Les modes de rupture par la flexion sont de cohésion. En effet, tout les composites avec ligne d'interface perpendiculaire à la force d'application (Cas A) ont manifestés des ruptures monolithiques, sans décollement de l'interface, et qui sont analogues à celles des éprouvettes monocouches.

- Les composites avec ligne d'interface parallèle à la force d'application ont présenté des ruptures adhésive dans le cas du rechargement BSDR et des ruptures cohésives dans les cas des rechargements BSVR et BSCR, montrant une compatibilité adéquate avec le substrat BO.

- Des résistances considérables de liaison par fendage ont été obtenues par les deux formes de composites (cylindriques et cubiques) avec les rechargements BSCR et BSVR. Les valeurs acquises par ces derniers dépassants 2.1MPa, présentant une excellente qualité de liaison entre le rechargement et le substrat, selon les recommandations de certains auteurs (**Sprinkel, 2000**).

- Une bonne qualité de liaison par fendage a été atteinte avec les plus faibles résistances de liaison supérieures à 1.5MPa, qui ont été obtenues par les rechargements BSDR et BSFR.

- Les résultats de fendage montrent une rupture dominante mixte avec détérioration partielle du rechargement ou du substrat dans la plupart des cas, qui signifie une très forte liaison du béton de sable d'une façon efficace avec le substrat BO.

- La meilleure valeur de la résistance de liaison par cisaillement oblique est de 25.9MPa a été acquise par le rechargement BSVR dans les deux états de surface (LSPR et LSRN) démontrant des résistances considérables de liaison.

- Les faibles résistances au cisaillement sont obtenues par le rechargement BSDR dans les trois états de surface (LS, LSPR et LSRN).

- Les modes de ruptures détectés en cisaillement oblique sont entre cohésives et adhésives. Or, le mode de rupture cohésive et monolithique était dominant par les composites BSVR/BO, suivi par BSCR/BO.

- Les rechargements BSDR ont exposé des ruptures adhésives avec le substrat dans la plus part des cas, mais plus dominante dans l'état de surface LS.

- Les différents modes de préparation de surface ont contribué à la liaison du rechargement avec le substrat. En particuliers, les surfaces avec rainurage ont montré un effet considérable sur la force de liaison dans les deux cas de surfaces (rugueuse et lisse).

- Avec les rechargements BSVR et BSCR, on a eu les meilleures forces de liaison mécanique, grâce aux filler de calcaire et à la poudre de verre.

- La poudre de verre a contribué à la densification de la zone de transition et a montré un effet améliorant sur l'adhérence mécanique.

- Grâce à leur effet de remplissage et de densification, les filler calcaire ont participé à l'amélioration des résistances d'adhérence

- Les modestes liaisons ont été obtenus par les rechargements BSDR et BSFR

- La fumé silice n'a pas contribué aux résistances de liaison, ceci peut être rendu au taux de finesse insuffisant pour une réaction parfaite pouzzolanique, par suite la densification de la zone de transition.

- L'examen mésoscopique des éprouvettes composites avec les quatre types du rechargement a montré un état sain de l'interface, sans fissures détecté.

- Le comportement en compression uniaxiale des quatre bétons de sable (BSCR, BSVR, BSDR et BSFR) est quasi-linéaire élastique, similaire à celui du béton ordinaire.

- Le taux de déformation du BSCR en phase pré-pic était environ deux fois de celui du BO, impliquant une capacité d'adaptation déformationnelle favorable au système de réparation.

- Le BSVR a présenté des variations dimensionnelles par la même tendance et la même allure que celles du béton ordinaire en phase pré-pic, montrant une bonne compatibilité déformationnelle.

- Les deux rechargements BSDR et BSFR n'ont pas contribué à la compatibilité déformationnelle. Ils ont montré de faibles déformations en phase pré-pic par rapport aux celles du BO, ce qui a provoqué l'apparition de la première fissuration dans le rechargement.

CONCLUSION GÉNÉRALE

&

PERSPECTIVES

## CONCLUSION GENERALE

Généralement, la durabilité d'une réparation est conditionnée par celle du matériau de réparation. En outre, la fissuration de la couche de rechargement résulte souvent de la faible capacité déformationnelle du matériau de réparation cimentaire. L'objectif principal fixé en cette thèse porte, d'une part, sur la formulation et l'étude du béton de sable comme matériau de réparation cimentaire à déformabilité améliorée, d'autre part sur l'évaluation de sa capacité d'adaptation en interaction avec le béton ordinaire du support et le niveau d'adhérence entre ces deux matériaux en contact.

Pour atteindre notre objectif, on s'est basé sur la synthèse bibliographique qui nous a permis de faire un état des connaissances sur les problèmes des réparations et les phénomènes agissant sur leur durabilité. En particulier, pour comprendre le comportement mécanique des réparations par rechargements minces adhérents à base cimentaire. En effet, le module d'élasticité d'un matériau cimentaire dépend du module d'élasticité des granulats et de la proportion volumétrique qu'ils occupent dans le matériau ; étant donné que le béton de sable dépourvu de gros granulats, où son composant principal est le sable, conduisant ainsi à un faible module d'élasticité et par suite une grande déformabilité, ce qui le rend souhaitable dans les réparations, comme rechargement mince adhérent. D'où, on a fait un aperçu approfondi sur le béton de sable, (caractéristiques et comportement).

En ce qui concerne le volet expérimental

Le deuxième chapitre a fait le point sur la présentation des techniques d'expériences, dont la démarche suivie pour la préparation des surfaces des substrats avec différents niveaux de rugosité. De plus, les étapes de fabrication des composites (Rechargement-substrat) et sans oublier les diverses procédures appliquées dans les essais d'adhérence réalisée dans le cadre de cette étude.

Dans une première étape, à travers le troisième chapitre, nous avons mené une étude sur les caractéristiques mécaniques et physiques des diverses compositions du béton de sable à base de sable concassé et du sable de dune. L'objectif été l'évaluation des propriétés mécaniques, en particulier le module élastique à la compression, ainsi que les propriétés physiques, précisément le retrait de séchage. En effet, ces deux facteurs influencent la durabilité des réparations.

Les bétons de sable destinés à la réparation comme rechargement mince adhérent ont été choisis après une démarche d'optimisation de formulation, afin d'avoir une composition de base performante avec le filler calcaire. En outre, une amélioration était apportée au béton de sable de carrière, en substituant partiellement le filler calcaire par la poudre de verre ou la fumée de silice, afin de d'améliorer ces performances.

De toute façon on a abouti à quatre bétons de réparation qui ont été choisis selon leur résistance à la compression la plus élevée, dont, trois sont à base de sable concassé, à savoir: le BSCR avec 100% de filler calcaire, le BSVR à base d'une alliance de filler 50% calcaire et 50% de la poudre de verre, le BSFR à base d'une substitution du filler calcaire par 5% de la fumée de silice. En outre, le quatrième béton (BSDR) est à base de sable de dune avec 100% de filler calcaire.

Par ailleurs, Les résultats mécaniques ont révélé des résistances remarquables à la compression par BSVR et BSFR qui ont montré des valeurs quasi similaires à celles du béton ordinaire à 28 jours, cela est dû à l'effet pouzzolanique de la poudre de verre et la fumée silice. De plus, grâce à son effet de remplissage, le filler calcaire a contribué à l'amélioration de la résistance à la compression, précisément le BSCR qui a présenté des résultats significatifs, contrairement à celles obtenues par le BSDR. De ce fait, les trois bétons de sable de carrière qui ont illustré des résistances supérieures à 25MPa sont adaptés à la classification des matériaux de réparation structurale, dans la classe (R3). D'autre part, le BSDR peut être classé comme un béton de réparation non-structurale dans la classe (R2). Cette classification est conforme à la norme **NF EN 1504-3 (2004)**.

Concernant, les résultats obtenus à la flexion trois point, ils ont démontré de meilleures valeurs de résistance avec le BSCR et ont dépassé celles du BO par un pourcentage de 8%. Ces valeurs ont été suivies par des résistances modérées présentées par BSVR et BSFR respectivement et en dernier par BSDR qui a montré les plus faibles résistances à la flexion. D'autre part, les résultats de fendage ont suivi la même tendance de ceux obtenus avec la flexion. D'où on a pu constater l'effet bénéfique du sable concassé dans l'amélioration de la résistance à la traction. Notamment, la forme angulaire de ces grains rend la propagation de la fissure plus difficile dans le béton de sable.

A propos du module d'élasticité à la compression, il a été constaté des valeurs inférieures à ceux du béton ordinaire, entre 20 et 24,3GPa qui sont justifiées par l'absence

de gros granulats qui impliquent une déformabilité souhaitable dans le système de réparation, contribuant à la réduction du potentiel de fissuration résultant des contractions du retrait restreint.

En passant à la caractérisation physique des quatre bétons (BSCR, BSVR, BSCR et BSDR), il a été noté une porosité modeste entre 12 et 13% et peut être acceptable dans les classes moyennes de la durabilité potentielle.

Pour ce qui est de retrait, les bétons BSDR et BSVR ont développé des cinétiques de retrait rapides, avec des amplitudes de retrait de séchage plus faible que celles du retrait endogène. En revanche, BSCR a développé une cinétique élevée de séchage précoce.

En guise de récapitulatif, l'ensemble des résultats obtenus dans cette première étape a permis de montrer que la propriété essentielle des bétons de sable est leur déformabilité (faible module d'élasticité), cette propriété leur donne l'avantage pour être utilisés comme matériaux de réparation. Malgré leur retrait important.

Dans une deuxième étape, à travers le quatrième chapitre, les quatre bétons de sable (BSCR, BSVR, BSFR et BSDR) ont été utilisés comme matériaux de rechargement dans le but d'évaluer leur capacité d'adhérence avec le béton ordinaire du substrat, sous différents sollicitations, en tenant compte l'effet de rugosité des surfaces.

D'abord, on s'est intéressé sur la détermination de la résistance de liaison et le mode de rupture produit dans les trois cas d'essais d'adhérence (flexion trois point, fendage et cisaillement oblique). Ensuite, on s'est orienté vers l'évaluation de la compatibilité dimensionnelle des bétons de sable avec le béton ordinaire, ainsi que leur capacité déformationnelle à partir de l'analyse de leur comportement en compression uniaxiale.

Les résultats obtenus des essais d'adhérence ont présenté de considérables forces de liaison par les quatre bétons de sable. Hormis, les plus importantes ont été données par les rechargements BSVR et BSCR. En outre, des qualités de liaisons excellentes ont été obtenues avec ces derniers.

Concernant les modes de rupture, tous les composites soumis à la flexion ont présenté des ruptures monolithiques au centre de l'éprouvette, sans décollement ou fissures à l'interface. Par ailleurs, les modes de ruptures les plus dominants détectés dans les cas de

cisaillement oblique ou fendage, étaient cohésifs. La liaison était généralement forte, où la rupture de traction se présente dans le rechargement et au même temps dans le substrat.

La rugosité de surface a montré un effet considérable à la liaison du rechargement béton de sable avec le béton ordinaire du substrat. En particulier, les surfaces avec rainurage ont bien contribué à l'amélioration de la force de liaison.

Malgré le retrait important des bétons de sable, l'examen mésoscopique a démontré un état sain de l'interface, sans fissures détectées sur toutes les éprouvettes composites, grâce à l'état hydrique du substrat (saturée -surface sèche).

Les deux rechargements BSVR et BSCR ont développé une capacité d'adaptation dimensionnelle favorable au système de réparation, contrairement aux BSDR et BSFR.

Notre étude a mis en évidence l'efficacité d'un rechargement, constitué d'un matériau cimentaire non fissurable, compatible en termes de déformation dimensionnelle. Par ailleurs, les résultats obtenus ont montré que le béton de sable apparaît être un matériau très prometteur pour la réparation et la réhabilitation de structures en béton. Par conséquent, il peut être classé comme un matériau de réparation cimentaire pour les deux usages réparation mince et structurelle.

## Perspectives

1. Entreprendre des études du fluage en traction dans le cas du composite avec le rechargement béton de sable.
2. Modélisation du comportement dimensionnelle des bétons de sable comme rechargement adhérent dans un système de réparation.

# ANNEXES



# ALCAI F20

## Fiche technique

Le gisement El-khroub occupe la partie sud ouest du massif Oum Settas au sud-est de Constantine, il est constitué de calcaire d'origine néritique caractérisé par une grande pureté chimique et une blancheur élevée.

### Caractéristiques chimiques

CaCO <sub>3</sub>	98%
CaO	56,03%
SiO <sub>2</sub>	0,04%
Na <sub>2</sub> O	0,05%
MgO	0,17%
Al <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,03%
Fe <sub>2</sub> O <sub>3</sub>	0,02%
K <sub>2</sub> O	0,02%
P <sub>2</sub> O <sub>5</sub>	0,008%
TiO <sub>2</sub>	0,009%
SO <sub>3</sub> (soluble dans l'eau)	0,0021%
SO <sub>3</sub> (soluble dans l'acide)	0,19%
Soufre totale	0,0137%
Résidu insoluble	1,15%
Solubilité dans l'eau (Ws)	0,24%
Perte au feu	43%
Ph	9

### Caractéristiques physiques

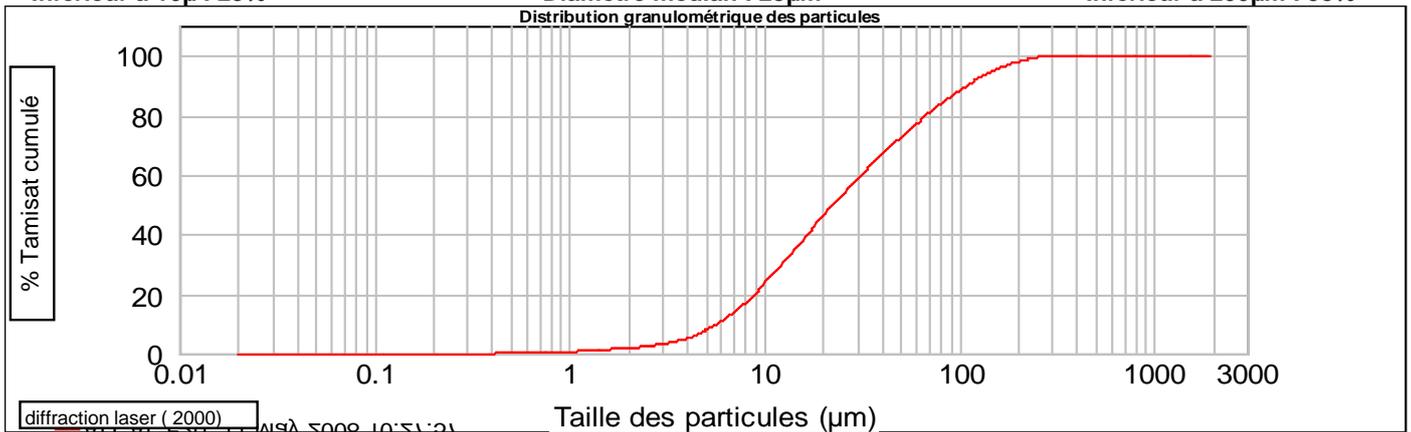
Dureté ( MOHS ) :	3
Poids spécifique :	2,7
Densité apparente non tassée :	1,11gr/cm <sup>3</sup>
Blancheur (ELREPHO 070 ) :	L : 92,82 a+0,55 b+3,94
Prise d'huile ( NF.T 30.022):	19g/100g de poudre
Prise D O P ( NF.T 30.022):	26g/100g de poudre
Humidité à l'ensachage :	0,001%
Indice de réfraction :	1,71

### Répartition granulométrique

Inférieur à 10µ : 23%

Diamètre médian : 23µm

Inférieur à 200µm : 98%



Les valeurs figurant dans cette fiche technique sont des valeurs caractéristiques moyennes de la production

### Conditionnement

Big-bag ( 1tonne )  
Palettes houssées (48 sacs de 25kg)

### Principales utilisations

fabrication du verre  
Poudre et crème à récurer  
Détergent  
Faïence

# MEDAPLAST HP

Conforme à la norme NFP 18-502

Ajout à base de micro silice

## DESCRIPTION

Le **MEDAPLAST HP** est un ajout en poudre pour confection de bétons à hautes performances (BHP). Il permet :

- d'obtenir des bétons durables à résistances mécaniques élevées
- d'obtenir des bétons résistants aux agressions chimiques et atmosphériques

## DOMAINES D'APPLICATION

- Bétons à hautes performances
- Autoroutes, pistes d'aéroport
- Ouvrages d'art, ouvrages hydrauliques
- Bétons très sollicités
- Bétons soumis aux impacts et aux chocs
- Bétons soumis à des milieux agressifs
- Sols industriels
- Silos

## PROPRIÉTÉS

Grâce à ses propriétés le **MEDAPLAST HP** permet :

### Sur béton frais :

- Améliorer la cohésion
- Éviter le ressuage et la ségrégation

### Sur béton durci :

- augmenter les résistances mécaniques
- Obtenir des bétons possédant une excellente imperméabilité
- Augmenter la résistance à l'érosion et à l'abrasion
- Obtenir des bétons résistants aux agressions chimiques
- Augmenter la durabilité du béton

L'ajout d'un super plastifiant est recommandé (**MEDAPLAST SP, SP40**) afin d'améliorer la fluidité du béton et de diminuer le rapport E/C. Le béton obtenu, une fois appliqué, ne présente aucun ressuage.

## CARACTÉRISTIQUES

- Aspect ..... Poudre
- Densité ..... 0,5
- Composants :
  - SiO<sub>2</sub>..... > 85(%)
  - SO<sub>3</sub> ..... < 2,5 (%)
  - Cl- ..... < 0,2 (%)
- surface spécifique..... > 15 (m<sup>2</sup>/gr)
- Humidité par étuve à 105°C ..... < 1 (%)
- Taille des particules ..... < 0,1 (microns)

## MODE D'EMPLOI

Le **MEDAPLAST HP** est mélangé à sec avec les composants du béton, avant l'ajout de l'eau de gâchage, pendant 1 minute au moins. Après ajout de l'eau de gâchage mélanger encore pendant 2 minutes au minimum.

Malaxer ensuite jusqu'à homogénéisation du béton.

Il est nécessaire de procéder à une cure de plusieurs jours du béton obtenu (arrosage ou **MEDACURE**) surtout par temps chaud ou en présence de vents.

### DOSAGE

Le dosage du **MEDAPLAST HP** varie de 5 à 10% du poids du ciment. Ce dosage dépend des performances recherchées.

## CONDITIONNEMENT ET STOCKAGE

Le **MEDAPLAST HP** est conditionné en sacs de 2kg et 25 kg . Disponible aussi en Bigbag.

Délai de conservation :

Une année dans son emballage d'origine, à l'abri du gel et de la chaleur.

## PRÉCAUTION D'EMPLOI

Manipulation non dangereuse.

Se référer à la Fiche de Données de Sécurité disponible sur : [www.granitex-dz.com](http://www.granitex-dz.com)

Les renseignements donnés dans cette notice sont basés sur notre connaissance et notre expérience à ce jour. Il est recommandé de procéder à des essais de convenance pour déterminer la fourchette d'utilisation tenant compte des conditions réelles de chantier.



# MEDAFLOW 145

Conforme à la norme NF EN 934-2 : TAB 1, TAB 3.1  
ET TAB 3.2 NA 774

Super plastifiant–Haut réducteur d'eau

## DESCRIPTION

Le **MEDAFLOW 145** est un super plastifiant haut réducteur d'eau de la nouvelle génération d'adjuvants. Il est conçu à base de poly carboxylates d'éther modifiés et son utilisation dans le béton permet l'obtention d'un long maintien d'ouvrabilité. Le **MEDAFLOW 145** permet d'obtenir des bétons et mortiers de très haute qualité.

En plus de sa fonction principale de superplastifiant, il permet de diminuer la quantité d'eau de gâchage du béton d'une façon remarquable.

Le **MEDAFLOW 145** ne présente pas d'effet retardateur.

## CARACTERISTIQUES

- Forme .....Liquide
- Couleur.....brai clair
- pH..... 5 – 6
- Densité..... 1.065 ± 0,015
- Teneur en chlore..... < 1g/L
- Extrait sec..... 30±1.5%

## PROPRIETES ET EFFETS

Grâce à ses propriétés le **MEDAFLOW 145** permet :

### Sur béton frais :

- l'obtention d'un E/C très bas
- Béton plastiques à fluides
- une très bonne maniabilité
- un long maintien de l'ouvrabilité
- de faciliter la mise en œuvre du béton

### Sur béton durci :

- bonne résistances initiale et finales .
- de diminuer la porosité
- bel aspect de parement au décoffrage
- de diminuer le retrait

## DOMAINES D'APPLICATION

- Bétons à hautes performances
- Bétons auto - nivelant
- Bétons pompés
- Bétons précontraints
- Bétons avec ferrailage dense

## DOSAGE

### Plage de dosage recommandée :

0,3 à 2,0 % du poids de ciment soit 0.33 à 1.8 litre pour 100 Kg de ciment.

Le dosage optimal doit être déterminé sur chantier en fonction du type de béton et des effets recherchés.

## MODE D'EMPLOI

Le **MEDAFLOW 145** est introduit dans l'eau de gâchage.

Il est recommandé d'ajouter l'adjuvant dans le béton après que 60% de l'eau de gâchage ait déjà été introduite.

Il est recommandé de réaliser des essais dans les conditions de chantier afin de déterminer le dosage fournissant les résultats recherchés.

Par temps chaud, le **MEDAFLOW 145** peut être combiné à un retardateur de prise **MEDARETARD GR**.

## CONDITIONNEMENT ET STOCKAGE

Le **MEDAFLOW 145** est conditionné en bidons de 10 l et fûts de 210 et 240 kg. et cubitainer 1100 kg

### Délai de conservation :

12 mois dans son emballage d'origine, à l'abri du gel et de la chaleur (5°C < t < 35°C).

Les renseignements donnés dans cette notice sont basés sur notre connaissance et notre expérience à ce jour. Il est recommandé de procéder à des essais de convenance pour déterminer la fourchette d'utilisation tenant compte des conditions réelles de chantier.



Zone industrielle Oued Smar – BP85 Oued Smar – 16270 Alger

Tél : (213) 021 51 66 81 & 82

Fax : (213) 021 51 64 22 & 021 51 65 23

www.granitex.dz - E-mail: granitex@granitex.dz



RÉFÉRENCES

NORMATIVES

## Références normatives

**ACI Committee 546. (2004).** Concrete repair guide (ACI 546R-04). American Concrete Institute, Farmington. Hills. Mich., 53.

**AFNOR EN 12390-3(2003),** Essai pour béton durci, Partie 3 : Résistance à la compression des éprouvettes ; Indice de classement : **P 18-455**

**AFNOR NF EN 1008 (2003),** Eau de gâchage pour béton ; Spécifications d'échantillonnage, d'essais et d'évaluation de l'aptitude à l'emploi, y compris les eaux des processus de l'industrie du béton, telle que l'eau de gâchage pour béton ; Indice de classement : **P 18-211**

**AFNOR NF EN 12620, (2003),** Granulats pour bétons ; Indice de classement : **P 18-601**

**AFNOR NF P 18-500 (1995),** Béton : Béton de sable

**AFNOR, EN 12615 (1999),** Produits et systèmes pour la protection et la réparation de structures en béton, Méthodes d'essais, (Détermination de la résistance au cisaillement) ; Indice de classement : **P 18-956**

**AFNOR, EN 197-1 (2001),** Ciment, Partie 1: Composition, spécifications et critères de conformité des ciments courants ; Indice de classement : **P 15-101-1**

**AFNOR, NF EN 12350-2 (1999),** Essai pour béton frais, Partie 2 : Essai d'affaissement ; Indice de classement : **P18 439**

**AFNOR, NF EN 12390-2 (2001),** Essais pour béton durci, Partie 2 : Confection et conservation des éprouvettes pour essais de résistance ; Indice de classement : **P 18-438**

**AFNOR, NF EN 12390-3 (2003),** Essai pour béton durci, Partie 3 : Résistance à la compression des éprouvettes ; Indice de classement : **P18-455**

**AFNOR, NF EN 12390-5 (2000),** Essai pour béton durci, Partie 5: Résistance à la flexion sur éprouvettes ; Indice de classement : **P 18-433**

**AFNOR, NF EN 12390-6 (2001),** Essais pour béton durci, Partie 6: Résistance en traction par fendage d'éprouvettes ; Indice de classement : **P 18-434**

**AFNOR, NF EN 12620, (2003),** Granulats pour béton ; Indice de classement : **P18-601**

**AFNOR, NF EN 13036-1(2002),** Caractéristiques de surface des routes et aéroports (Méthodes d'essai), Partie 1 : Mesurage de la profondeur de macrotexture de la surface d'un revêtement à l'aide d'une technique volumétrique à la tache ; Indice de classement : **P 98-831-1**

**AFNOR, NF EN 1504 (2004),** Produits et systèmes pour la protection et la réparation de structures en béton ; définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité.

**AFNOR, NF EN 1766 (2000)**, Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton (Méthodes d'essais), béton de référence pour essais ; Indice de classement : **P 18-920**

**AFNOR, NF EN 934-2 (2002)**, Adjuvants pour bétons, mortier et coulis, Partie 2 : Définitions, exigences, conformité, marquage et étiquetage ; Indice de classement : **P 18-342**

**AFNOR, NF P 18-421 (1981)**, Bétons, Mise en place par micro-table vibrante

**AFNOR, NF P15-433 (1994)**, Méthodes d'essais des ciments, Détermination du retrait et du gonflement

**AFNOR, NF P18-508 (1995)**. Additions pour bétons hydrauliques, additions calcaires, spécifications et critères de conformité.

**AFNOR, NF XP P 18-545 (2004)**, Granulats ; Éléments de définition, conformité et codification

**ASTM C 496 (2004)**, Standard Test Method for Splitting Tensile Strength of Cylindrical Concrete Specimens, American Society for Testing Materials

**ASTM C642-06,(2006)**, Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete, American Society for Testing Materials.

**ASTM C882, (1999)**. Standard test method for bond strength of epoxy-resin systems used with concrete by slant shear. American Society for Testing Materials

**British Standard BS 6319 (1984), Part 4, 1984**, Testing of Resin and polymer/cement Compositions for Use in Construction, Method for Measurement of Bond strength (Slant Shear Method)

**ICRI (2013)**, Selecting and Specifying Concrete Surface Preparation for Sealers, Coatings, Polymer Overlays, and Concrete Repair, Technical Guideline No.310.2R-2013, International Concrete Repair Institute.

**NBN B 15-215, (1989)**, Essais des bétons : Absorption d'eau par immersion

RÉFÉRENCES

BIBLIOGRAPHIQUES

---

## Références bibliographiques

---

---

### A

---

**ABADOU, Y., KETTAB, R., GHRIEB, A. (2018).** Durability of a repaired dune sand mortar modified by ceramic waste. *Engineering Structures and Technologies*, 10(1), 1-9.

**AFGC, Groupe de travail Mesure de grandeurs associées à la durabilité des bétons, (2004),** Documents scientifiques et techniques - Association française de génie civil, ISSN 1625-2888, vol. 1, p 252

**Aitcin, P. C., Neville, A., Acker, P., (1998).** Les différents types de retrait du béton. *Bulletin laboratoires des ponts et chaussées*, p: 41-52.

**Akazawa, S., (1943).** Splitting tensile test of cylindrical specimens. *Journal of the Japanese Civil Engineering Institute*, 6(1), p : 12-19.

**Altoubat, S. A., Lange, D. A., (2001).** Creep, shrinkage and cracking of restrained concrete at early age. *Urbana*, 51, 61801.

**Aubrée, N. (2014).** Caractérisation du comportement post-pic en compression du béton armé et non armé, et extension au béton renforcé de fibres, thèse de Doctorat, École Polytechnique de Montréal.

**Austin, S., Robins, P., Pan, Y., (1995).** Tensile bond testing of concrete repairs. *Materials and Structures*, 28(5), p : 249-259.

**Austin, S., Robins, P., Pan, Y., (1999).** Shear bond testing of concrete repairs. *Cement and concrete research*, 29(7), p : 1067-1076.

---

### B

---

**Bazant, Z.P., (1982),** Mathematical models form creep and shrinkage in concrete, creep and shrinkage in concrete structures, (édité par Z.P. Bazant et F.H. Wittman), Wiley et Sons, Chichester (UK).

**Bédérina, M., Khenfer, M., Dheilly, R., Quéneudec M., (2005).** Reuse of local sand: effect of limestone filler proportion on the rheological and mechanical properties of different sand concretes. *Cement and Concrete Research* 35(6), p: 1172-1179.

**Belhadj, B., Bederina, M., Benguettache, K., Queneudec, M., (2014).** Effect of the type of sand on the fracture and mechanical properties of sand concrete. *Advances in concrete construction*, 2(1), p: 13-27.

- Benaïssa, A., Morlier, P., Viguiet, C., (1993b).** Fluage et retrait du béton de sable. *Materials and structures* 26(6) p: 333-339.
- Benaïssa, A., Morlier, P., Tram, V., (1992a).** Le béton de sable un matériau non fissurant. *Revue Algérie Equipement* 66, p: 7-11.
- Benaïssa, A., Morlier, P., Viguiet, C., Chauvin, J. J., (1992b).** Cinétique de dessiccation et retrait du béton de sable, *Annales de l'institut technique du bâtiment et des travaux publics* (No. 504 (EM239)).
- Benaïssa, A., Morlier, P., Viguiet, C., (1993a).** Microstructure du béton de sable. *Cement and concrete research*, 23(3), p : 663-674.
- Benaïssa, I., Nasser, B., Aggoun, S., Malab, S., (2015).** Properties of fibred sand concrete Sprayed by Wet-Mix, Process. *Arabian Journal for Science and Engineering*, 40(8), p: 2289-2299.
- Benyahia, A., Ghrici, M. (2018).** Behaviour of self compacting repair mortars based on natural pozzolana in hot climate. *Advances In Concrete Construction*, 6(3), 285-296.
- Benyahia, A., Ghrici, M., Choucha, S., Omran, A. (2017).** Characterization of fiber reinforced self-consolidating mortars for use in patching damaged concrete. *Latin American Journal of Solids and Structures*, 14(6), 1124-1142.
- Benzerzour, M., (2004).** Étude expérimentale et numérique du renforcement des tabliers de ponts en béton armé par des rechargements adhérents. Thèse de doctorat. Artois. (France).
- Beushausen, H., (2010).** The influence of concrete substrate preparation on overlay bond strength. *Magazine of Concrete Research*, 62(11), p: 845-852.
- Beushausen, H., Alexander, M. G., (2006).** Failure mechanisms and tensile relaxation of bonded concrete overlays subjected to differential shrinkage. *Cement and concrete research*, 36(10), p: 1908-1914.
- Beushausen, H., Höhlig, B., Talotti, M., (2017).** The influence of substrate moisture preparation on bond strength of concrete overlays and the microstructure of the OTZ. *Cement and Concrete Research*, (92), p: 84-91.
- Bissonnette, B., (1996).** Le fluage en traction : un aspect important de la problématique des réparations minces en béton. Thèse de philosophie de doctorat, Université Laval.
- Bissonnette, B., Courard, L., Jolin, M., Thomassin, M., Vaysburd, A., Garbacz, A., Von Fay, K., (2014).** Adhérence des réparations en béton: évaluation et facteurs d'influence. Actes de la 15<sup>ème</sup> édition des journées scientifiques.
- Bissonnette, B., Pigeon, M., (2000).** Le comportement viscoélastique du béton en traction et la compatibilité déformationnelle des réparations. *Materials and structures*, 33(2), p : 108-118.
- Boucetta, T. A., (2014).** Contribution du laitier granulé et de la poudre de verre sur les propriétés d'écoulement et de durabilité des bétons autoplaçants et de haute performance, Thèse de doctorat. Université Badji Mokhtar (Annaba).

**Bouziati, T., Benmounah, A. Z., Makhloufi, Bédérina, M., T'kint, M. Q., (2014).** Properties of flowable sand concretes reinforced by polypropylene, *Journal of Adhesion Science and Technology*.

**Bouziati, T., Benmounah, A., Bederina, M., Lamara, M., (2011).** Effect of marble powder on the properties of self-compacting sand concrete. *The open construction and building technology journal*, 5(1).

**Brooks, J. J., (1989),** Influence of mix proportions, plasticizers and superplasticizers on creep and drying shrinkage of concrete, *Magazine of concrete researches*, 41(148), p: 145-153.

---

## C

---

**Cabrera, J. G., Al-Hasan, A. S., (1997).** Performance properties of concrete repair materials. *Construction and building materials* 11(5-6), p : 283-290

**Calgaro, J. A., De vauclair, C.B.T., (1994).** Maintenance et réparation des ponts. Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

**Carmona, S., Aguado, A. (2012).** New model for the indirect determination of the tensile stress–strain curve of concrete by means of the Brazilian test. *Materials and structures*, 45(10), 1473-1485

**Carneiro, F. L. L., Barcellos, A., (1953).** Tensile strength of concretes. In: RILEM. Bulletin N° 13. Paris.

**Chanvillard, G., Bassuyaux, O., (1996).** Une méthode de formulation des bétons de sable à maniabilité et résistance fixées, *Bull. Liaison Lab. Ponts Chausseés* 205, p : 49 – 63.

**Chauvin, J.J., (1991).** Le béton de sable en Union Soviétique, *Bulletin liaison laboratoire Ponts et Chaussées*, N°: 174, Ref 3589, P: 61-68.

**Chauvin, J.J., Grimaldi, G., (1988).** Les bétons de sables, *Bulletin liaison laboratoire, Ponts et Chaussées* N°157, Ref 3336, p: 9-15.

**Cleland, D. J., Long, A. E., (1997).** The pull-off test for concrete patch repairs. In *Proceedings of the Institution of Civil Engineers: Structures and Buildings*; (122), No. 4.

**Clímaco, J. D. S., Regan, P. E., (2001).** Evaluation of bond strength between old and new concrete in structural repairs. *Magazine of Concrete Research*, 53(6), p: 377-390.

**Courard L. (2002).** Evaluation of thermodynamic properties of concrete substrates and cement slurries modified by admixtures. *Mater Struct*; 35(3), p: 149–55.

**Courard, L., (1998).** Contribution à l'analyse des paramètres influençant la création de l'interface entre un béton et un système de réparation. *Appétence et adhérence: cause et effet d'une liaison*, thèse de Doctorat, Université de Liège, Belgique.

**Courard, L., (2000).** Parametric study for the creation of the interface between concrete and repair products. *Mater Struct*; 33(1), p:65–72.

**Courard, L., Bissonnette, B., Garbacz, A., (2018).** Specification Guidelines for Surface Preparation of Concrete Prior to Repair. In *High Tech Concrete: Where Technology and Engineering Meet*, Springer, Cham. p: 140-147.

**Courard, L., Lenaers, J. F., Michel, F., Garbacz, A., (2011).** Saturation level of the superficial zone of concrete and adhesion of repair systems. *Construction and Building Materials*, 25(5), p :2488-2494.

**Courard, L., Piotrowski, T., Garbacz, A., (2014).** Near-to-surface properties affecting bond strength in concrete repair. *Cement and Concrete Composites*, (46), p : 73-80.

**Cusson, D., Mailvaganam, N. (1996).** Durability of Repair materials, *Concrete International*, vol. 18, no 3, p: 34-38.

---

## D

---

**Delatte, N., Sehdev, A. (2003),** Mechanical properties and durability of bonded-concrete overlays and ultrathin whitetopping concrete. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, (1834), p: 16-23.

**Diederich, P., (2010).** Contribution à l'étude de l'influence des propriétés des fillers calcaires sur le comportement autoplaçant du béton (Doctoral dissertation, Université de Toulouse, Université Toulouse III-Paul Sabatier).

**Dreux, G., Festa, J., (1995).** Nouveau guide du béton et de ses constituants. Eyrolles.

**Dybeł, P., Wałach, D. (2017).** Evaluation of the Development of Bond Strength between Two Concrete Layers. In *IOP Conference Series: Materials Science and Engineering* (Vol. 245, No. 3, p. 032056). IOP Publishing.

**Dyer, T. D., Dhir, R. K., (2001).** Chemical reactions of glass cullet used as cement component, *journal of materials in civil engineering*, p: 412-417.

---

## E

---

**El Euch Khay, S., (2010).** Etude des Phénomènes de fatigue et de retrait du béton de sable compacté en technique routière - Expérience et modélisation, Thèse de Doctorat, l'Ecole Nationale d'Ingénieurs de Tunis, (DOI:10.13140/RG.2.2.12210.71363).

**El Euch Khay, S., Slaoui, A.J., Nejif, J., (2014),** Proposition d'un nouveau beton pour les structures de batiment, *Annales du Bâtiment et des Travaux Publics*. p :55-59.

**Elbakry, H. M., Tarabia, A. M. (2016).** Factors affecting bond strength of RC column jackets. *Alexandria Engineering Journal*, 55(1), 57-67.

**Emberson, N. K., Mays, G. C., (1996).** Significance of property mismatch in the patch repair of structural concrete. part 1,2,3. *Magazine of concrete research*, 48(174).

**Emmons, P. H., Vaysburd, A. M., (1996).** System concept in design and construction of durable concrete repairs. *Construction and Building Materials*, 10(1), p : 69-75.

**Emmons, P. H., Vaysburd, A. M., (1994).** Factors affecting the durability of concrete repair: the contractor's viewpoint. *Construction and building materials*, 8(1), p: 5-16.

**Espeche, A. D., León, J., (2011).** Estimation of bond strength envelopes for old-to-new concrete interfaces based on a cylinder splitting test. *Construction and building materials*, 25(3), p : 1222-1235.

---

---

## F

**Farhat, H., (1999).** Durabilité des réparations en béton de fibres: Effets du retrait et de la fatigue. Thèse de doctorat. Toulouse 3.

**Felt, E.J., (1956).** Resurfacing and patching concrete pavements with bonded concrete. In *Highway Research Board Proceedings*; (Vol. 35).

**Fernandes, H., Lúcio, V., Ramos, A., (2017).** Strengthening of RC slabs with reinforced concrete overlay on the tensile face. *Engineering Structures*, 132, p : 540-550.

**Ferraris, C. F., Obla, K. H., Hill, R., (2001).** The influence of mineral admixtures on the rheology of cement paste and concrete, *Cement and concrete research*, vol.31, n° 2, p: 245-255.

---

---

## G

**Garbacz, A., Courard, L., Bissonnette, B., (2013).** A surface engineering approach applicable to concrete repair engineering. *Bulletin of the Polish Academy of Sciences: Technical Sciences*, 61(1), p :73-84.

**Garbacz, A., Courard, L., Kostana, K., (2006).** Characterization of concrete surface roughness and its relation to adhesion in repair systems. *Materials characterization*, 56(4), p :281-289.

**Garbacz, A., Górka, M., & Courard, L., (2005).** Effect of concrete surface treatment on adhesion in repair systems. *Magazine of Concrete Research*, 57(1), p :49-60.

**Ghezal, A. F., (2014).** Compatibilité déformationnelle des bétons autoplaçants pour des utilisations dans les réparations des infrastructures routières (Doctoral dissertation, École de technologie supérieure).

**Granju, J. L., (2001).** Debonding of thin cement based overlays. *Journal of materials in civil engineering*, 13(2), p :114-120.

**Grigoriadis, K., Mangat, P. S., Abubakri, S. (2017).** Bond between microwave cured repair and concrete substrate. *Materials and Structures*, 50(2), 125.

---

**H**

---

**Hadjoudja, M., Khenfer, M. M., Mesbah, H. A., Yahia, A., (2014).** Statistical models to optimize fiber-reinforced dune sand concrete. *Arabian Journal for Science and Engineering* 39(4), p: 2721-2731.

**Hassan, K. E., Brooks, J. J., Al-Alawi, L., (2001).** Compatibility of repair mortars with concrete in a hot-dry environment. *Cement and Concrete Composites*, 23(1), p: 93-101.

**Hassan, K. E., Robery, P. C., Al-Alawi, L., (2000).** Effect of hot-dry curing environment on the intrinsic properties of repair materials. *Cement and concrete composites*, 22(6), p: 453-458.

**He, Y., Zhang, X., Hooton, R. D., Zhang, X., (2017).** Effects of interface roughness and interface adhesion on new-to-old concrete bonding. *Construction and Building Materials*, 151, p : 582-590.

**Hoła, J., Sadowski, Ł., Reiner, J., Stach, S., (2015).** Usefulness of 3D surface roughness parameters for nondestructive evaluation of pull-off adhesion of concrete layers. *Constr. Build. Mater.* 84, p :111–120.

**Hornain, H., (2007).** GranDuBé: grandeurs associées à la durabilité des bétons. Presses des Ponts.

---

**I**

---

**Idir, R., (2009),** Mécanismes d'action des fines et des granulats de verre sur la réaction alcali-silice et la réaction pouzzolanique, Thèse de doctorat, Université de Toulouse, France.

**Isla, F., Luccioni, B., Ruano, G., Torrijos, M. C., Morea, F., Giaccio, G., Zerbino, R., (2015).** Mechanical response of fiber reinforced concrete overlays over asphalt concrete substrate: Experimental results and numerical simulation. *Construction and Building Materials*, 93, p: 1022-1033.

---

**J**

---

**Jani, Y., & Hogland, W., (2014).** Waste glass in the production of cement and concrete—A review. *Journal of environmental chemical engineering*, 2(3), p : 1767-1775.

**Joudi-Bahri, I., (2012).** Influence des sables fillérisés calcaires sur les propriétés des bétons courants et superplastifiés. Un exemple tunisien, Thèse de Doctorat, Université de Lorraine.

**Joudi-Bahri, I., Lecomte, A., Ouezdou, M. B., Achour, T., (2012).** Use of limestone sands and fillers in concrete without superplasticizer. *Cement and Concrete Composites*, 34(6), p : 771-780.

**Júlio, E. N. B. S., Branco, F. A. B., Silva, V. D., (2005).** Concrete-to-concrete bond strength: influence of an epoxy-based bonding agent on a roughened substrate surface. Magazine of concrete research, 57(8), p : 463-468.

**Julio, E. N. B. S., Branco, F. A., Silva, V. D., (2004).** Concrete-to-concrete bond strength. Influence of the roughness of the substrate surface. Construction and Building materials, 18(9), p: 675-681.

**Julio, E. N. B. S., Branco, F. A., Silva, V. D., Lourenco, J. F., (2006).** Influence of added concrete compressive strength on adhesion to an existing concrete substrate. Building and environment, 41(12), p: 1934-1939.

---

## K

---

**KHOUADJIA, M. L. K., (2016).** Etude des propriétés physico-mécaniques et rhéologiques des bétons à base des sables de carrières: expérimentation et modélisation, Thèse de Doctorat, Université Mohamed Khider de Biskra.

**Kriegh, J. D., (1976).** Arizona slant shear test: a method to determine epoxy bond strength, American Concrete Institute, Journal of the American Concrete Institute, Vol. 73, No. 3, p: 372-373.

**Kunieda, M., Kurihara, N., Uchida, Y., & Rokugo, K., (2000).** Application of tension softening diagrams to evaluation of bond properties at concrete interfaces. Engineering Fracture Mechanics, 65(2-3), p : 299-315.

---

## L

---

**Laurence, O., (2001).** La fissuration due au retrait restreint dans les réparations minces en béton: apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation, Thèse de doctorat, Ecole des Ponts ParisTech.

**Li, G. (2003).** A new way to increase the long-term bond strength of new-to-old concrete by the use of fly ash. Cement and concrete research, 33(6), 799-806.

**Li, S., Geissert, D. G., Li, S. E., Frantz, G. C., Stephens, E. J. (1997).** Durability and bond of high performance concrete and repaired Portland cement concrete (No. JHR 97-257). University of Connecticut.

**Liu, C. T., Huang, J. S., (2008).** Highly flowable reactive powder mortar as a repair material. Construction and Building Materials, 22(6), p : 1043-1050.

**López-Carreño, R. D., Pujadas, P., Cavalaro, S. H., Aguado, A., (2017).** Bond strength of whitetoppings and bonded overlays constructed with self-compacting high-performance concrete. Construction and Building Materials, 153, p : 835-845.

**Lukovic, M., Ye, G., Van Breugel, K., (2012).** Reliable concrete repair: A critical review. In Proceeding of 14 international conference Structural Faults and Repair, Edinburgh, Scotland, UK, 3-5 July 2012.

---

## M

---

**Mailvaganam, N. P., Mitchell, L., (2003).** Réparations pour la remise en service des ouvrages en béton. Rapport n° 59 de l'Institut de recherche en construction, Publications du conseil national de recherches du Canada, ISSN 1206-1239, p : 4.

**Mailvaganam, N. P., Pye, G. B., Arnott, M. R. (1998).** Réparation du béton: préparation de la surface. Institut de recherche en construction, Conseil national de recherches du Canada.

**Malab, S., Benaissa, A., Boudraa, S.E., Aggoun, S., (2009),** Drying kinetics of self-compacting concrete. Turk. J. Eng. Environ. Sci. 33, p:135–145.

**Mangat, P. S., O'Flaherty, F., (1999),** Long-term performance of high-stiffness repairs in highway structures. Magazine of concrete research, 51(5), p: 325-339.

**Medeiros, M. H. F., Helene, P., Selmo, S., (2009).** Influence of EVA and acrylate polymers on some mechanical properties of cementitious repair mortars. Construction and Building Materials, 23(7), p : 2527-2533.

**Mirmoghtadaei, R., Mohammadi, M., Samani, N. A., Mousavi, S., (2015).** The impact of surface preparation on the bond strength of repaired concrete by metakaolin containing concrete. Construction and Building Materials, 80, p: 76-83.

**Modjabi-Sangnier, F., (2010).** Approche quantitative de la notion de compatibilité des bétons de réparation autoplçants, Thèse de doctorat, Université Laval.

**Mohamad, M. E., Ibrahim, I. S., Abdullah, R., Rahman, A. A., Kueh, A. B. H., Usman, J., (2015).** Friction and cohesion coefficients of composite concrete-to-concrete bond. Cement and Concrete Composites, 56, p : 1-14.

**Mohammadi, M., Moghtadaei, R. M., Samani, N. A. (2014).** Influence of silica fume and metakaolin with two different types of interfacial adhesives on the bond strength of repaired concrete. Construction and Building Materials, 51, 141-150.

**Molez, L., (2003).** Comportement des réparations structurales en béton: couplage des effets hydriques et mécaniques, Thèse de doctorat, École normale supérieure de Cachan-ENS Cachan; Université Laval.

**Momayez, A., Ehsani, M.R., Ramezani pour, A.A., Rajaie, H., (2005).** Comparison of methods for evaluating bond strength between concrete substrate and repair materials, Cement and Concrete Research 35, p: 748–757.

**Morgan, D. R., (1996).** Compatibility of concrete repair materials and systems. Construction and building materials, 10(1), p: 57-67.

---

**N**

---

**Naderi, M., (2008).** Adhesion of different concrete repair systems exposed to different environments. *The Journal of Adhesion*, 84(1), p: 78-104.

**Neville, A. M., (2000),** Propriétés Des Bétons, Edition Eyrolles.

**Ngassam, I. L. T., (2013).** Durabilité des réparations des ouvrages d'art en béton. Thèse de doctorat. Université Paris-Est.

**Nguyen, T. H., (2010).** Durabilité des réparations à base cimentaire: analyse comparée de l'influence des propriétés mécaniques du matériau de réparation, Thèse de doctorat, Université de Toulouse.

**Nishizawa, T., Fukute, T., Kokubun, S. (1999).** Study of a method for analyzing the mechanical behavior of composite pavement. *Transportation Research Record: Journal of the Transportation Research Board*, (1684), p : 101-109.

---

**O**

---

**Ollitrault-Fichet, R., Gauthier, C., Clamen, G., Boch, P., (1998).** Microstructural aspects in a polymer modified cement, *Cement and Concrete Research* 28, p: 1687-1693.

---

**P**

---

**Pattnaik, R. R., Rangaraju, P. R. (2007).** Analysis of compatibility between repair material and substrate concrete using simple beam with third point loading. *Journal of Materials in Civil Engineering*, 19(12), 1060

**Perez, F., Bissonnette, B., Gagné, R., (2009).** Parameters affecting the debonding risk of bonded overlays used on reinforced concrete slab subjected to flexural loading. *Materials and structures*, 42(5), p : 645-662.

---

**Q**

---

**Qian, J., You, C., Wang, Q., Wang, H., Jia, X., (2014).** A method for assessing bond performance of cement-based repair materials. *Construction and Building Materials*, 68, p : 307-313.

---

**R**


---

**Ramachandran V.S., Malhotra V.M., Jolicoeur C., Spiratos N., (1998).** Superplasticizers : properties and applications in concrete, CANMET, p : 404.

---



---

**S**


---

**Sablocrete, P., (1994).** Béton de sable, caractéristiques et pratique d'utilisation. Ed. Association Amicale des Ingénieurs Anciens Elèves de L'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.

**Sadowski, L., (2017).** Multi-Scale evaluation of the interphase zone between the overlay and concrete substrate: Methods and Descriptors. Applied Sciences, 7(9), p :893.

**Sadowski, L., Czarnecki, S., Hoła, J., (2016).** Evaluation of the height 3D roughness parameters of concrete substrate and the adhesion to epoxy resin. International Journal of Adhesion and Adhesives, (67), p : 3-13.

**Sadowski, L., Stefaniuk, D., Hoła, J., (2017).** The effect of the porosity within the interfacial zone between layers on pull-off adhesion. Construction and Building Materials, 152, p: 887-897.

**Saldanha, R., Júlio, E., Dias-da-Costa, D., Santos, P., (2013).** A modified slant shear test designed to enforce adhesive failure. Construction and Building Materials, 41, p : 673-680.

**Santos P. (2009),** Assessment of the shear strength between concrete layers, Thèse de Doctorat de philosophie, en génie civil, Université de Coimbra; Portugal.

**Santos, D. S., Santos, P. M., Dias-da-Costa, D., (2012).** Effect of surface preparation and bonding agent on the concrete-to-concrete interface strength. Construction and Building Materials, (37), p:102-110.

**Santos, P. M. D., Júlio, E. N. B. S. (2011).** Factors affecting bond between new and old concrete. ACI Materials Journal, 108(4), 449.

**Santos, P. M. D., Júlio, E. N. B. S., (2008).** Development of a laser roughness analyser to predict in situ the bond strength of concrete-to-concrete interfaces. Magazine of Concrete Research, 60(5), p :329-337.

**Santos, P. M., Júlio, E. N., (2013).** A state of the art review on roughness quantification methods for concrete surfaces. Construction and Building Materials, 38, p: 912-923.

- Saucier, F., (1990).** La durabilité de l'adhérence des réparations en béton, Thèse de doctorat, Université Laval, Québec, p : 145.
- Shayan, A., XU, A., (2002).** Value-added utilisation of waste glass in concrete, IABSE symposium, Melbourne, p:1-11.
- Shayan, A., Xu, A., (2006).** Performance of glass powder as a pozzolanic material in concrete: A field trial on concrete slabs. *Cement and concrete research*, 36(3), p :457-468.
- Shekhawat, B. S., Aggarwal, D. V., (2014).** Utilisation of waste glass powder in concrete—A Literature Review. *International Journal Of Innovative Research In Science, Engineering And Technology (An ISO 3297: 2007 Certified Organisation) Volume*, 3.
- Siewczynska, M., ( 2012).** Method for determining the parameters of surface roughness by usage of a 3D scanner. *Arch. Civ. Mech. Eng.*, 12, p:83–89.
- Silfwerbrand, J. L., (2009).** Bonded concrete overlays for repairing concrete structures. In *Failure, Distress and Repair of Concrete Structures*, p: 208-243.
- Silfwerbrand, J., (1990).** Improving concrete bond in repaired bridge decks. *Concrete international* 12(9).
- Silfwerbrand, J., Beushausen, H., Courard, L., (2011).** Bond. Bonded Cement-Based Material Overlays for the Repair, the Lining or the Strengthening of Slabs or Pavements, Springer, (chapter 4), p: 51-79.
- Silfwerbrand, J., Paulsson, J., (1998).** Better bonding of bridge deck overlays. *Concrete International*, 20(10), p : 56-61.
- Silva, D.A., John, V.M., Ribeiro, J.L.D., Roman, H.R., (2001).** Pore size distribution of hydrated cement pastes modified with polymers, *Cement and Concrete Research* 31, p: 1177-1184.
- Soliman, H., Shalaby, A. (2014).** Characterizing the performance of cementitious partial-depth repair materials in cold climates. *Construction and Building Materials*, 70, 148-157.
- Soufi, A., (2013).** Etude de la durabilité des systèmes béton armé: mortiers de réparation en milieu marin, thèse de Doctorat, Université de La Rochelle.
- Sprinkel, M. M., Ozyildirim, C. (2000).** Evaluation of high performance concrete overlays placed on Route 60 over Lynnhaven Inlet in Virginia (No. VTRC-01-R1). Virginia Transportation Research Council.

---

## T

---

- Tabor, L.J., (1978).** Evaluation of resin systems for concrete repair. *Mag Concr Res*; 30(15) p: 221–225.
- Talbot, C., Pigeon, M., Beaupré, D., Morgan, D. R., (1994).** Influence of surface preparation on long-term bonding of shotcrete. *ACI material journal*(Nov.-Dec.).

**Tayeh, B. A., Abu Bakar, B. H., Megat Johari, M. A., Ratnam, M. M., (2014).** Existing concrete textures: their effect on adhesion with fibre concrete overlay. Proceedings of the Institution of Civil Engineers-Structures and Buildings, 167(6), p: 355-368.

**Tayeh, B. A., Bakar, B. A., Johari, M. M., Voo, Y. L. (2012).** Mechanical and permeability properties of the interface between normal concrete substrate and ultra high performance fiber concrete overlay. Construction and building materials, 36, 538-548.

**Tayeh, B. A., Bakar, B. H. A., Johari, M. A. M., (2013).** Characterization of the interfacial bond between old concrete substrate and ultra high performance fiber concrete repair composite. Materials and structures, 46(5), p: 743-753.

**Tayeh, B.A., Abu Bakar, B.H. , Megat Johari, M.A. , Zeyad, A.M., (2013).** Flexural strength behavior of composite UHPFC - existing concrete, Adv. Mater. Res. 701, p : 32–36.

**Tayeh, B.A., Bakar, B.A., Johari, M.M., Ratnam, M. M., (2013).** The relationship between substrate roughness parameter sand bond strength of ultra high-performance fiber concrete. J. Adhes. Sci. Technol.,(27), p:1790–1810.

**Thomas, M. D. A., Hooton, R. D., Scott, A., Zibara, H., (2012).** The effect of supplementary cementitious materials on chloride binding in hardened cement paste. Cement and Concrete Research, 42(1), p: 1-7.

---

## V

---

**Vaysburd, A. M., (2006).** Holistic system approach to design and implementation of concrete repair. Cement and Concrete composites, 28(8), p : 671-678.

---

## W

---

**Wu, K. R., Yan, A., Liu, J. Y., Zhang, D., Yao, W., (2000).** Reconstruction and analysis of 3D profile of fracture surface of concrete. Cement and concrete research, 30(6), p: 981-987.

---

## X

---

**Xiong, G., Liu, J., Li, G., Xie, H., (2002).** A way for improving interfacial transition zone between concrete substrate and repair materials. Cement and concrete research, 32(12), p: 1877-1881.

---

## Z

---

**Zanotti, C., Banthia, N., Plizzari, G., (2014).** A study of some factors affecting bond in cementitious fiber reinforced repairs. Cement and Concrete Research, 63, p : 117-126.

**Zidol, A., (2014).** Durabilité en milieu agressifs des bétons incorporant la poudre de verre, Thèse de Doctorat en Génie civil, Université de Sherbrooke, Sherbrooke, Québec.

**ZREIKI, J., (2009).** Comportement du béton au jeune âge dans les structures massives. Application au cas de réparation des ouvrages (Thèse de doctorat), École normale supérieure de Cachan-ENS Cachan).

**LISTE DES PUBLICATIONS**

**&**

**COMMUNICATIONS**

**ISSUES DE LA THÈSE**

## Liste des publications et communications issues de la thèse

### Publications internationales

- **Gadri, K., & Guettala, A. (2014).** Etude des caractéristiques physico-mécaniques des bétons de sable à base de fumée de silice. In MATEC Web of Conferences (Vol. 11, p. 01018). EDP Sciences.
- **Gadri, K., & Guettala, A. (2017).** Evaluation of bond strength between sand concrete as new repair material and ordinary concrete substrate (The surface roughness effect). *Construction and Building Materials*, (157), 1133-1144.

### Publications nationales

- **Gadri, K., & Guettala, A. (2017).** Study of the adaptation of the sand concrete as repair material associated with an ordinary concrete substrate. *Journal of Applied Engineering Science & Technology*, 3(1), 13-20.

### Communications internationales

- **Gadri, K., & Guettala, A. (2014).** Etude du comportement physico-mécanique des bétons de sable à base de déchets de polissage de carrelage. In *Conférence Matériaux 2014-Colloque Ecomatériau*.